

***République Algérienne Démocratique et Populaire***

***Ministère de l'Enseignement Supérieur***

***Et de la Recherche Scientifique***

***Université Abderrahmane MIRA- Bejaia***

***Faculté de technologie***

***Département de Génie Civil***

# Mémoire de fin d'études

***En Vue d'Obtention du Diplôme Master2 en génie civil***

***Option : structures***

## **Thème :**

**Etude d'un bâtiment en béton armé(R+8) à usage  
d'habitation contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### **Présenté par :**

**Mr: DJENADI Oualid**

**Mr :MESSAOUDI Jughorta**

### **Encadreur :**

**M<sup>r</sup>: BEN YESSAD**

### **Membre de jury :**

**Mr: L. GUECHARI**

**Melle :K. GUENOUNOU**

**Promotion 2017-2018**

## ***Remerciements***

*Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier vivement notre promoteur Mr Ben yessaad pour son encadrement, ses conseils et sa disponibilité.*

*Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.*

*Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.*

*Enfin nous remercions tous la promotion de génie civil 2017/2018*

*Oualid et jughorta*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

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

*À mes chers frères*

*À mes très chères Sœurs*

*À toute ma famille*

*À mon binôme et sa famille .*

*À mes amies : zakari-elyazid-hamza f-dady-fouad-ferhat-hamza k,  
moussa-mohamed-zinou-ghanou-salah et hananne.*

*Dj\_oualid*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

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

*À mes chers frères*

*À toute ma famille*

*À mon binôme et sa famille.*

*À mes amies : zakari-elyazid-hamza -dady-fouad-ferhat-moussa  
ghanou-salah -linda et sa famille.*

*M\_jughorta*



# SOMMAIRE

## *Chapitre I : Généralités*

|  |   |
|--|---|
| I.1. Présentation du projet .....                          | 2 |
| I.2. Caractéristique architecturales de notre projet ..... | 2 |
| I.3. Caractéristique de sol.....                           | 2 |
| I.4. Choix de contreventement .....                        | 2 |
| I.5. Répartition de surface .....                          | 3 |
| I.6. Règlements et normes utilisée .....                   | 3 |
| I.7. Définition des éléments de l'ouvrage .....            | 4 |
| I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....       | 4 |

## *Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments*

|  |    |
|--|----|
| II.1. Introduction .....                                 | 7  |
| II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires ..... | 7  |
| II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux .....  | 12 |
| II.3.1. Pré- Pré-dimensionnement des poutres .....       | 12 |
| I.3.2. Voiles .....                                      | 13 |
| II.3.3. Évaluation des charges et surcharges .....       | 14 |
| II.3.4. Pré dimensionnement des poteaux .....            | 16 |
| II.3.5. Descente de charge.....                          | 17 |
| II.4. Conclusion.....                                    | 24 |

## *Chapitre III : Calcul des éléments secondaires*

|  |    |
|--|----|
| III.1. Introduction .....              | 26 |
| III.2. Calcul des planchers .....      | 26 |
| III.2.1. Plancher à corps creux .....  | 26 |
| III.2.2. Plancher à dalle pleine ..... | 44 |
| III.3. Etude de l'acrotère.....        | 51 |
| III.4. Etude de l'ascenseur .....      | 56 |
| III.5. Etude d'escaliers .....         | 63 |
| III.6. Poutre de chainage .....        | 74 |

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

|              |   |           |
|--------------|---|-----------|
| <b>IV.1.</b> | <b>Introduction.....</b>                                      | <b>78</b> |
| <b>IV.2.</b> | <b>Méthode de calcul.....</b>                                 | <b>78</b> |
| <b>IV.3.</b> | <b>Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes .....</b> | <b>83</b> |
| <b>IV.4.</b> | <b>Modalisation et résultats bloc A .....</b>                 | <b>83</b> |
| <b>IV.5.</b> | <b>Modalisation et résultats bloc B.....</b>                  | <b>90</b> |
| <b>IV.6.</b> | <b>Justification de la largeur de joint sismique.....</b>     | <b>95</b> |
| <b>IV.7.</b> | <b>Conclusion .....</b>                                       | <b>95</b> |

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

|                |  |            |
|----------------|--|------------|
| <b>V.1.</b>    | <b>Etude des poutres.....</b>                          | <b>98</b>  |
| <b>V.1.1.</b>  | <b>Introduction .....</b>                              | <b>98</b>  |
| <b>V.1.2.</b>  | <b>Ferraillage.....</b>                                | <b>98</b>  |
| <b>V.1.3.</b>  | <b>Dispositions constructive des portiques .....</b>   | <b>100</b> |
| <b>V.1.4.</b>  | <b>Recommandation de BAEL.....</b>                     | <b>100</b> |
| <b>V.1.5.</b>  | <b>Calcul de ferraillage.....</b>                      | <b>100</b> |
| <b>V.1.6.</b>  | <b>vérification des armatures longitudinales .....</b> | <b>101</b> |
| <b>V.1.7.</b>  | <b>Les armatures transversales .....</b>               | <b>101</b> |
| <b>V.1.8.</b>  | <b>Vérification à l'ELU .....</b>                      | <b>102</b> |
| <b>V.1.9.</b>  | <b>Vérification à l'ELS.....</b>                       | <b>103</b> |
| <b>V.1.10.</b> | <b>Schéma de ferraillage des poutres .....</b>         | <b>104</b> |
| <b>V.2.</b>    | <b>Etude des poteaux.....</b>                          | <b>104</b> |
| <b>V.2.1.</b>  | <b>Introduction .....</b>                              | <b>104</b> |
| <b>V.2.2.</b>  | <b>Recommandations du RPA (version 2003.....</b>       | <b>105</b> |
| <b>V.2.3.</b>  | <b>Sollicitations de calcul.....</b>                   | <b>107</b> |
| <b>V.2.4.</b>  | <b>Calcul de ferraillage .....</b>                     | <b>107</b> |
| <b>V.2.5.</b>  | <b>Armatures transversales .....</b>                   | <b>109</b> |
| <b>V.2.6.</b>  | <b>Vérifications .....</b>                             | <b>109</b> |
| <b>V.3.</b>    | <b>Etudes des voiles .....</b>                         | <b>116</b> |
| <b>V.3.1.</b>  | <b>Introduction .....</b>                              | <b>116</b> |
| <b>V.3.2.</b>  | <b>Recommandations du PRA99.....</b>                   | <b>116</b> |
| <b>V.3.3.</b>  | <b>Ferraillage .....</b>                               | <b>118</b> |
| <b>V.3.4.</b>  | <b>Calcul du ferraillage de voile.....</b>             | <b>118</b> |
| <b>V.3.5.</b>  | <b>Schéma de ferraillage .....</b>                     | <b>124</b> |
| <b>V.4.</b>    | <b>Conclusion .....</b>                                | <b>124</b> |

## ***Chapitre VI : Etude infrastructure***

|   |     |
|---|-----|
| <b>VI.1.</b> Introduction.....                        | 126 |
| <b>VI.2.</b> Différents type de fondations.....       | 126 |
| <b>VI.3.</b> Choix de type de fondation.....          | 126 |
| <b>VI.4.</b> Combinaisons d'action à considérer ..... | 126 |
| <b>VI.5.</b> Etudes des fondations .....              | 126 |
| <b>VI.5.1.</b> Semelle isolée .....                   | 126 |
| <b>VI.5.2.</b> Semelles filantes .....                | 127 |
| <b>VI.5.3.</b> Radier général .....                   | 128 |
| <b>VI.6.</b> Ferrailage du radier.....                | 132 |
| <b>VI.7.</b> Etude des nervures .....                 | 135 |

## Liste des figures

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

|  |    |
|--|----|
| Figure. II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux ..... | 7  |
| Figure. II.2. Plan de disposition des poutrelles .....             | 9  |
| Figure. II.3. Section d'une poutrelle .....                        | 9  |
| Figure. II.4. Schéma d'escaliers .....                             | 11 |
| Figure. II.5. Vue en plan d'escalier .....                         | 12 |
| Figure. II.4. Schéma de l'acrotère. ....                           | 12 |
| Figure. II.7. Surface afférente P1 .....                           | 17 |
| Figure. II.8. Schéma statique de la descente de charge .....       | 18 |
| Figure. II.9. Surface afférente P2 .....                           | 20 |

### Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

|   |    |
|---|----|
| Figure. III.1. Schéma statique de la poutrelle type 5 .....             | 28 |
| Figure. III.2. Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....    | 44 |
| Figure. III.3. Dalle sur 4 appuis (D1) .....                            | 44 |
| Figure. III.4. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis (D1) ..... | 48 |
| Figure. III.5. Dalle sur 3 appuis (D2) .....                            | 48 |
| Figure. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (D2) ..... | 51 |
| Figure. III.7. Coupe d'un acrotère .....                                | 51 |
| Figure. III.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère .....                 | 56 |
| Figure III.9. Cage d'ascenseur .....                                    | 56 |
| Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle machine .....           | 63 |
| Figure. III.11. Schéma d'escalier .....                                 | 63 |
| Figure. III.12. Les réactions d'appuis à l'ELU .....                    | 64 |
| Figure. III.13. Diagramme des moments à l'ELU .....                     | 64 |
| Figure. III.14. Diagramme des efforts tranchants .....                  | 64 |
| Figure. III.15. Les réactions d'appuis à l'ELS .....                    | 66 |
| Figure. III.16. Diagramme des moments à l'ELS .....                     | 67 |
| Figure. III.17. Diagramme des efforts tranchants .....                  | 67 |
| Figure. III.18. Schéma de ferrailage de l'escalier .....                | 69 |
| Figure. III.19. Schéma de ferrailage de la Poutre palière .....         | 74 |
| Figure. III.20. Schéma de ferrailage de la poutre chainage .....        | 76 |

## ***Chapitre IV : Etudes dynamique***

|   |    |
|---|----|
| <b>Figure.IV.1.</b> Disposition des voiles et emplacement de joint sismique ..... | 84 |
| <b>Figure.IV.2.</b> 1 <sup>ère</sup> mode (translation suivant Y) .....           | 85 |
| <b>Figure.IV.3.</b> 2 <sup>ème</sup> mode (translation suivant X).....            | 86 |
| <b>Figure.IV.4.</b> 3 <sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z).....              | 86 |
| <b>Figure.IV.5.</b> 1 <sup>ère</sup> mode (translation suivant Y) .....           | 91 |
| <b>Figure.IV.6.</b> 2 <sup>ème</sup> mode (translation suivant X).....            | 91 |
| <b>Figure.IV.7.</b> 3 <sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z).....              | 92 |

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

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figure.V.1.</b> Dispositions constructives des portiques .....                                   | 100 |
| <b>Figure.V.2.</b> Zone nodale.....   | 106 |
| <b>Figure.V.3.</b> Section d'un poteau.....   | 110 |
| <b>Figure.V.4.</b> Réduction des sections des poteaux .....   | 115 |
| <b>Figure.V.5.</b> Section du voile.....  | 120 |
| <b>Figure.V.6.</b> Schéma de ferrailage du voile Vx2 au niveau du RDC et 1 <sup>er</sup> étage..... | 125 |

## ***Chapitre VI : Etudes infrastructures***

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figure.VI.1.</b> Semelle isolée .....                                 | 127 |
| <b>Figure.VI.2.</b> Semelle filante (SF) .....                           | 127 |
| <b>Figure.VI.3.</b> Schéma d'une dalle sur quatre appuis .....           | 132 |
| <b>Figure.VI.4.</b> Schéma de ferrailage du radier .....                 | 135 |
| <b>Figure.VI.5.</b> Schéma de rupture du radier de dalle du radier ..... | 135 |
| <b>Figure.VI.6.</b> Schéma des nervures dans le sens x-x .....           | 137 |
| <b>Figure.VI.7.</b> Schéma des nervures dans le sens y-y .....           | 137 |
| <b>Figure.VI.8.</b> Section à ferrailier .....                           | 138 |
| <b>Figure.VI.9.</b> Schéma de ferrailage de nervure .....                | 141 |

## ***Liste des tableaux***

### ***Chapitre I : Généralités***

|   |   |
|---|---|
| <b>Tableau.I.1.</b> Surface de rez- de- chaussée .....              | 3 |
| <b>Tableau.I.2.</b> Surface des étages courants .....               | 3 |
| <b>Tableau.I.3.</b> Surface de 1 <sup>ère</sup> niveau duplex.....  | 3 |
| <b>Tableau.I.4.</b> Surface de 2 <sup>ème</sup> niveau duplex ..... | 3 |

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

|   |    |
|---|----|
| <b>Tableau.II.1.</b> Evaluation des charges plancher terrasse inaccessible.....     | 14 |
| <b>Tableau.II.2.</b> Evaluation des charges plancher terrasse accessible.....       | 14 |
| <b>Tableau.II.3.</b> Evaluation des charges plancher à corps creux .....            | 15 |
| <b>Tableau.II.4.</b> Evaluation des charges revenant au plancher dalle pleine ..... | 15 |
| <b>Tableau.II.5.</b> Evaluation des charges murs extérieurs .....                   | 15 |
| <b>Tableau.II.6.</b> Evaluation des charges sur les volées .....                    | 16 |
| <b>Tableau.II.7.</b> Evaluation des charges sur les paliers .....                   | 16 |
| <b>Tableau.II.8.</b> Descente de charge pour P1 .....                               | 18 |
| <b>Tableau.II.9.</b> Descente de charge pour P2 .....                               | 20 |
| <b>Tableau.II.10.</b> Vérification des poteaux au flambement.....                   | 23 |

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

|   |    |
|---|----|
| <b>Tableau.III.1.</b> Différents types des poutrelles plancher terrasse inaccessible .....                        | 26 |
| <b>Tableau.III.2.</b> Différents types des poutrelles plancher étage courant .....                                | 27 |
| <b>Tableau.III.3.</b> Evaluation des charges et surcharge sur poutrelles .....                                    | 28 |
| <b>Tableau.III.4.</b> Résumé des sollicitations dans les différents types de poutrelles (plancher étage) .....    | 30 |
| <b>Tableau.III.5.</b> Résumé des sollicitations dans les différents types de poutrelles (plancher terrasse) ..... | 31 |
| <b>Tableau.III.6.</b> Vérification de la flèche .....   | 39 |
| <b>Tableau.III.7.</b> Ferrailage de différents types des poutrelles (plancher étage) .....                        | 39 |
| <b>Tableau.III.8.</b> Ferrailage les différents types de poutrelles (plancher terrasse) .....                     | 40 |
| <b>Tableau.III.9.</b> Vérification des contraintes aux états limites (étage courant).....                         | 41 |
| <b>Tableau.III.10.</b> Vérification des contraintes aux états limites (terrasse inaccessible).....                | 41 |
| <b>Tableau.III.11.</b> Vérification de la flèche .....  | 42 |
| <b>Tableau.III.12.</b> Revérification de la flèche .....  | 42 |
| <b>Tableau.III.13.</b> Schéma de ferrailage d'un exemple de poutrelles .....                                      | 43 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Tableau.III.14.</b> Ferrailage de la dalle (D1) .....                 | 46 |
| <b>Tableau.III.15.</b> Contrainte dans le béton de (D1) .....            | 47 |
| <b>Tableau.III.16.</b> Ferrailage de la dalle D2 .....                   | 49 |
| <b>Tableau.III.17.</b> Charge et surcharge de l'acrotère .....           | 52 |
| <b>Tableau.III.18.</b> Combinaisons d'action .....                       | 53 |
| <b>Tableau.III.19.</b> Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....           | 61 |
| <b>Tableau.III.20.</b> Vérification des contraintes .....                | 62 |
| <b>Tableau.III.21.</b> Charge et surcharge d'escalier.....               | 63 |
| <b>Tableau.III.22.</b> Résultats de ferrailage du l'escalier.....        | 65 |
| <b>Tableau.III.23.</b> Résultats de calcul des contraintes .....         | 67 |
| <b>Tableau.III.24.</b> Résultat de la flèche.....                        | 68 |
| <b>Tableau.III.25.</b> Résultats de ferrailage de la poutre palière..... | 71 |
| <b>Tableau.III.26.</b> Ferrailage de la poutre de chainage .....         | 75 |

#### *Chapitre IV : Etude dynamique*

|  |    |
|--|----|
| <b>Tableau.IV.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ pour le bloc A .....  | 79 |
| <b>Tableau.IV.2.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ pour le bloc B .....  | 79 |
| <b>Tableau.IV.3.</b> Les valeurs de $\zeta(\%)$ .....  | 81 |
| <b>Tableau.IV.4.</b> Les périodes statiques et facture d'amplification dynamique du bloc B .....             | 82 |
| <b>Tableau.IV.5.</b> Modes et périodes de vibration et taux de participation massiques.....                  | 85 |
| <b>Tableau.IV.6.</b> Vérification sous charges verticales.....   | 87 |
| <b>Tableau.IV.7.</b> Vérification sous charges horizontales .....  | 87 |
| <b>Tableau.IV.8.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....  | 88 |
| <b>Tableau.IV.9.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques .....                                | 88 |
| <b>Tableau.IV.10.</b> Vérification des déplacements .....  | 89 |
| <b>Tableau.IV.11.</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....  | 90 |
| <b>Tableau.IV.12.</b> .Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses<br>du bloc B. .... | 90 |
| <b>Tableau.IV.13.</b> Vérification sous charges verticale du bloc B .....                                    | 93 |
| <b>Tableau.IV.14.</b> Vérification sous charges horizontales du bloc B.....                                  | 93 |
| <b>Tableau.IV.15.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....   | 94 |
| <b>Tableau.IV.16.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques .....                               | 94 |
| <b>Tableau.IV.17.</b> Vérification des déplacements .....  | 94 |
| <b>Tableau.IV.18.</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....  | 95 |

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

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau.V.1.</b> Ferrailage des poutres principales et secondaires.....                 | 101 |
| <b>Tableau.V.2.</b> Vérification de la section minimale.....                               | 102 |
| <b>Tableau.V.3.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....                        | 103 |
| <b>Tableau.V.4.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....         | 103 |
| <b>Tableau.V.5.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton .....            | 103 |
| <b>Tableau.V.6.</b> Vérification de la flèche pour les poutres.....                        | 104 |
| <b>Tableau.V.7.</b> Schéma de ferrailage des pp et ps .....                                | 104 |
| <b>Tableau.V.8.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux ..... | 106 |
| <b>Tableau.V.9.</b> Sollicitations dans les poteaux .....                                  | 107 |
| <b>Tableau.V.10.</b> Ferrailage des poteaux.....   | 108 |
| <b>Tableau.V.11.</b> Calcul des armatures transversales.....                               | 109 |
| <b>Tableau.V.12.</b> Vérification du flambement pour les poteaux .....                     | 110 |
| <b>Tableau.V.13.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....                       | 111 |
| <b>Tableau.V.14.</b> Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux .....      | 111 |
| <b>Tableau.V.15.</b> Les moments résistants dans les poteaux .....                         | 113 |
| <b>Tableau.V.16.</b> Les moments résistants dans les poutres .....                         | 113 |
| <b>Tableau.V.17.</b> Vérification des zones nodales poutre principale.....                 | 113 |
| <b>Tableau.V.18.</b> Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....              | 116 |
| <b>Tableau.V.19.</b> Les sollicitations dans les voiles dans le sens X-X .....             | 120 |
| <b>Tableau.V.20.</b> Les sollicitations dans les voiles dans le sens Y-Y .....             | 120 |
| <b>Tableau.V.21.</b> Ferrailage du voile $V_{X1}$ .....                                    | 121 |
| <b>Tableau.V.22.</b> Ferrailage du voile $V_{X2}$ .....                                    | 122 |
| <b>Tableau.V.23.</b> Ferrailage du voile $V_{Y1}$ .....                                    | 123 |
| <b>Tableau.V.24.</b> Ferrailage du voile $V_{Y2}$ .....                                    | 123 |
| <b>Tableau.V.25.</b> Ferrailage du voile $V_{Y3}$ .....                                    | 124 |

### ***Chapitre V : Etudes infrastructures***

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau.VI.1.</b> Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes..... | 128 |
| <b>Tableau.VI.2.</b> Résultat de ferrailage du radier .....  | 133 |
| <b>Tableau.VI.3.</b> Résumé des résultats des contraintes .....  | 134 |
| <b>Tableau.VI.4.</b> Section d'armature du radier à l'ELS .....  | 134 |
| <b>Tableau.VI.5.</b> Sollicitations dans la nervure dans le sens x-x à l'ELU .....                       | 137 |
| <b>Tableau.VI.6.</b> Sollicitations dans la nervure dans le sens x-x à l'ELS .....                       | 138 |



|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau.VI.7.</b> Sollicitations dans la nervure dans le sens y-y à l'ELU ..... | 138 |
| <b>Tableau.VI.8.</b> Sollicitations dans la nervure dans le sens y-y à l'ELS ..... | 138 |
| <b>Tableau.VI.9.</b> Calcul des ferrailages.....                                   | 139 |
| <b>Tableau.VI.10.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....                   | 140 |
| <b>Tableau.VI.11.</b> Calcul des armatures à l'ELS.....                            | 140 |

# SYMBOLES ET NOTATION

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition  
 $A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal  
 $A_s$  : Aire d'une section d'acier  
 $B$  : la largeur (m).  
 $B_r$  : Section réduite du béton  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier  
 $E_{vj}$  : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour  
 $E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour  
 $f_{cj}$  : Résistance caractéristique de compression à j jour  
 $f_{tj}$  : Résistance caractéristique de traction à j jour  
 $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  
 $G$  : Charges permanente  
 $Q$  : Charges d'exploitation  
 $E$  : Actions accidentelles  
 $q_u$  : Charges réparties ultime  
 $q_s$  : Charges réparties de service  
 $I$  : Moment d'inertie  
 $M_u$  : Moment de calcul ultime  
 $M_s$  : Moment de calcul de service  
 $N_u$  : Effort normal ultime  
 $N_s$  : Effort normal de service.  
 $V$  : Effort tranchant  
 $S$  : Surface plane de la structure  
 $d$  : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée  
 $e$  : Epaisseur  
 $L$  : Longueur  
 $L_r$  : Longueur de recouvrement  
 $l_f$  : Longueur de flambement  
 $I$  : Rayon de giration  
 $\Lambda$  : Elancement  
 $\mu$  : Coefficient de frottement  
 $\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit  
 $\nu$  : Coefficient de poisson  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression  
 $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction  
 $\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales  
 $S_t$  : Espacement des armatures  
 $\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement  
 $\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence  
 $\eta$  : Coefficient de fissuration  
 $\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton  
 $\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu  
 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier  
 $\gamma$  : Poids spécifique déjaugé  
 $A$  : Coefficient d'accélération de zone  
 $C_r$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage  
 $C_u$  : 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<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité = 1.5  
**Q** : Facteur de qualité  
**R** : coefficient de comportement global  
**P** : Poids du radier (KN).  
**N** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).  
**S<sub>r</sub>** : surface du radier (m<sup>2</sup>).  
**S<sub>bat</sub>** : Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).  
**St** : Espacement des armatures.  
**W** : poids propre de la structure.  
**W<sub>qi</sub>** : Charges d'exploitation.  
**W<sub>cr</sub>** : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.  
**f** : Flèche  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité  
**h<sub>t</sub>** : hauteur total du radier (m).  
**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  
**σ** : Contrainte normale.  
**φ** : Angle de frottement interne du sol (degrés).  
**σ<sub>adm</sub>** : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).  
**k** : Coefficient de portance.  
**q** : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).  
**σ** : Contrainte effective finale (bars).  
**τ** : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).  
**τ<sub>0</sub>** : Contrainte de cisaillement (MPa).  
**η** : Facteur d'amortissement.  
**β** : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.  
**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de radier (cm)  
**h<sub>t</sub>** : hauteur de la nervure (cm)

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un (R+8), implanté dans la wilaya de Bejaia.

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

En suite on passe à l'objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

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

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

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

Le projet qui nous confié est un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles- portiques), structuré en six chapitres.

- Le premier chapitre : Présentation du projet et les principes de calcul.
- Le deuxième chapitre : Pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre : Calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre : L'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre : Calcul des éléments structuraux de la structure.
- Le sixième chapitre : L'étude de l'infrastructure.
- Nous terminons le travail par une conclusion générale.

# Chapitre I: Généralités

## I.1. Présentation de projet :

Le projet qui fait l'objet de notre étude entre dans le cadre de réalisation d'une coopérative immobilier composé d'un RDC et de 8 étages situés à TAGHZOUIH dans wilaya de BEJAIA.

## I.2. Caractéristiques architecturales de notre projet sont :

1. La surface du bâtiment : 358.24 m
2. La hauteur totale : 28.56 m (sans acrotère)
3. La hauteur du RDC : 4.08 m
4. La hauteur d'étage courant : 3.06 m
5. La longueur totale de bâtiment : 23 m
6. La largeur en plan est : 23.90 m

## I.3. Caractéristiques de sol :

- ✓ Le sol est constitué essentiellement par des schistes argileux graveleux
- ✓ Le site situé sur un terrain plat
- ✓ Nous pouvons classer le sol en catégorie S3 selon sa nature géotechnique

A partir des résultats obtenus au laboratoire :

- ✓ Ancrage minimale à partir de **D = 1.4 m** de profondeur par rapport à la cote de terrain naturel (bas talus)
- ✓ Une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 1.2 \text{ bar}$

## I.4. Choix de contreventement :

Afin de choisir le contreventement adéquat de notre structure, nous avons consulté le Règlement Parasismique Algérien (RPA)

- Classification selon la zone sismique :  
BEJAIA est classé en zone IIa (sismicité moyenne)
- Classification de l'ouvrage :  
L'ouvrage est classé selon son importance en groupe 2
- Bâtiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 48 m en zone II, le type de contreventement sera mixte

## I.5. Répartition de surface :

| REZ-DE-CHAUSSEE   |  |
|---|--|
| Désignation   | Surface ( m <sup>2</sup> )   |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>02 appartements F4</li> <li>Vide accès vers cours intérieur</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>S1=96.05</li> <li>S2=96.18</li> </ul> |

Tableau. I. 1.surface rez-de-chaussée

| ETAGE COURANTS 1-6   |  |
|--|--|
| Désignation  | Surface ( m <sup>2</sup> )   |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>03 appartements F4</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>S1=96.05</li> <li>S2=96.18</li> <li>S3=88.77</li> </ul> |

Tableau. I. 2.surface des étages courants

| ETAGE 7 : 1 <sup>ère</sup> NIVEAU DUPLEX  |  |
|---|--|
| Désignation   | Surface ( m <sup>2</sup> )   |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>01 appartement F4</li> <li>Duplex (Type A)</li> <li>Duplex (Type B)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>S1=90.29</li> <li>S2=120.97</li> <li>S3=135.75</li> </ul> |

Tableau. I. 3.surface de 1<sup>er</sup> niveau duplex

| ETAGE 8 : 2 <sup>ème</sup> NIVEAU DUPLEX   |  |
|--|--|
| Désignation  | Surface ( m <sup>2</sup> )   |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>01 appartement F4</li> <li>Terrasse accessible</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>S=90.29</li> <li>S=21.42</li> </ul> |

Tableau. I.4.surface de 2<sup>ème</sup> niveau duplex

## I.6. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ DTR BC 2.48 : (Règles parasismique Algérienne RPA 99 / version 2003)
- ✓ DTR BC 2.41 : (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ✓ DTR BC 2.2 : (Charges permanentes et charge d'exploitation)
- ✓ DTR BC 2.331 : (Règles de calcul des fondations superficielles)
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/ version 99

## I.7. Définition des éléments de l'ouvrage :

**I.7.1. Planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

**I.7.2. L'escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place Permettant le passage d'un niveau à un autre.

### I.7.3. Maçonneries :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

**I.7.4. L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

## I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### ❖ Le béton :

Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

#### ✓ Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

#### ✓ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $ft_j$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$ft_j = 0.6 + 0.06fc_j$$

Pour  $j=28$  jours et  $fc_{28} = 25\text{MPa} \Rightarrow ft_{28} = 2.1\text{MPa}$ .

#### ✓ Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ .

$$E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000(fc_j)^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

### ❖ L'acier :

Dans notre projet on a utilisé des armatures rondes lisses de nuance Fe235 et de haute adhérence FeE400 dont la limite d'élasticité vaut 400MPa.

Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

➤ Situation durables : {ELU : 1.35G+1.5Q



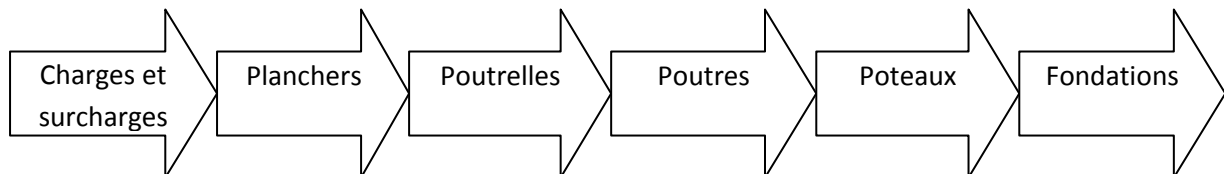
- $\{ELS : G+Q$
- Situation accidentelles :  $\{G+Q\pm E$   
 $\{G+Q\pm 1.2\times E$  Pour les structures auto-stables.  
 $\{0.8\times G\pm E$

# Chapitre II: Pré Dimensionnement des Eléments

### II.1.Introduction :

Le but de ce chapitre est de déterminer les différentes dimensions de notre structure, avant d'étudier le projet. Pour déterminer ces dimensions on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 version 2003), BAEL 91, CBA 93.

La transmission des charges se fait comme suit :



### II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

#### II.2.1.Plancher à corps creux :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement, et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

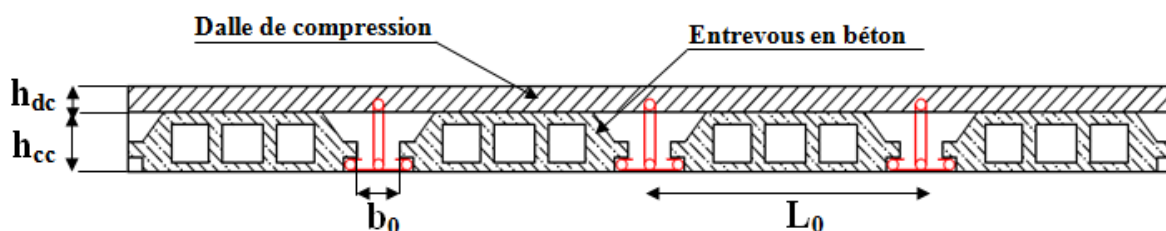
Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ✓ Dalle
- ✓ poutrelles
- ✓ Poutres

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans la construction de bâtiment.

Il est constitué :

- ✓ De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m ;
- ✓ D'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton, en terre cuite ou en polystyrène,
- ✓ D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.



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

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$b_0$  : largeur de la nervure.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

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

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

$h_t$  : hauteur total du plancher.

$$L_{\max} = 4.15 - 0.3 = 3.85 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{385}{22.5}$$

$$h_t \geq 17.1 \text{ cm.}$$

On prend :  $h_t=20$  cm soit :

-Hauteur de dalle de compression  $h_{dc}= 4$  cm.

-Hauteur de corps creux  $h_{cc}= 16$  cm.

#### **II.2.1.1.Disposition des poutrelles :**

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

-Le critère de la plus petite portée.

-Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Concernant notre cas, nous avons opté pour le critère de la plus petite portée il permet de réduire les flèches.

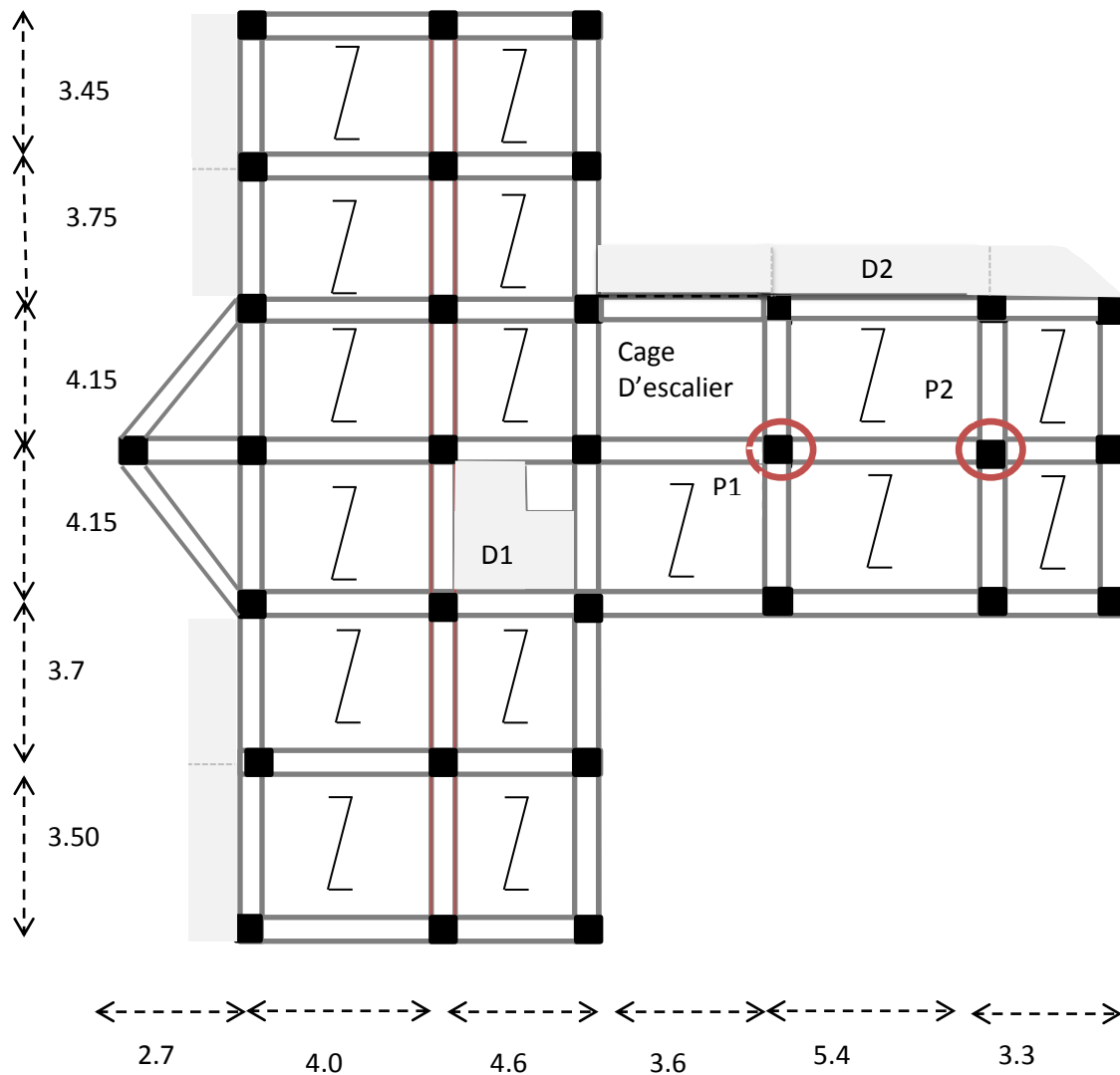


Figure.II.2.Plan de disposition des poutrelles

### II.2.1.2.Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité).

**b** : Largeur efficace.

**b<sub>0</sub>** : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement entre 8 et 12 cm.

On prend **b<sub>0</sub>** = 10

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

**h<sub>0</sub>** : Hauteur de la dalle de compression

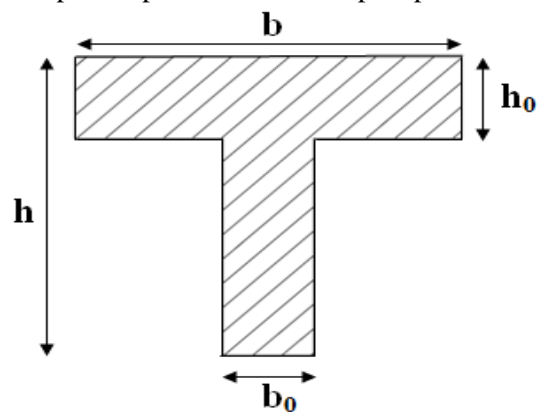


Figure.II.3.Section d'une poutrelle

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

$L_x$ : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y^{\min}$  : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

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

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

$$L_y^{\min} = 3.45 - 0.30 = 3.15 \text{ m}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{315}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 31.5)$$

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

### II.2.2. Plancher à dalles pleines :

Ce type de planchers est constitué de dalle pleine en béton armé, reposant sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en béton armé, il est utilisé pour planchers à surcharge élevée généralement. Il est composé d'un ensemble de panneaux de dalles, chaque panneau se calcule indépendamment.

On appelle :

- $l_x$  : petite dimension du panneau.
- $l_y$  : grande dimension du panneau.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

✓ **critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \text{ pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \text{ pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4. \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec } \rho \geq 0.4. \end{array} \right.$$

✓ **Critère de résistance au feu :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7 \text{ cm pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 14 \text{ cm pour trois heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

✓ Dalle sur quatre appuis au niveau de la cage d'escalier :

**D1 : dalle pleine sur 4 appuis :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.8}{4.0} = 0.95 \geq 0.4$$

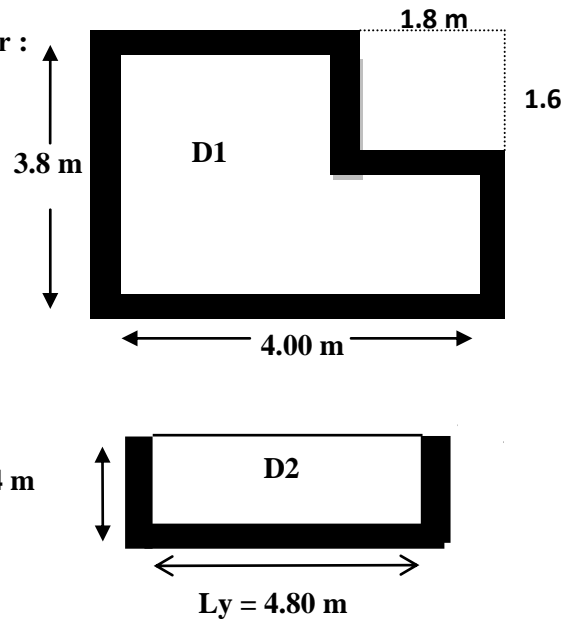
$$\Rightarrow 8.44 \leq e \leq 9.5$$

**D2 : Dalle pleine sur trois appuis :**

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.3 < 0.4$$

$$3.11 \leq e \leq 3.5 \text{ cm}$$



On voit bien que les dimensions des panneaux sont petites donc c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant

L'épaisseur optée pour l'ensemble des dalles pleines est de 15 cm

### II.2.3. Pré – dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Dans notre projet on a un escalier à 3 volées qui se localise à tous les niveaux et une cage d'escalier au niveau de deux duplex en bois.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64$$

H : la hauteur d'étage 3.06 m

n : nombre de contre marche

L : longueur de la volée

Le nombre de marche est  $(n - 1) = 7$  marches.

$$h : \text{hauteur de la marche} \rightarrow h = \frac{306}{18} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 64$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée

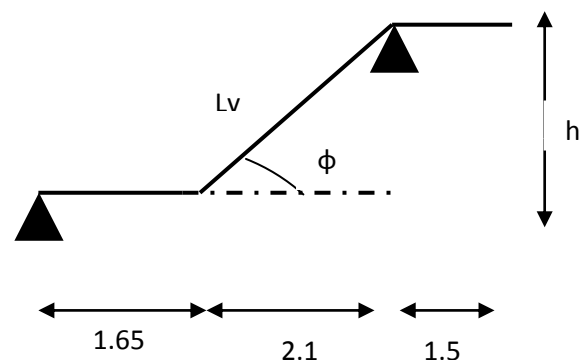


Figure.II.4.Schéma d'escaliers

$$h=17 \times 8 = 136 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \varphi = \frac{136}{210} = 0.64$$

$$\varphi = 32.92^\circ$$

$$\text{Donc } L_v = 1.76 \text{ m}$$

$$L = L_p + L_v = 1.65 + 1.76 = 3.41 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \dots \quad \frac{341}{30} \leq e \leq \frac{341}{20}$$

$$11.36 \leq e \leq 17.05$$

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

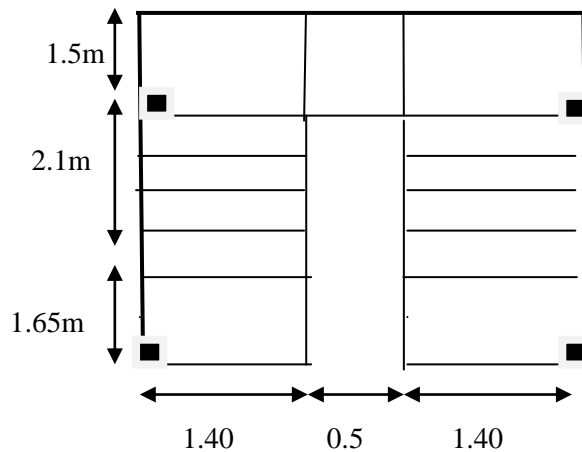


Figure II.5. Vue en plan d'escalier

#### II.2.4. Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale

$$= S1 + S2 + S3 = 0.06425 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S \times l$$

$$G = 25 \times 0.064 \times 1$$

$$G = 1.6 \text{ KN/ml}$$

➤ Enduit de ciment :

$$G = \gamma_c \times e \times l = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 1.6 + 0.4 = 2 \text{ KN/ml}$$

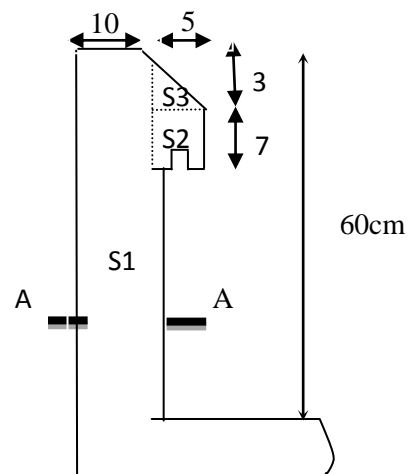


Figure II.6. Schéma de l'acrotère

### II.3. pré-dimensionnement des éléments principaux :

#### II.3.1. Pré- Pré-dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, On a deux types de poutres :



**A) Poutres principales :**

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

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

On a:  $L = (5.4 - 0.3) = 5.1 \text{ m}$

$L = 510 \text{ cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10}$$

$$34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

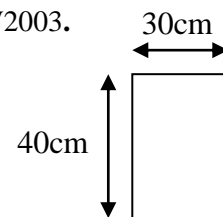
On prend:  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$h = 40 \text{ cm} \geq 35 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$h/b = 40/30 = 1.33 < 4$  .....Condition vérifiée.

**B) Poutres secondaires :**

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées. D'après les règles de CBA93 on a :

$L = (4.45 - 0.3) = 4.15 \text{ m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \longrightarrow 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

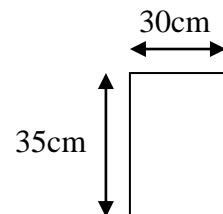
On prend:  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

•  $b \geq 20 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

•  $h = 35 \text{ cm} \geq 35 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

•  $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$  .....Condition vérifiée.



Les conditions de RPA sont vérifiées donc on adopte pour la poutre principale  $(40 \times 30)$  et  $(35 \times 30)$  pour les poutres secondaires.

**II.3.2. Voiles :**

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

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

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est 3.06 m et la hauteur de RDC est 4.08 m

Donc : Pour le RDC :  $h_e = 4.08 - 0.4 = 3.88$  m.

Pour les autres étages :  $h_e = 3.06 - 0.4 = 2.86$  m.

$e \geq \frac{286}{20} = 13.3$  cm , Pour RDC :  $e \geq \frac{388}{20} = 19.3$  cm on prend :  $e = 20$  cm.

### II.3.3.Évaluation des charges et surcharges :

#### ➤ Plancher terrasse inaccessible :

| Couche                 | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| Protection gravillons  | 20                                   | 0.04          | 0.8                        |
| Etanchéité multicouche | 6                                    | 0.02          | 0.12                       |
| Isolation thermiques   | 18                                   | 0.015         | 0.27                       |
| Forme de pont          | 22                                   | 0.1           | 2.2                        |
| Plancher corps creux   |                                      | 0.2           | 2.85                       |
| Enduit de ciment       | 10                                   | 0.02          | 0.2                        |
| Charge permanent G     |                                      |               | 6.44                       |
| Q étage inaccessible   |                                      |               | 1                          |

*Tableau.II.1.Evaluation des charges Plancher terrasse inaccessible*

#### ➤ Plancher terrasse accessible :

| Couche                  | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| Revêtement en carrelage | 20                                   | 0.02          | 0.4                        |
| Mortier de pose         | 20                                   | 0.02          | 0.4                        |
| Forme de pont 10%       | 22                                   | 0.1           | 2.2                        |
| Plancher corps creux    |                                      | 0.2           | 2.85                       |
| Lit de sable            | 18                                   | 0.02          | 0.36                       |
| Enduit de ciment        | 10                                   | 0.015         | 0.27                       |
| Charge permanent G      |                                      |               | 6.48                       |
| Q étage accessible      |                                      |               | 1.5                        |

*Tableau.II.2.Evaluation des charges plancher terrasse accessible*

➤ **Planchers à corps creux :**

| Couche             | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| Carrelage          | 22                                   | 0.02          | 0.44                       |
| Mortier de pose    | 20                                   | 0.02          | 0.4                        |
| Lit de sable       | 18                                   | 0.02          | 0.36                       |
| Corps creux        | /                                    | 16+4          | 2.85                       |
| Cloisons           | 10                                   | 10            | 1                          |
| Enduit de ciment   | 10                                   | 0.02          | 0.2                        |
| Charge permanent G |                                      |               | 5.25                       |
| Q étages courant   |                                      |               | 1.5                        |

*Tableau.II.3.Evaluation des charges de planchers à corps creux*➤ **Plancher dalle pleine :**

| Couche           | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| Carrelage        | 22                                   | 0.02          | 0.44                       |
| Mortier de pose  | 20                                   | 0.02          | 0.4                        |
| Lit de sable     | 18                                   | 0.02          | 0.36                       |
| Dalle pleine     | 25                                   | 0.12          | 3.0                        |
| Enduit de plâtre | 10                                   | 0.02          | 0.2                        |
| G                |                                      |               | 4.4                        |
| Q (habitation)   |                                      |               | 1.5                        |
| Q (balcon)       |                                      |               | 3.5                        |

*Tableau.II.4.Evaluation des charges revenant au plancher dalle pleine*➤ **Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :**

| Couche             | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------|---------------|----------------------------|
| Enduit de plâtre   | 0.015         | 0.15                       |
| Briques creuses    | 0.15          | 1.35                       |
| Lame d'air         | 0.05          | 0.00                       |
| Briques creuses    | 0.10          | 0.90                       |
| Enduit de ciment   | 0.015         | 0.27                       |
| Charge permanent G |               | 2.67                       |

*Tableau.II.5.Evaluation de charge murs extérieurs*

➤ **Evaluation des charges sur les volées :**

| Couche                          |            | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------|------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| Carrelage                       | Horizontal | 22                                   | 0.02          | 0.69                       |
|                                 | Vertical   | 25                                   | 0.02h/g       |                            |
| Mortier de pose                 | Horizontal | 20                                   | 0.02          | 0.62                       |
|                                 | Vertical   | 20                                   | 0.02h/g       |                            |
| Poids des marches               |            | 22                                   | h/2           | 1.87                       |
| Paillasse                       |            | 25                                   | 0.15          | 3.75                       |
| Enduit de plâtre                |            | 14                                   | 0.02          | 0.28                       |
| Charge permanent G <sub>v</sub> |            |                                      |               | 7.21                       |
| Q escalier                      |            |                                      |               | 2.5                        |

*Tableau.II.6.Evaluation des charges sur les volées*➤ **Evaluation des Charges sur les paliers :**

| Couche             | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| Revêtement         | 20                                   | 0.020         | 0.4                        |
| Mortier de pose    | 20                                   | 0.02          | 0.4                        |
| Lit de sable       | 18                                   | 0.02          | 0.36                       |
| Dalle pleine       | 25                                   | 0.15          | 3.75                       |
| Enduit de plâtre   | 10                                   | 0.02          | 0.20                       |
| Charge permanent G |                                      |               | 5.11                       |
| Q escalier         |                                      |               | 2.5                        |

*Tableau.II.7.Evaluation des Charges sur les paliers***II.3.4.Pré dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

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

➤ **Dimension préliminaires et poids des poteaux :**

Poids des poteaux :  $\rho * s * h_p$  avec :  $s$  : surface de poteau et  $h_p$  : hauteur d'étage.

RDC + 1<sup>er</sup> étage : (45\*45).....15.49 KN.

2 et 3<sup>ème</sup> étages : (40\*45) .....13.77 KN.

4 et 5<sup>ème</sup> étages : (40\*40) .....12.24 KN.

6 et 7<sup>ème</sup> étages : (35\*40).....10.71 KN.

8<sup>ème</sup> étages : (30\*40) .....9.18 KN.

### II.3.5. DESCENTE DE CHARGES :

Il s'agit de déterminer les actions mécaniques verticales (charges), s'exerçant sur les éléments porteurs d'une structure niveau par niveau à partir du haut.

La descente de charge va se faire pour les poteaux P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub> car ce sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables.

#### A) P<sub>1</sub> : Poteau au niveau de la cage d'escalier :

$$S1 = 4.91 \text{ m}^2$$

$$S2 = 3.17 \text{ m}^2$$

$$S3 = 4.91 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} = 12.99 \text{ m}^2$$

$$S_{CE} = 1.65 * 1.925 = 3.17$$

#### Poids des éléments :

L<sub>pp</sub> : longueur de la poutre principale 4.2m

L<sub>ps</sub> : longueur de la poutre secondaire 3.85 m

$$G_{pp} = 25 * 0.4 * 0.3 * 4.2 = 12.6 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.35 * 0.3 * 3.85 = 10.1 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{plancher} = G * S_{aff} = 5.25 * 12.99 = 68.2 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{plancher} = 1.5 * 12.99 = 19.48 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{terrasse} = 83.65 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{terrasse} = 12.99 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{CE} = 16.23 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{CE} = 7.94 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

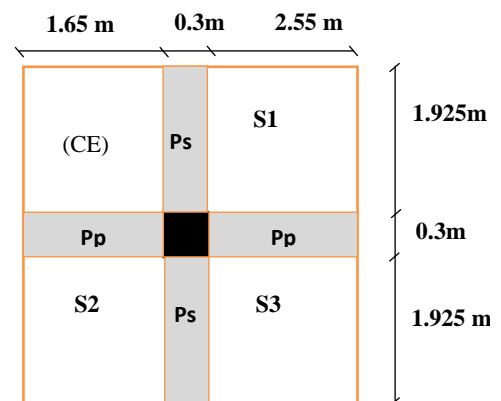


Figure.III.7.Surface afférente P1

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

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

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

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

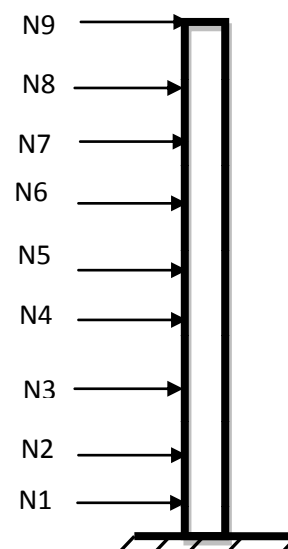


Figure.II.8. Schéma statique de la descente de charge

| Niveau | Éléments   | G (KN)                                   | Q (KN)                 |
|--------|--|--|------------------------|
| N9     | Plancher terrasse inaccessible<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (30x40) cm <sup>2</sup>            | 83.65<br>22.7<br>9.18                    | 12.99                  |
|        | Total  | 115.53                                   | 12.99                  |
| N8     | Venant de N9<br>Plancher cc<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (35 x 40) cm <sup>2</sup><br>Escalier | 115.53<br>68.2<br>22.7<br>10.71<br>16.23 | 12.99<br>19.48<br>7.94 |
|        | Total  | 233.37                                   | 40.41                  |
| N7     | Venant de N8<br>Plancher étage cc<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (35x40)<br>Escalier             | 233.37<br>68.2<br>22.7<br>10.71<br>16.23 | 50.01                  |
|        | Total  | 351.2                                    | 50.01                  |
| N6     | Venant de N7<br>Plancher<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (40 x 40) cm                             | 351.2<br>68.2<br>22.7<br>12.24           | 65.58                  |

|    |   |  |              |
|----|---|--|--------------|
|    | Escalier  | 16.23                                    |              |
|    | Total   | 470.58                                   | 65.58        |
| N5 | Venant de N6<br>Plancher<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (40 x 40) cm <sup>2</sup><br>Escalier | 470.58<br>68.2<br>22.7<br>12.24<br>16.23 | 79.2         |
|    | Total   | 589.95                                   | 79.2         |
| N4 | Venant de N5<br>Plancher<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (40x 45) cm <sup>2</sup><br>Escalier  | 589.95<br>68.2<br>22.7<br>13.77<br>16.23 | 90.91        |
|    | Total   | 710.85                                   | 90.91        |
| N3 | Venant de N4<br>Plancher<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (40 x 45) cm <sup>2</sup><br>Escalier | 710.85<br>68.2<br>22.7<br>13.77<br>16.23 | 100.65       |
|    | Total   | 831.75                                   | 100.65       |
| N2 | Venant de N3<br>Plancher<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (45 x 45) cm <sup>2</sup><br>Escalier | 831.75<br>68.2<br>22.7<br>15.49<br>16.23 | 109.8        |
|    | Total   | 954.37                                   | 109.8        |
| N1 | Venant de N2<br>Plancher<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (45 x 45) cm <sup>2</sup><br>Escalier | 954.37<br>68.2<br>22.7<br>15.49<br>16.23 | 118.9        |
|    | <b>Total</b>  | <b>1077</b>                              | <b>118.9</b> |

**Tableau.II.8.Descente de charge pour P1**

Soit :  $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$N_u = 1632.3$  KN

Le CBA préconise de majorer  $N_u$  de 10%.

$P_u = 1795.53$  KN.

**B) Pour le poteau P2 :**

Décent de charge pour le poteau 2

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

$$\left. \begin{array}{l} S1 = S3 = 4.90 \text{ m}^2 \\ S2 = S4 = 2.88 \text{ m}^2 \end{array} \right\} S1 + S2 + S3 + S4 = 15.5 \text{ m}^2$$

$$L_{pp} = 2.55 + 1.5 = 4.05 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 1.925 + 1.925 = 3.85 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{plancer} = G * S_{aff} = 5.25 * 15.5 = 81.37 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{plancer} = 1.5 * 15.5 = 23.25 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{terasse acc} = 99.8 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{terasse acc} = 23.25 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

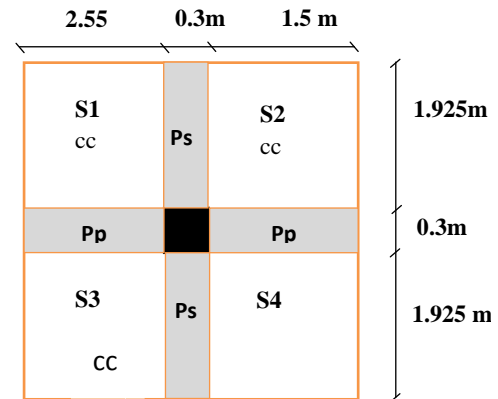


Figure.III.9. Surface afférente P2

**Poids des éléments :**

$$G_{pp} = 25 * 0.4 * 0.3 * 4.05 = 12.15 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.35 * 0.3 * 3.85 = 10.1 \text{ kN}$$

$$G_{pp} + G_{ps} = 22.25 \text{ KN/m}^2$$

| Niveau | Éléments   | G(KN)                             | Q(KN) |
|--------|--|-----------------------------------|-------|
| N9     | Plancher terrasse inacce<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (30x40) cm <sup>2</sup>            | 99.8<br>22.25<br>9.18             | 15.5  |
|        | Total  | 131.23                            | 15.5  |
| N8     | Venant de N9<br>Plancher étage cc<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (35 x 40) cm <sup>2</sup> | 131.23<br>81.37<br>22.25<br>10.71 | 38.75 |
|        | Total  | 245.56                            | 38.75 |
| N7     | Venant de N8<br>Plancher étage cc<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (35x40)                   | 245.56<br>81.37<br>22.25<br>10.71 | 59.67 |
|        | Total  | 359.89                            | 59.67 |



|    |  |                                   |               |
|----|--|-----------------------------------|---------------|
| N6 | Venant de N7<br>Plancher CC<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (40 x 40) cm                  | 359.89<br>81.37<br>22.25<br>12.24 | 78.22         |
|    | Total  | 475.75                            | 78.22         |
| N5 | Venant de N4<br>Plancher cc<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (40 x 40) cm <sup>2</sup>     | 475.75<br>81.37<br>22.25<br>12.24 | 94.55         |
|    | Total  | 591.6                             | 94.55         |
| N4 | Venant de N5<br>Plancher étage 2<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (40x 45) cm <sup>2</sup> | 591.6<br>81.37<br>22.25<br>13.77  | 108.5         |
|    | Total  | 709                               | 108.5         |
| N3 | Venant de N6<br>Plancher étage 1<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (40x 45) cm <sup>2</sup> | 709<br>81.37<br>22.25<br>13.77    | 120.12        |
|    | Total  | 826.39                            | 120.12        |
| N2 | Venant de N7<br>Plancher RDC<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (45 x 45) cm <sup>2</sup>    | 826.39<br>81.37<br>22.25<br>15.49 | 131.05        |
|    | Total  | 945.5                             | 131.05        |
| N1 | Venant de N2<br>Plancher cc<br>$G_{pp} + G_{ps}$<br>Poteau (45 x 45) cm <sup>2</sup>     | 945.5<br>81.37<br>22.25<br>15.49  | 141.98        |
|    | <b>Total</b>   | <b>1064.6</b>                     | <b>141.98</b> |

Tableau. II. 9.Descente de charge pour P2

Soit :  $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$N_u = 1650.2 \text{ KN}$

On majorer  $N_u$  de 10%

$P_u = 1815.2 \text{ KN}$

Les calculs montrent que le poteau P2 est le plus sollicitée sous charge verticales.

**II.3.5.1. Vérifications nécessaires :****✓ Vérification du poteau RDC :****• Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec  $B$  : section du béton et  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1815.2 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.127 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.45 \times 0.45 = 0.202 \text{ m}^2$ .

$B = 0.202 \text{ m}^2 > 0.127 \text{ m}^2$ . ..... Condition vérifiée

**• Vérification au flambement**

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers.

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

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

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

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

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

$$I_f = 0.7 \times I_0 = 0.7 \times 2.86 = 2.0 \text{ m}.$$

$$I = 3.41 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = 0.130 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.0}{0.130} = 15.38 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.80$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$A_s \geq 0.8\% \times Br \Rightarrow \text{on prend } A_s = 1\% \times Br$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \longrightarrow Br \geq \frac{1815.2}{0.8 \times \left[ \frac{25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$$

$$Br \geq 0.122 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (45 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.23 \text{ m}^2$$

$0.189 > 0.122 \Rightarrow$  Donc le poteau ne risque pas de flambement.

• **Vérification des poteaux au flambement :**

| Niveaux                                    | Nu (KN) | Sections (cm <sup>2</sup> ) | Condition $Br \geq Br_{\text{calculée}}$ |                               | Observation |
|--|---------|-----------------------------|--|-------------------------------|-------------|
|  |         |                             | Br (m <sup>2</sup> )                     | Br calculée (m <sup>2</sup> ) |             |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage               | 1815.2  | 45x45                       | 0.18                                     | 0.12                          | vérifiée    |
| 2eme et 3eme étage                         | 1425.38 | 40x45                       | 0.163                                    | 0.09                          | Vérifiée    |
| 4eme et 5eme étage                         | 1034.53 | 40x40                       | 0.144                                    | 0.069                         | Vérifiée    |
| 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage | 632.89  | 35x40                       | 0.125                                    | 0.042                         | Vérifiée    |
| 8eme étage                                 | 220     | 30x40                       | 0.106                                    | 0.014                         | vérifiée    |

**Tableau.II.10. Vérification des poteaux aux flambements**

**II.4.Conclusion :**

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnements des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

-poutres principales :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 40) \text{ cm}^2$

-poutres secondaires :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 35) \text{ cm}^2$

Les dimensions des poteaux se fait à la compression selon les règles du **BAEL**, sont fixées à :

-poteaux du RDC et 1<sup>er</sup> étage :  $(45 \cdot 45) \text{ cm}^2$

-Poteaux 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages :  $(40 \cdot 45) \text{ cm}^2$

- Poteaux 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages :  $(40 \cdot 40) \text{ cm}^2$

- Poteaux 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages :  $(35 \cdot 40) \text{ cm}^2$

- Poteaux 8<sup>ème</sup> étages :  $(30 \cdot 40) \text{ cm}^2$

# Chapitre III: Etude des Eléments Secondaires

**III.1. Introduction :**

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant :

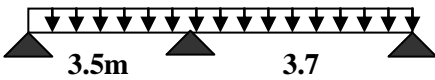
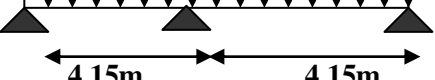
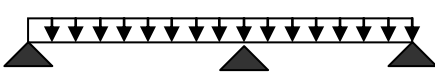
Évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur, et on termine avec les vérifications nécessaires.

**III.2. Calcul des planchers :** Le choix du type de plancher dépend de son utilisation, il doit satisfaire les conditions suivantes

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- La résistance au feu.

**III.2.1. Plancher à corps creux :** Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression

**Différents types de poutrelles :** la disposition des poutrelles est présentée dans la figure (Figure.II.2), cette dernière génère 03 types de poutrelles pour le plancher terrasse inaccessible (Tableau .III.1) et 04 types de poutrelles pour le plancher étage courant (Tableau III.2).

| <i>Tableau.III.1. Différents types des poutrelles plancher terrasse inaccessible</i> |       |  |
|--|-------|--|
| Etages   | Types | Schéma statique  |
| Plancher terrasse inaccessible   | 1     |  |
|  | 2     |  |
|  | 3     |  |

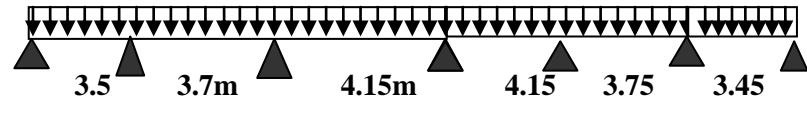
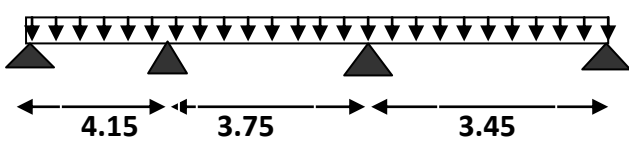
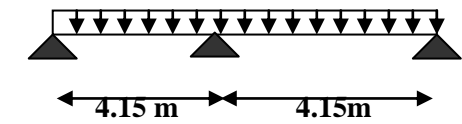
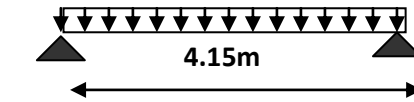
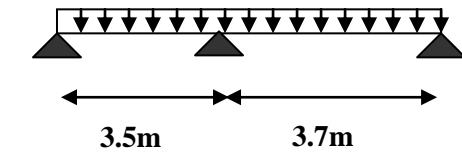
|                           |   |   |
|---------------------------|---|---|
| Plancher<br>étage courant | 1 |   |
|                           | 2 |   |
|                           | 3 |   |
|                           | 4 |    |
|                           | 5 |  |

Tableau.III.2. Différents types des poutrelles plancher étage courant

**Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

**III.2.1.1.Calcul des sollicitations :**

-A L'ELU :  $Q_U = 1.35G + 1.5Q$

$$P_U = l_0 \times Q_U \quad (\text{En KN/m}^2).$$

-A L'ELS :  $Q_S = G + Q$

$$P_S = l_0 \times Q_S \quad (\text{En KN/m}^2).$$

Avec :  $l_0$  est l'entre-axe des poutrelles :  $l_0 = 65 \text{ cm}$

Tableau.III.3.Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles

| Nature                | G (KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | $l_0$ | $p_u$ (KN/ml) | $p_s$ (KN/ml) |
|-----------------------|------------------------|------------------------|-------|---------------|---------------|
| Terrasse inaccessible | 6.44                   | 1.0                    | 0.65  | 6.62          | 4.83          |
| Terrasse accessible   | 6.48                   | 1.5                    | 0.65  | 7.15          | 5.18          |
| Etage courant         | 5.25                   | 1.5                    | 0.65  | 6.07          | 4.38          |

Conditions d'application de la méthode forfaitaire : voir l'annexe (1).

➤ Exemple de calcul d'une poutrelle du type (5) plancher étage courant :

- $G = 5.25 \text{ KN/m}^2$ .
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .
- $P_u = 6.07 \text{ KN/ml}$ .

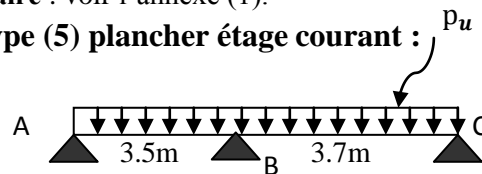


Figure.III.1.Schéma statique de la poutrelle type 5

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q=1.5 < \min (2*5,25 ; 5) = 5 \text{ KN/m}^2$  .....vérifiées
- $0.8 < 3.5/3.7 < 1.25$  .....vérifiées
- L'inertie est constante. ....vérifiées
- Fissuration peu nuisible. ....vérifiées

Les conditions sont vérifiées, alors la méthode forfaitaire est applicable

• Les moments isostatiques:

➤ A l'ELU :

$$M_0 = P_u * L^2 / 8$$

$$M_{0AB} = 6.07 * (3.5)^2 / 8 = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = 6.07 * (3.7)^2 / 8 = 10.38 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS :

$$M_0 = P_s * L^2 / 8$$

$$M_{0AB} = 4.38 * (3.5)^2 / 8 = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = 4.38 * (3.7)^2 / 8 = 7.49 \text{ KN.m}$$

• Les moments en appuis :

➤ L'ELU :

-Appuis de rive : le moment est nul, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration

$$M_A = M_C = -0.15 * \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = -1.38 \text{ KN.m}$$



**-Appuis intermédiaire :**

$$M_B = -0.6 \max (M_{0AB}, M_{0BC})$$

$$M_B = -0.6 \max (9.29; 10.38) = -6.23 \text{ KN.m}$$

**➤ L'ELS:**

$$M_B = -0.6 \max (6.70; 7.49) = -4.49 \text{ KN.m}$$

**• Les moments en travées :**

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.25} \Rightarrow \alpha = 0.22$$

**➤ L'ELU:****✓ Travée AB :**

$$\left. \begin{array}{l} M_t + \frac{0+6.23}{2} \geq 1.05 * 9.29 \dots\dots\dots 1 \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} * 9.29 \dots\dots\dots 2 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} M_t \geq 6.64 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5.88 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$M_t = \max (6.46 \text{ KN.m}; 5.88 \text{ KN.m})$$

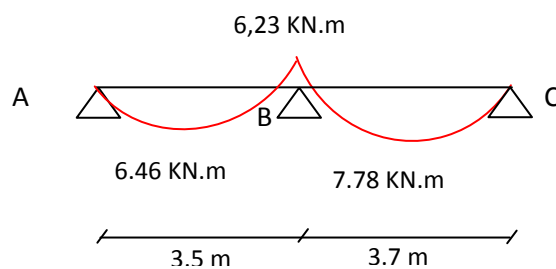
$$\text{Donc: } M_t = 6.46 \text{ KN.m}$$

**✓ Travée BC :**

$$\left. \begin{array}{l} M_t + \frac{6.23+0}{2} \geq 1.05 * 10.38 \dots\dots\dots 1 \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} * 10.38 \dots\dots\dots 2 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} M_t \geq 7.78 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 6.57 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$M_t = \max (7.78 \text{ KN.m}; 6.57 \text{ KN.m})$$

$$\text{Donc: } M_t = 7.78 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des moments fléchissant***Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 1 planché étage courant*

- Évaluation des efforts tranchants :

- ✓ Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = \frac{6.07(3.5)}{2} = 10.62 \text{ KN} \\ V_B - 1.15V_A = -1.15(10.62) = -12.21 \text{ KN} \end{cases}$$


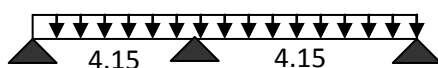
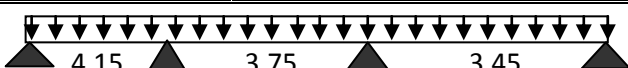
- ✓ Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = 1.15 * V_C = 1.15 * \left( \frac{6.07 * (3.7)}{2} \right) = 12.91 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.07 * (3.7)}{2} = -11.23 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : L'effort tranchant maximal :

$$V_{\max} = 12.91 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux (Tableau.III.4) et (Tableau.III.5).

|        |  |  |                        |   |  |
|--------|--|--|------------------------|---|--|
| TYPE 1 |  |  |                        |   |  |
|        | ELU  |  |                        | ELS                                     |  |
|        | $M_{\text{appui}}^{\max} (\text{KN.m})$  | $M_{\text{travée}}^{\max} (\text{KN.m})$ | $V^{\max} (\text{KN})$ | $M_{\text{appui}}^{\max} (\text{KN.m})$ | $M_{\text{travée}}^{\max} (\text{KN.m})$ |
|        | -5.33  | 8,7                                      | 12.59                  | -3.85                                   | 6.29                                     |
| TYPE 2 |  |  |                        |   |  |
|        | ELU  |  |                        | ELS                                     |  |
|        | $M_{\text{appui}}^{\max} (\text{KN.m})$  | $M_{\text{travée}}^{\max} (\text{KN.m})$ | $V^{\max} (\text{KN})$ | $M_{\text{appui}}^{\max} (\text{KN.m})$ | $M_{\text{travée}}^{\max} (\text{KN.m})$ |
|        | -7,84  | 10.016                                   | 14.48                  | -5.68                                   | 7.24                                     |
| TYPE 3 |  |  |                        |   |  |
|        | ELU  |  |                        | ELS                                     |  |
|        | $M_{\text{appui}}^{\max} (\text{KN.m})$  | $M_{\text{travée}}^{\max} (\text{KN.m})$ | $V^{\max} (\text{KN})$ | $M_{\text{appui}}^{\max} (\text{KN.m})$ | $M_{\text{travée}}^{\max} (\text{KN.m})$ |
|        |  |  |                        |   |  |

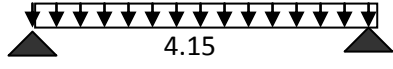
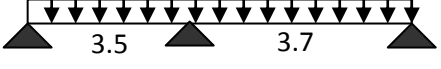
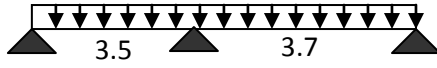

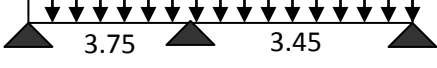
|        |  |                           |                |                          |                           |
|--------|--|---------------------------|----------------|--------------------------|---------------------------|
|        | -6.53  | 10,66                     | 13.85          | -4.72                    | 7.71                      |
| TYPE 4 |  |                           |                |                          |                           |
|        | ELU  |                           |                | ELS                      |                           |
|        | $M_{appui}^{max} (KN.m)$   | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ |
|        | -1.96  | 13.06                     | 12.59          | -1.41                    | 9.44                      |
| TYPE 5 |  |                           |                |                          |                           |
|        | ELU  |                           |                | ELS                      |                           |
|        | $M_{appui}^{max} (KN.m)$   | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ |
|        | -6.23  | 7.96                      | 12.91          | -4.50                    | 5.75                      |

Tableau.III.4.Résumé des sollicitations dans les différents types de poutrelles (plancher étage)

|        |  |                           |                |                          |                           |
|--------|--|---------------------------|----------------|--------------------------|---------------------------|
| TYPE 1 |  |                           |                |                          |                           |
|        | ELU  |                           |                | ELS                      |                           |
|        | $M_{appui}^{max} (KN.m)$   | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ |
|        | -6.8   | 8.5                       | 14.09          | -4.96                    | 6.2                       |
| TYPE 2 |  |                           |                |                          |                           |
|        | ELU  |                           |                | ELS                      |                           |
|        | $M_{appui}^{max} (KN.m)$   | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ |
|        | -8.56  | 10.7                      | 15.81          | -6.23                    | 7.8                       |
| TYPE 3 |  |                           |                |                          |                           |
|        | ELU  |                           |                | ELS                      |                           |

|  | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ | $V^{max} (KN)$ | $M_{appui}^{max} (KN.m)$ | $M_{travée}^{max} (KN.m)$ |
|--|--------------------------|---------------------------|----------------|--------------------------|---------------------------|
|  | -6.98                    | 8.73                      | 14.28          | -5.1                     | 6.37                      |

**Tableau.III.5.Résumé des sollicitations dans les différents types de poutrelles (plancher terrasse)**

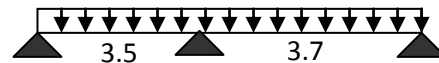
### III.2.1.2.Ferraillage des poutrelles :

#### Exemple de calcul poutrelle étage courant (type 5)

$$M_t = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -6.23 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = 12.91 \text{ KN}$$



#### ➤ En travée :

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

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

Si  $M_u \leq M_{tu}$  ..... la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression.

On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

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

$$\mu_{bu} = \frac{7.96 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.034$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.034) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{cal}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t < A_{\min}$  .....Condition non vérifiée.

On ferraille avec  $A_{\min}$  donc on opte pour 3HA10 avec  $A = 2.36 \text{ cm}^2$ .

➤ **En appuis :**

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

✓ **Appuis intermédiaires :**

$M_{\text{inter}}^a = -6.23 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{6.23 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.135$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.135}) = 0.182$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.182) = 0.167 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.23 \times 10^{-3}}{0.167 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

✓ **Appuis de rives :**

$M_{\text{rive}}^a = -1.59 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{1.59 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.59 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_{\min}$  .....Condition vérifiée

On opte pour 1HA10 avec  $A = 0.79 \text{ cm}^2$ .

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 12.91 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{12.91 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.71 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Ferraillage transversal :**

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

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8 \text{ mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 12 / 10, 8 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

- **Espacement  $S_t$  :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Armature droit).}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.71 - 0.3 \times 2.1)} = 228 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 228 \text{ cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$St = \min(1; 2; 3)$$

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

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

- **Appuis de rive:**

On doit vérifier que :  $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$

$$A_s = 2.36 + 1.13 = 3.49\text{cm}^2$$

$$1.15 \times 12.91 \times 10^{-3} / 400 = 0.036\text{cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$  ..... Condition vérifiée.

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} * \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 * d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} * \left[ 12.91 - \frac{6.23}{0.9 * 0.18} \right] * 10^{-3} = -7.34 \text{ aucune vérification à faire.}$$

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

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{MPa}$$

$$\text{Tel que: } b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 12.59 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.82 \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{Mpa} \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

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

- **Vérifications à l'ELS :**

- **En travée**

1) On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)  $\Rightarrow$  calcule comme une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

Après les résolutions de l'équation  $y = 3.84 \text{ cm}$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 5867.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.75 \times 10^{-3}}{5867.3 \times 10^{-8}} \times 0.0327 = 3.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{ser}^{max} = -4.5 \text{ Kn.m}$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A (d - h_0)$$

$$H = 24.4 \text{ cm} > 0 \text{ section (b} \times \text{h)}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad$$

$$32.5y^2 + 7.5y - 135$$

$$Y = 7.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.5 \times 10^{-3}}{3990.78 \times 10^{-8}} \times 0.0715 = 8.06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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

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

On prend comme un exemple de calcul la poutrelle isostatique (type 4) .Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$h$  : Hauteur de la poutrelle.

$L$  : Longueur de la travée.

$M_t$  : Moment en travée.



- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée.

$A$  : Section des armatures choisies.

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.062$  ..... non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{370}{500} = 0.74cm$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

✓ **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 0.000186m^4$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2 \times (l^\circ)}{8} = 3.70 \text{ KN.m.}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2 \times (l^\circ)}{8} = 6.82 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2 \times (l^\circ)}{8} = 8.78 \text{ KN.m.}$$

✓ **Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 94.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 173.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 222.82 \text{ MPa}$$

✓ **Inerties fictives (If) :**

Sous j :

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$If_{iv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = 12.5 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

sous g :

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6.39 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 10.8 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Sous p :

$$If_i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6.01 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$If_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_p} = 10.4 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.5 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.68 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.75 \end{array} \right.$$

✓ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = 1.96 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = 4.5 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = 6.15 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = 7.94 \text{ mm}$$

✓ **La flèche totale  $\Delta f$  :**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (7.94 - 1.96 + 6.15 - 4.5) = 7.63 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7.63 \text{ mm} \geq f_{adm} = 7.4 \text{ mm} \dots \dots \text{la flèche n'est pas vérifiée}$$

On doit augmenter la section de l'acier  $3H12 = 3,39 \text{ cm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.6.Vérifications de la flèche

| Y (m)  | I (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>0</sub> (m <sup>4</sup> ) | E <sub>v</sub> (MPa) | E <sub>i</sub> (MPa) | $f_{gv}$<br>(mm) | $f_{ji}$<br>(mm) | $f_{pi}$<br>(mm) | $f_{gi}$<br>(mm) |
|--------|----------------------|----------------------------------|----------------------|----------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| 0.0458 | 0.0001123            | 0.00020                          | 10818,8656           | 32456,5969           | 6.20             | 1.45             | 4.40             | 3.24             |

$$\Delta f = 5.902mm \leq f_{adm} = 7.4mm \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

Pour les autres types de plancher étage courant on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux (III.7) et (III.8) suivants :

Tableau.III.7. Ferrailage les différent types poutrelles étages courant

| Poutrelle<br>Type 1    | $\mu_{bu}$ | A     | Z (m)  | A <sub>calculée</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage<br>transversal |
|------------------------|------------|-------|--------|---|--|--|---------------------------|
| Travée                 | 0.029      | 0.036 | 0.177  | 1.40  | 1.41                                   | 2HA10=1.57                             | A=1 cm <sup>2</sup> =2Ø8  |
| Appui<br>intermédiaire | 0.115      | 0.154 | 0.168  | 0.9   | 0.22                                   | 1HA8+1HA10=1.29                        |                           |
| Appui de rive          | 0.03       | 0.038 | 0.177  | 0.23  | 0.22                                   | 1HA8=0.5                               |                           |
| Poutrelle<br>Type 2    | $\mu_{bu}$ | A     | Z (m)  | A <sub>calculée</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) |                           |
| Travée                 | 0.033      | 0.042 | 0.177  | 1.63  | 1.41                                   | 2HA12=2.26                             |                           |
| Appui<br>intermédiaire | 0.170      | 0.253 | 0.163  | 1.38  | 0.22                                   | 2HA10=1.57                             |                           |
| Appui de rive          | 0.042      | 0.054 | 0.176  | 0.32  | 0.22                                   | 1HA10=0.79                             |                           |
| Poutrelle<br>Type 3    | $\mu_{bu}$ | A     | Z (m)  | A <sub>calculée</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) |                           |
| Travée                 | 0.0357     | 0.045 | 0.1768 | 1.73  | 1.41                                   | 2HA12= 2.26                            |                           |
| Appui<br>intermédiaire | 0.142      | 0.192 | 0.166  | 1.12  | 0.22                                   | 2HA10=1.57                             |                           |
| Appui de rive          | 0.042      | 0.054 | 0.176  | 0.32  | 0.22                                   | 1HA10=0.79                             |                           |
| Poutrelle<br>Type 4    | $\mu_{bu}$ | A     | Z (m)  | A <sub>calculée</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) |                           |
| Travée                 | 0.043      | 0.055 | 0.176  | 2.13  | 1.41                                   | 3HA10                                  |                           |
| Appui de rive          | 0.042      | 0.054 | 0.176  | 0.32  | 0.22                                   | 1HA8                                   |                           |

| <b>Poutrelle<br/>Type 5</b>    | $\mu_{bu}$ | <b>A</b> | <b>Z (m)</b> | $A_{calculée}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) |  |
|--------------------------------|------------|----------|--------------|--------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--|
| <b>Travée</b>                  | 0,026      | 0,0338   | 0,177        | 1,28                                 | 1,41                            | <b>3HA12=3.39</b>               |  |
| <b>Appui<br/>intermédiaire</b> | 0.135      | 0.182    | 0.167        | 1.07                                 | 0.22                            | <b>2HA10=1.57</b>               |  |
| <b>Appui de rive</b>           | 0.033      | 0.042    | 0.177        | 0.25                                 | 0.22                            | <b>1HA10=0.79</b>               |  |

Tableau.III.8. Ferrailage les différent types poutrelles terrasse inaccessible

| <b>Poutrelle<br/>Type 1</b>    | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | <b>Z (m)</b> | $A_{calculée}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | <b>Ferrailage<br/>transversal</b> |
|--------------------------------|------------|----------|--------------|--------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|
| <b>Travée</b>                  | 0.028      | 0.036    | 0.177        | 1.377                                | 1.41                            | <b>2HA10=1.57</b>               | <b>A=1 cm<sup>2</sup>=2Ø8</b>     |
| <b>Appui<br/>intermédiaire</b> | 0.148      | 0.2      | 0.165        | 1.17                                 | 0.22                            | <b>2HA10=1.57</b>               |                                   |
| <b>Appui de rive</b>           | 0.037      | 0.047    | 0.176        | 0.27                                 | 0.22                            | <b>1HA10=0.79</b>               |                                   |
| <b>Poutrelle<br/>Type 2</b>    | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | <b>Z (m)</b> | $A_{calculée}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) |                                   |
| <b>Travée</b>                  | 0.036      | 0.045    | 0.176        | 1.74                                 | 1.41                            | <b>2HA12=2.26</b>               |                                   |
| <b>Appui<br/>intermédiaire</b> | 0.185      | 0.259    | 0.161        | 1.52                                 | 0.22                            | <b>2HA10=1.57</b>               |                                   |
| <b>Appui de rive</b>           | 0.46       | 0.059    | 0.175        | 0.34                                 | 0.22                            | <b>1HA10=0.79</b>               |                                   |
| <b>Poutrelle<br/>Type 3</b>    | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | <b>Z (m)</b> | $A_{calculée}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) |                                   |
| <b>Travée</b>                  | 0.029      | 0.037    | 0.177        | 1.41                                 | 1.41                            | <b>2HA10=1.57</b>               |                                   |
| <b>Appui<br/>intermédiaire</b> | 0.151      | 0.206    | 0.165        | 1.21                                 | 0.22                            | <b>2HA10=1.57</b>               |                                   |
| <b>Appui de rive</b>           | 0.038      | 0.048    | 0.176        | 0.28                                 | 0.22                            | <b>1HA10=0.79</b>               |                                   |

- **Résumé des vérifications nécessaires :**

- **A l'ELS :**

**Vérifications des contraintes :** tel que :  $\sigma_{adm}=0.6 f_{c28}=15 \text{ MPa}$

Tableau.III.9.Vérification des contraintes aux états limites (étage)

| Les types<br>Etagé<br>courant | Vérifications des contraintes pour étage courant |                    |                    |        |                     |   |             |
|-------------------------------|--|--------------------|--------------------|--------|---------------------|---|-------------|
|                               | Position   | $M^s(\text{KN.m})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | Y (cm) | I ( $\text{cm}^4$ ) | Contraintes<br>$\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$ | observation |
| Type 1                        | Travée   | 6.29               | 1.57               | 3.27   | 5867.3              | $3.5 < 15$                                  | vérifiée    |
|                               | appui  | -3.85              | 1.29               | 6.63   | 3472.95             | $7.35 < 15$                                 | vérifiée    |
| Type 2                        | Travée   | 7.24               | 2.26               | 3.84   | 8023.96             | $3.46 < 15$                                 | vérifiée    |
|                               | appui  | -5,68              | 1.57               | 7,15   | 3990.78             | $10.17 < 15$                                | vérifiée    |
| Type 3                        | Travée   | 7.71               | 2.26               | 3.84   | 8023.97             | $3.69 < 15$                                 | vérifiée    |
|                               | appui  | -4.72              | 1.57               | 7.15   | 3990.78             | $8.46 < 15$                                 | vérifiée    |
| Type 4                        | Travée   | 9.44               | 2.36               | 3.91   | 8323.04             | $4.43 < 15$                                 | vérifiée    |
|                               | appui  | -1.41              | 1.57               | 1.92   | 2092.6              | $1.29 < 15$                                 | Vérifiée    |
| Type 5                        | Travée   | 5.75               | 2.36               | 3.27   | 5867.3              | $3.2 < 15$                                  | vérifiée    |
|                               | appui  | -4.5               | 1.57               | 7.15   | 3990.78             | $8.06 < 15$                                 | Vérifiée    |

Tableau.III.10.Vérification des contraintes aux états limites (terrasse)

| Les types<br>Terrasse | Vérifications des contraintes pour la terrasse |                    |                    |        |                     |   |             |
|-----------------------|--|--------------------|--------------------|--------|---------------------|---|-------------|
|                       | Position                                       | $M^s(\text{KN.m})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | Y (cm) | I ( $\text{cm}^4$ ) | Contraintes<br>$\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$ | observation |
| Type 1                | Travée   | 6.2                | 1.57               | 3.27   | 5867.3              | $3.45 < 15$                                 | vérifiée    |
|                       | appui  | -4.96              | 1.57               | 7.15   | 3990.78             | $8.89 < 15$                                 | vérifiée    |
| Type 2                | Travée   | 7.8                | 2.26               | 3.84   | 8023.97             | $3.74 < 15$                                 | vérifiée    |
|                       | appui  | -6.23              | 1.57               | 7.15   | 3990.78             | $11.16 < 15$                                | vérifiée    |
| Type 3                | Travée   | 6.37               | 1.57               | 3.27   | 5867.3              | $3.55 < 15$                                 | vérifiée    |
|                       | appui  | -5.1               | 1.57               | 7.15   | 3990.78             | $9.14 < 15$                                 | vérifiée    |

- **Vérification de la flèche :**

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\begin{aligned} \diamond \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \diamond \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond \quad & \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type (2) terrasse inaccessible car c'est elle qui a la travée la plus grande (L=4.15 m).

$\frac{h}{l} = \frac{20}{415} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.062$  La première condition n'est pas satisfaite donc on doit calculer la flèche

Les résultats de calcul sont résumés dans le (**Tableau III.11**) :

**Tableau.III.11.Vérifications de la flèche**

| Y (m)  | Icm <sup>4</sup> | I <sub>0</sub> (m <sup>4</sup> ) | Ev (MPa)   | Ei (MPa)   | f <sub>gv</sub><br>(mm) | f <sub>ji</sub><br>(mm) | f <sub>pi</sub><br>(mm) | f <sub>gi</sub><br>(mm) |
|--------|------------------|----------------------------------|------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 0.0384 | 0.0802           | 0.000183                         | 10818,8656 | 32456,5969 | 10.185                  | 1.844                   | 6.98                    | 5.819                   |

$$\Delta f = 9.5mm \geq f_{adm} = 8.3mm \quad \dots \text{la flèche n'est pas vérifiée}$$

On doit augmenter la section de l'acier 2H12+1HA10 = 3,05 cm<sup>2</sup>

**Tableau.III.12.Reverification de la flèche**

| Y (m) | Icm <sup>4</sup> | I <sub>0</sub> (m <sup>4</sup> ) | Ev(MPa)    | Ei (MPa)   | f <sub>gv</sub><br>(mm) | f <sub>ji</sub><br>(mm) | f <sub>pi</sub><br>(mm) | f <sub>gi</sub><br>(mm) |
|-------|------------------|----------------------------------|------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 0.043 | 0.010307         | 0.000197                         | 10818,8656 | 32456,5969 | 8.28                    | 1.46                    | 5.294                   | 4.43                    |

$$\Delta f = 7.68mm \leq f_{adm} = 8.3mm \quad \text{La flèche est vérifiée}$$

Tableau.III.13.Schémas de ferrailage d'un exemple de poutrelles

| Type                                     | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
|--|--------|---------------------|---------------|
| Plancher étage courant<br>Type 5         |        |                     |               |
| Plancher terrasse inaccessible<br>Type 2 |        |                     |               |

### III.2.1.3. Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

- Barres perpendiculaire aux poutrelles :

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

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

$$l_0 = 65 \text{ cm.}$$

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

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

- Barres parallèle aux poutrelles :

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

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

On opte pour  $5TS\Phi6/ml=1.41cm^2 \longrightarrow$  perpendiculaires aux poutrelles

$3TS\Phi6/ml=0.85cm^2 \longrightarrow$  parallèles aux poutrelles

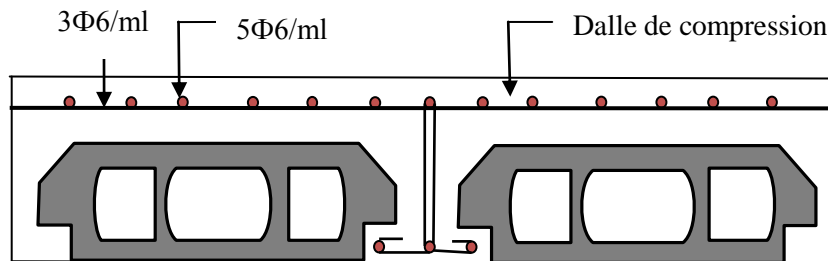


Figure.III.2. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.2.2. Plancher à dalle pleines :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm et qu'ils sont définis en :

1. Dalle sur 3 appuis.
2. Dalle sur 4 appuis.

On appelle :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau

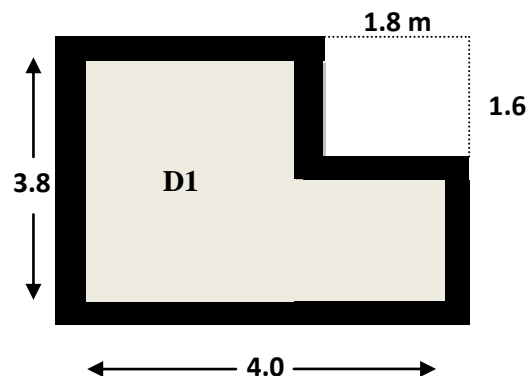


Figure.III.3. Dalle sur 4 appuis

#### 1/-Dalle pleine sur quatre appuis au niveau de la cage d'escalier (D1)

$$G=4.4 \text{ KN/m}^2, \quad Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

Charges sur la dalle :

- **ELU** :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$
- **ELS** :  $q_s = G + Q$ .
- $L_x = 3.8 \text{ m}$ .
- $L_y = 4.0 \text{ m}$ .

$$q_u = 9.7 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 6.9 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4$$

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



$$M_0^x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x$$

$$\text{ELU: } \begin{cases} \rho = 0.95 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 2 } \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \rho = 0.95 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 2 } \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^x = 0.0410 \times 9.7 \times 3.8^2 = 5.73 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.8875 \times 5.73 = 5.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 4.81 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En travée :**

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

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 4.87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.32 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 4.08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$\text{ELU : } M_a^x = -2.86 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -2.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -2.4 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml. Le (**Tableau III.14**) suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 12 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Tableau.III.14.Ferraillage de la dalle D1

|        | Sens | Mu (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z(m)  | A calculé (cm <sup>2</sup> ) | A adopté (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|--------|------|-----------|------------|----------|-------|------------------------------|-----------------------------|---------|
| travée | x-x  | 4.87      | 0.02<br>3  | 0.03     | 0.118 | 1.18                         | 4HA8=2.01                   | 25      |
|        | y-y  | 4.32      | 0.02<br>1  | 0.026    | 0.118 | 1.04                         | 3HA8=1.51                   | 33      |
| appuis | x-x  | 2.86      | 0.01<br>4  | 0.017    | 0.119 | 0.69                         | 4HA8=2.01                   | 25      |
|        | y-y  | 2.54      | 0.01<br>2  | 0.015    | 0.119 | 0.61                         | 3HA8=1.51                   | 33      |

**A) Vérification à l'ELU :**• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4. \text{ Donc}$$

$$V^{\max} = V_y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 13.15 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{13.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.109 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

• **Condition de non fragilité :**

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

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  Acier HA F<sub>e</sub>400 et :  $e = h = 15 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.23 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.23 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_t^y = 1.51 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

• **Espacement (St) :**

$$\text{Sens x : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens y : } S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4.e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

**B) Vérification à l'ELS :**

- Contrainte de compression du béton :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Le (Tableau .III.15) Suivant illustre les résultats de calcul :

**Tableau.III.15. Contraintes dans le béton de D1**

|                             | <b>M<br/>(KN.m)</b> | <b>Y (m)</b> | <b>I (m<sup>4</sup>)</b> | <b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b> | <b><math>\sigma_{adm}</math> (MPa)</b> | <b>observation</b> |
|-----------------------------|---------------------|--------------|--------------------------|---------------------------------------|--|--------------------|
| <b>Travée<br/>Selon x-x</b> | 4.09                | 0,02         | $2.35 \times 10^{-5}$    | 3.54                                  | 15                                     | <b>Vérifier</b>    |
| <b>Appui<br/>Selon x-x</b>  | -2.4                | 0.019        | $2.06 \times 10^{-5}$    | 3.48                                  | 15                                     | <b>Vérifier</b>    |

**C) Etat limite de déformation :**

- Vérification de la flèche :**

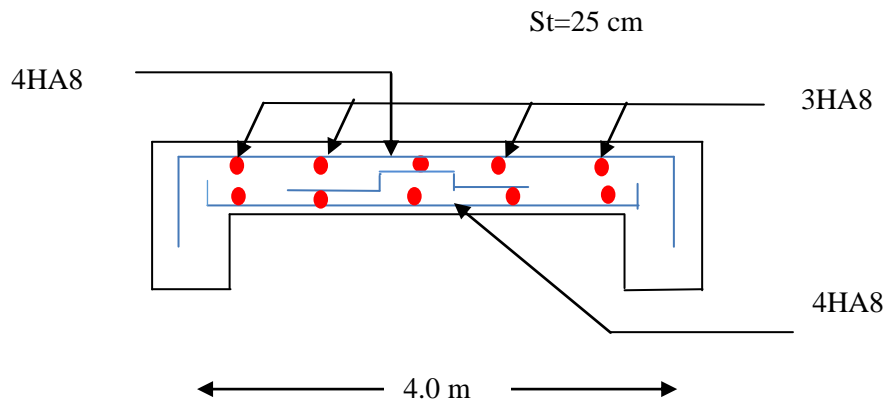
On doit d'abord vérifier les conditions suivantes :

$$1) e \geq \max \left( \frac{3.Lx}{80}, \frac{Mt_x}{20.M0 \times Lx} \right) \Rightarrow 15\text{cm} > 11.18\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$2) At_x \leq \frac{2.b.d}{Fe} \Rightarrow 2.01\text{cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :



Figur.III.4. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis (D1)

Pour un autre type de dalle on prend exemple de dalle sur 3 appuis

**2/- Dalle pleine sur trois appuis :**

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 15 cm.

$$G = 4.4 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$q_u = 8.19 \text{ KN/ml}$$

- **ELS** :  $q_s = G + Q.$

$$q_s = 5.9 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.30$$

On a :  $l_x = 1.4 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 2.32 \text{ m}.$

Donc 
$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

**ELU** 
$$\begin{cases} M_0^x = \frac{8.19 * 1.4^2 * 4.65}{2} - \frac{2 * 8.19 * 1.4^3}{3} = 22.33 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{8.19 * 1.4^3}{6} = 3.745 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**ELU** 
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 18.98 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 3.183 \text{ KN.m} \end{cases}$$

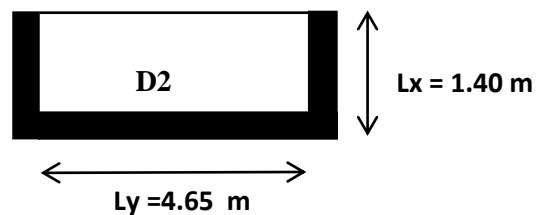


Figure.III.5.dalle sur 3 appuis

➤ **En appuis:**

$$M_a^x = -0.5M_0^x = -11.165 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5M_0^y = -1.1872 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = 5.733 \text{ KN}$$

**Ferraillage :** Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml. Le (Tableau III.16) suivant résume les résultats :

*Tableau.III.16.Ferraillage de la dalle D2*

|               | sens       | Mu<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z(m)  | A calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> | A adopté (cm <sup>2</sup> ) | St<br>(cm) |
|---------------|------------|--------------|------------|----------|-------|---------------------------------|------------------|-----------------------------|------------|
| <b>Travée</b> | <b>x-x</b> | 18.98        | 0.092      | 0.12     | 0.114 | 4.78                            | 1.2              | 6HA12=6.79                  | 20         |
|               | <b>y-y</b> | 3.183        | 0.015      | 0.0196   | 0.12  | 0.76                            | 1.2              | 3HA8=1.51                   | 33         |
| <b>Appuis</b> | <b>x-x</b> | 11.165       | 0.054      | 0.07     | 0.116 | 2.75                            | 1.2              | 4HA12=4.52                  | 20         |

**A) Vérification à l'ELU :**• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{5.733 \times 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.047 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167$$

$$\tau_u = 0.047 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$$

Les armatures transversale n'est nécessaire dans les dalles.

• **la condition de non fragilité :**

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

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  Acier HA F<sub>e</sub>400 et  $e = h = 15 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.62 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^s = 1.51 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**B) Vérification à l'ELS :**

- **Contrainte de compression du béton :**

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

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

$$Y = 4.02 \text{ cm}$$

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

$$I = 8651.33 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration très nuisible :

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 189.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

**C) Etat limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

$$1) \dots \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \dots \frac{h}{l} \geq \frac{M t}{10 \times M_0}$$

$$3) \dots \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \times b_0$$

Donc :

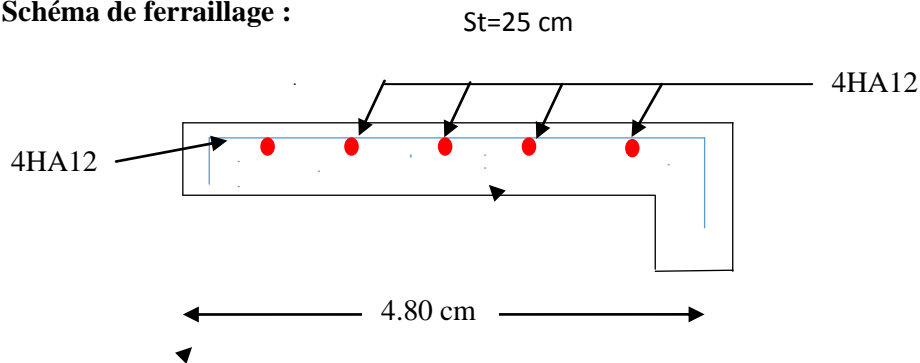
$$1) \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{13.67}{10 \times 16.09} = 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$3) \frac{6.79 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.00056 \geq \frac{4.2}{400} \times 1 = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

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

**Schéma de ferrailage :**



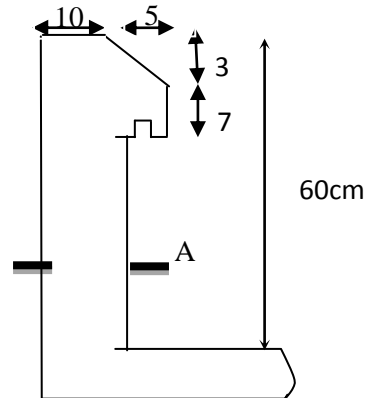
*Figure.III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (D2)*

### III.3.Étude de l'acrotère :

**Hypothèses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire



*Figure.III.7.coupe d'un acrotère*

**III.3.1. Évaluation des charges et surcharges :**➤ **Verticales :**

| <i>Tableau.III.17. Charges et surcharges d'acrotère</i> |                         |                                    |                        |                               |              |
|---|-------------------------|------------------------------------|------------------------|-------------------------------|--------------|
| surface<br>(m <sup>2</sup> )                            | Poids propre<br>(KN/ml) | Épaisseur<br>enduit<br>ciment (cm) | Enduit ciment<br>(KN)  | G <sub>total</sub><br>(KN/ml) | Q<br>(KN/ml) |
| 0.064   | 25*S=1.606              | 1.5                                | $0.2*1.5*0.6*1 = 0.18$ | 1.786                         | 1            |

➤ **Horizontales :** (dus au séisme).

$$F_P = 4 * A * C_P * W_P \quad \text{D'après le RPA99 (article 6.2.3)}$$

-**F<sub>P</sub>** : une force horizontale due au séisme-**A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.-**C<sub>P</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab.6.1** du **RPA99**).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_P = 0,8. \\ W_P = 1.786 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$F_P = 4 * 0,15 * 0,8 * 1.786 \Rightarrow F_P = 0.8574 \text{ KN}$$

**III.3.2. Calcul des sollicitations :****A) Calcul du centre de pression :**

$$x_G = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} = 0.0548$$

$$y_C = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} = 0.316$$

**B) Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 1.786 \text{ KN}$$

$$M_Q = 1 * 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_P * x_G = 0.27 \text{ KN.m}$$



Combinaison de calcul :

| <i>Tableau.III.18.combinaisons d'action</i> |              |        |        |
|---|--------------|--------|--------|
| Sollicitation                               | combinaison  | N (KN) | M (KN) |
| <b>RPA 99/2003</b>                          | G + Q + E    | 1.786  | 0.870  |
| <b>ELU</b>                                  | 1.35G + 1.5Q | 2.41   | 0.90   |
| <b>ELS</b>                                  | G+Q          | 1.786  | 0.60   |

### III.3.3. Calcul de l'excentricité :

$e_0$ : Excentricité, la combinaison considéré est 1.35G+1.5Q

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.41} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \quad \text{Section partiellement comprimé}$$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL.91 en adoptant une excentricité totale de calcul  $e=e_1+e_2$

**$e_1$** : Excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales.

**$e_2$** : Excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure.

**$e_a$** : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution)

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2\text{cm} ; 0.24\text{cm} \} \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.37 + 0.02 = 0.39 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\Phi)$$

Avec :

**$\Phi$** : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (\text{Par ce que } M_G = 0)$$

$$l_f: \text{longueur de flambement } l_f = 2l_0 = 2 \times 0.60 = 1.2$$

Donc :  $e_2 = 0.0086m$

$$e = e_1 + e_2 = 0.398 m$$

$$N_U = 2.41 \longrightarrow M_U = N_U * e = 0.96 \text{ KN.m}$$

### III.3.4.Ferraillage :

$$\text{A l'ELU : } M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$$

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.96 + 2.41 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.03 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.0113 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où :  $A's = 0$ .

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0142$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0795$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.37 \text{ cm}^2$$

### III.3.5.Vérifications :

#### A) A L'ELU :

##### • Conditions non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  on adopte  $A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

##### • Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

##### • Espacement :

Armatures principale :  $S_t \leq 100 / 3 = 33 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60 / 3 = 2 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

##### • Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} \leq \min(0.1 * f_{c28}, 3 \text{ Mpa})$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * N_u = 1.5 * 2.41 = 3.615 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0375 \text{ MPa} \dots \text{pas risque de cisaillement}$$

**B) À l'ELS :**

Vérification de l'adhérence :  $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}$  ;  $\sum \mu_i$  : La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n * \pi * \varphi = 4 * \pi * 0.8 = 10.0048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3615}{0.9 * 0.08 * 10.048 * 10^{-2}} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

- Vérification des contraintes :**

**Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/178) + (0.08 - 0.10/2) \longrightarrow e_1 = 0.36 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.36 \Rightarrow c = -0.28 \text{ m.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$\begin{cases} p = -3 * (-0.28)^2 + (0.08 - (-0.28)) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.228 \text{ m}^2 \\ q = -2 * (-0.28)^3 - \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} * (0.08 + 0.28)^2 = 0.043 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 \quad \Delta = 9.30 * 10^{-5} > 0$$

$$t = 0.5 (\Delta^{0.5} - q) = -0.0166$$

$$Z = t^1/3 = -0.255$$

$$Y_c = Z - \frac{p}{3 * Z} = -0.553$$

$$Y_{ser} = 0.83$$

- Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.344 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 0.069 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

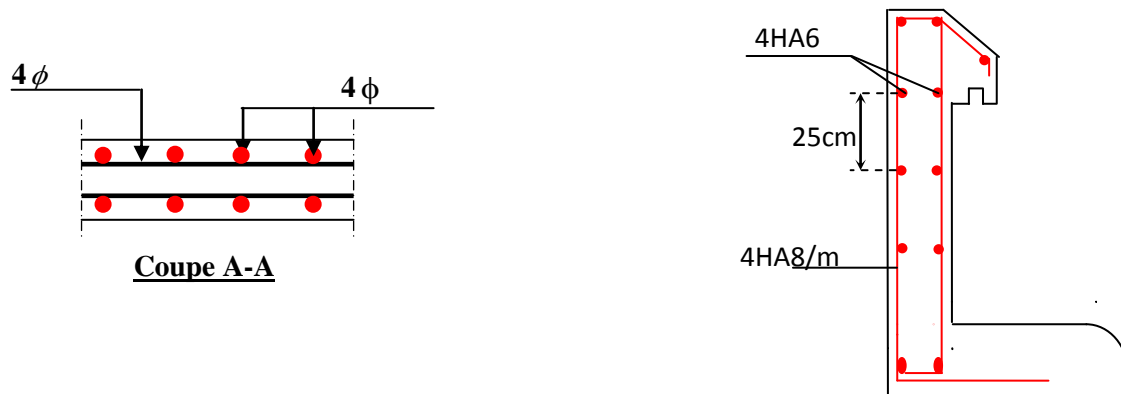


Figure III.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.4. Etude de l'ascenseur :

#### III.4.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 1.6 m
- l : Largeur de l'ascenseur = 1.8 m
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220 cm
- la vitesse  $V = 0.63$  m/s
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 58 kN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15 kN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51 kN.
- La charge nominale est de 630 kg.

Donc  $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 72.3 \text{ kN}$

Annexe 6

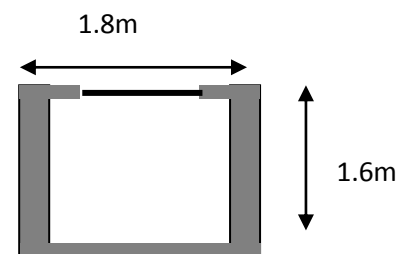


Figure III.9. Cage d'ascenseur

#### III.4.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a  $l_x = 1.60 \text{ m}$  et  $l_y = 1.80 \text{ m}$  donc une surface  $S = 1.6 \times 1.8 = 2.88 \text{ m}^2$ .

#### III.4.3. Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ kN/m}^2$  ..... Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6 \text{ kN/m}^2$  ..... Poids du mortier de pose de 3 cm.

$G_3 = 0.1 \text{ KN/m}^2$  ..... Poids de l'isolant thermique.

$G_4 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$  ..... Poids du revêtement dallage colle.

$G' = 6.14 \text{ KN/m}^2$ . ..... Somme de  $G_1, G_2, \dots, G_4$ .

$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{58}{2.88} = 20.13 \text{ KN/m}^2$ . Poids de la machine.

$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 26.27 \text{ KN/m}^2$ .

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

#### III.4.4. Cas d'une charge répartie :

- Calcul des sollicitations :

**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 36.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 4.5 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.35 \text{ KNm}$$

##### III.4.4.1. Calcul des moments réels :

➤ **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3.82 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.84 \text{ KNm}$$

➤ **En appui :**

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 1.35 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 1.05 \text{ KNm}$$

##### III.4.4.2. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple

➤ **En travée :**

- Parallèle à  $l_x$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.8 \times 10^{-2}.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0104$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.179m.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.62 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-Parallèle à  $l_y$  :

$$\mu_{bu} = 0.62 \times 10^{-2}, \quad \alpha = 0.0077 \quad z = 0.179 \quad A_y = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En appui :**

| Sens       | $M_a \text{ (KN.m)}$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z \text{ (m)}$ | $A \text{ (cm}^2\text{)}$ |
|------------|----------------------|------------|----------|-----------------|---------------------------|
| <b>x-x</b> | 1.35                 | 0.0029     | 0.0036   | 0.197           | 0.22                      |
| <b>y-y</b> | 1.05                 | 0.0022     | 0.0027   | 0.197           | 0.16                      |

**A) Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité:**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20\text{cm}$$

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

$$\rho = 0.88$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.69\text{cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.6\text{cm}^2 > 0.42\text{cm}^2$  C'est vérifié.

On choisit suivant le:

$$\text{Sens x-x', en travée et en appui: } A_t^x = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$$

$$\text{Sens y-y', en travée et en appui: } A_t^y = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$$

- **Calcul des espacements :**

$$\text{Sens x-x': } S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 35\text{cm}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 19.72 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 23.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**B) Vérification à l'ELS :**

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{totale}} + Q = 27.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 3.81 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.13 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3.24 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.66 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes :**

Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = 0.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 0.78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

### III.4.5. Cas d'une charge concentrée :

On a le schéma représentant la surface d'impact :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

$a_0$  et  $U$  sont les dimensions parallèles à  $L_x$ .

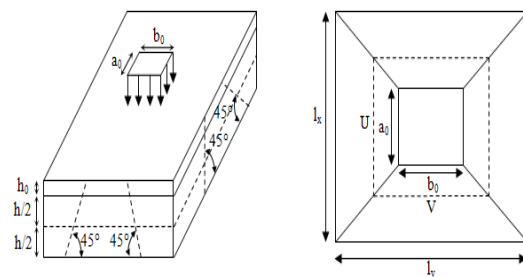
$b_0$  et  $V$  sont les dimensions parallèles à  $L_y$ .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$  est la surface du chargement.

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$



*Illustration de la surface impactée*

$h_0$  : est l'épaisseur de la dalle pleine.

$h_1$  : est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

**À l'ELU :**

On a:  $g = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$

- Calcul des sollicitations :**

On a selon le **BAEL** :  $\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$

Avec :

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD, en fonction de  $\rho$ .

Avec :  $\alpha = \frac{U}{l_y}, \beta = \frac{V}{l_y}$

$\nu$  : coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \Rightarrow ELS \end{cases}$

Soit :

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.64 \\ \beta = 0.57 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

- Evaluation des moments de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.085 = 8.296 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.067 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0476 \times 8.05 \times 1.6^2 = 0.98 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7438 \times 0.98 = 0.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.296 + 0.98 = 9.276 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_y = 6.54 + 0.73 = 7.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.276 = 6.957 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 7.27 = 5.45 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 9.276 = -4.638 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur  $b = 1 \text{ m}$ ,  $d = 0.13 \text{ m}$



Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau.III.19. ferrailages de la dalle d'ascenseur**

| Endroit | Sens | M<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z(m) | $A^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | choix         | $s_t$ (cm) |
|---------|------|-------------|------------|----------|------|---------------------------------|------------------------------|---------------|------------|
| Travée  | X-X  | 6.957       | 0.029      | 0.037    | 0.13 | 1.54                            | 1.272                        | 4HA8=2.<br>01 | 25         |
|         | Y-Y  | 5.45        | 0.023      | 0.029    | 0.13 | 1.2                             | 1.2                          | 4HA8=2.<br>01 | 25         |
| Appui   |      | -4.638      | 0.019      | 0.024    | 0.13 | 1.03                            | 1.272                        | 4HA8=2.<br>01 | 25         |

#### A) Vérification à l'ELU :

##### • Vérification des espacements :

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \min(2e, 25cm) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### • Vérification au poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

$P_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$ : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410 \text{ cm} ; P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 461.25 \text{ KN}$$

##### • Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.74 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.244 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### A l'ELS :

##### • Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 7.11 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 6.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### • Les moments dus au poids de la dalle :

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0546 \times 5.85 \times 1.6^2 = 0.82 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8216 \times 0.82 = 0.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.11 + 0.82 = 7.93 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.07 + 0.67 = 6.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigé :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.93 = 5.95 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.74 = 5.055 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.93 = -3.965 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes :**

| Sens  | M (KN.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observations |
|-------|----------|--------|----------------------|---|--------------|
| x-x   | 5.95     | 2.515  | 3844.81              | 3.892 < 15                                      | vérifiée     |
| y-y   | 5.055    | 2.515  | 3844.81              | 3.307 < 15                                      | vérifiée     |
| Appui | -3.965   | 2.515  | 3844.81              | 2.594 < 15                                      | vérifiée     |

*Tableau.III.20. vérification des contraintes*

- **Vérification de la flèche**

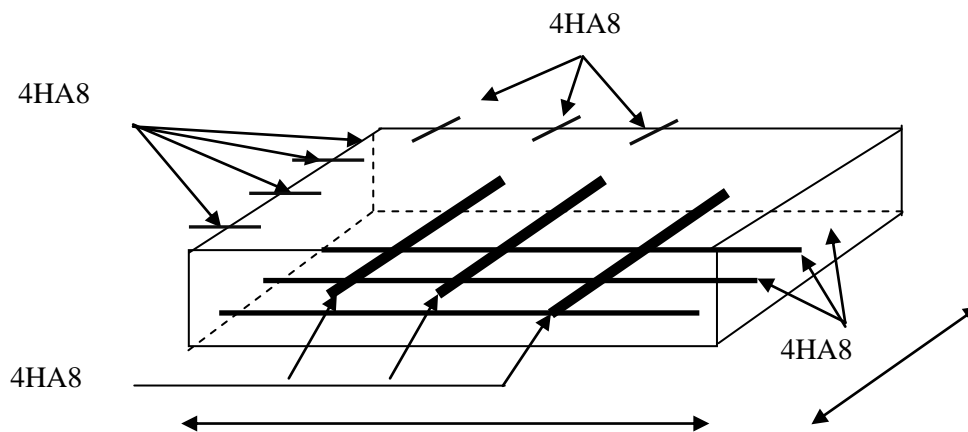
$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

- Sens X-X :  $\begin{cases} 0.094 > 0.038 \\ 0.0015 < 0.005 \end{cases}$
- Sens Y-Y :  $\begin{cases} 0.083 < 0.0375 \\ 0.0015 < 0.005 \end{cases}$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Remarque :** la dalle de la salle des machines est soumise à un chargement concentré donc les barres seront prolongée jusqu'aux appuis.

**Schéma de ferrailage :****Figure.III.10.Schémas de ferrailage de la dalle machine****III.5.Etude d'escaliers :**

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé

$$G_v = 7.21 \text{ KN/m}^2$$

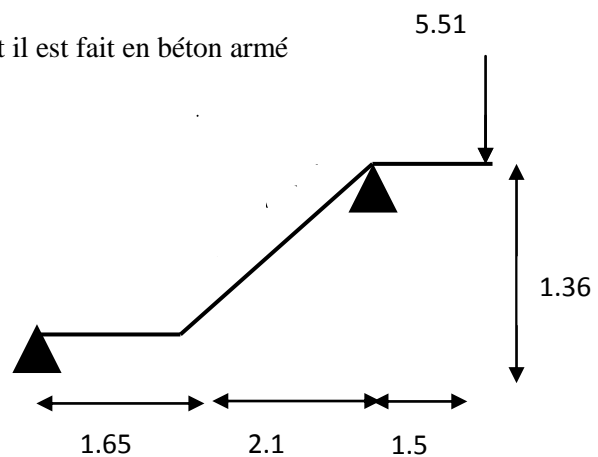
$$G_p = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_{\text{mur}} = 2.67 * 3.06 * 0.5 = 4.08 \text{ KN/ML}$$

À l'ELU :  $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS :  $q = G + Q$

**Figure.III.11.schéma d'escalier**

|              | $P_{\text{mur}}(\text{KN/m})$ | $q_{\text{volées}}(\text{KN/m})$ | $q_{\text{palier}}(\text{KN/m})$ |
|--------------|-------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| <b>l'ELU</b> | 5.51                          | 13.48                            | 10.65                            |
| <b>l'ELS</b> | 4.08                          | 9.71                             | 7.61                             |

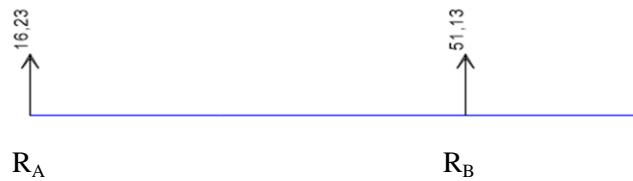
**Tableau.III.21.charge et surcharge d'escalier****- Les réactions d'appuis :**

D'après la modélisation de notre escalier avec logiciel SAP 2000. On a exploité les résultats suivants :

✓ A l'ELU :

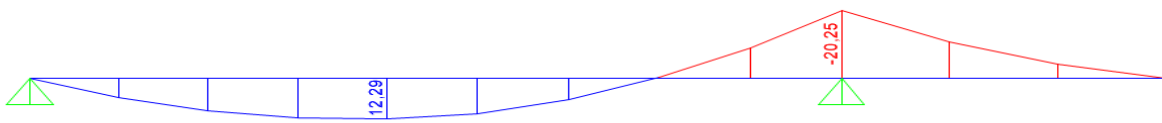
$$R_A = 16.23 \text{ KN.}$$

$$R_B = 51.13 \text{ KN.}$$



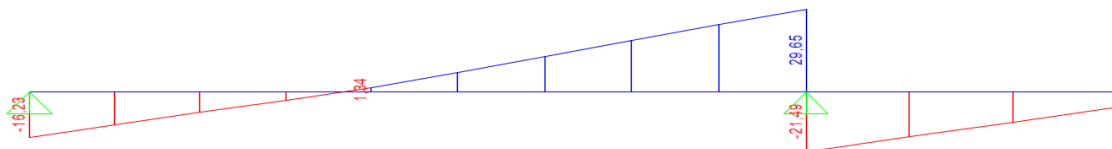
*Figure.III.12.Les réactions d'appuis à l'ELU*

-Les moments :



*Figure.III.13.Diagramme des moments à l'ELU*

-L'effort tranchant :



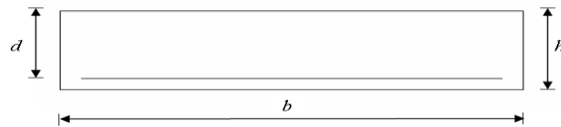
*Figure.III.14. Diagramme des efforts tranchants*

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 \cdot 12.29 = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = -0.5 \cdot 12.29 = -6.16 \text{ KN.m}$$

### III.5.1.Ferraillage de l'escalier :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml



| Localisation | M (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $z$ (m) | A calculée (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|----------|------------|----------|---------|-------------------------------|------------------------------|
| En travée    | 9.25     | 0.038      | 0.049    | 0.127   | 2.08                          | 4HA10=3.14                   |
| En appui     | 6.16     | 0.025      | 0.032    | 0.128   | 1.38                          | 4HA8 = 2.01                  |

Tableau.III.22.Résumé des résultats de ferrailage d'escalier

- Les armatures de répartition :

-En appuis :  $A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$

-En travée :  $A_r^t = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

Soit  $A_r^a = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

$$A_r^t = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$$

A) Vérifications à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En appuis :  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

En travée :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

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

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

Tel que :  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.228 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Pas de risque de cisaillement

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

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$$

Avec  $A_l = A_t + A_a = 3.14 + 2.01 = 5.15 \text{ cm}^2$

$$A_l = 5.15 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 29.68 \times 10^{-3}}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures :**

**-Armatures longitudinales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**-Armatures transversales:**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**B) Vérification à l'ELS :**

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

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**-Les réactions d'appuis :**

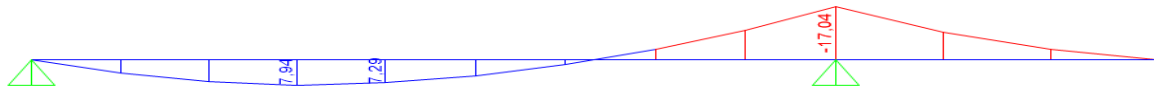
$$R_A = 12.43 \text{ KN.}$$



$$R_B = 38.22 \text{ KN.}$$

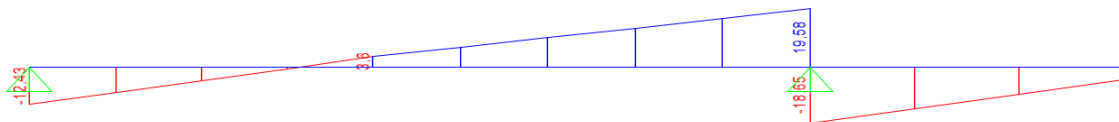
*Figure.III.15. Les réactions d'appuis à l'ELS*

-Les moments :



*Figure.III.16.Diagramme des moments à l'ELS*

- L'effort tranchant :



$$V_{\max} = 19.58 \text{ KN}$$

*Figure.III.17. Diagramme des efforts tranchants*

Moment en travée :  $M^t = 0.75 \times 7.94 = 5.96 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis :  $M^a = -0.5 \times 7.94 = -3.97 \text{ KN.m}$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le (Tableau.III.23) suivant :

| Localisation | $M_{\text{ser}}$ (KN.m) | $I$ (cm <sup>4</sup> ) | $Y$ (cm) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|--------------|-------------------------|------------------------|----------|---------------------|---------------------------|
| Appuis       | 3.97                    | 3844.81                | 2.59     | 2.59                | 15                        |
| Travées      | 5.96                    | 5608.73                | 3.06     | 3.25                | 15                        |

*Tableau.III.23.Résultats de calcul des contraintes*

- **État limite de déformation :**

**Vérification de la flèche :** la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{375} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : } f_{\text{adm}} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm}$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = 5608.73 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_s = 3.14 \text{ cm}$$

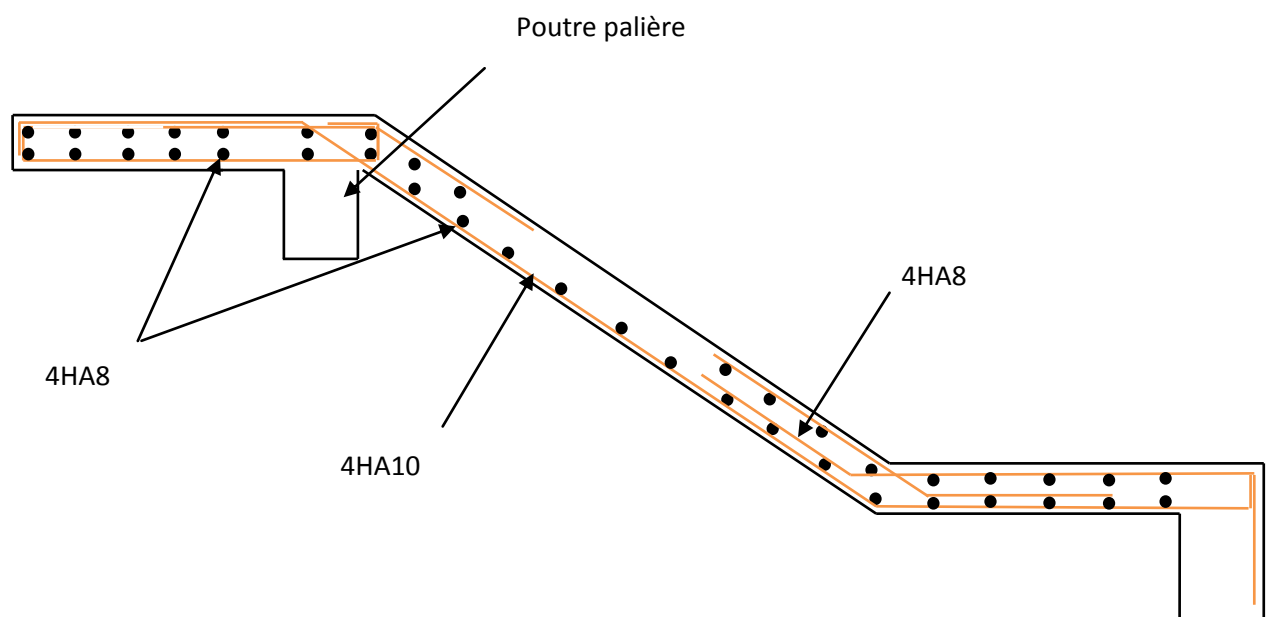
Les résultats de la flèche est résumé dans le (**Tableau.III.32.**) suivant :

| L(m) | b(m) | A <sub>st</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | f <sub>gv</sub><br>(cm) | f <sub>ji</sub><br>(cm) | f <sub>pi</sub><br>(cm) | f <sub>gi</sub><br>(cm) | Δf   | f <sub>adm</sub> |
|------|------|---------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------|------------------|
| 3.75 | 1.00 | 3.14                                  | 0.0334                  | 0.0012                  | 0.0074                  | 0.0013                  | 0.33 | 0.75             |

**Tableau.III.24.Résultats de la flèche**

Donc: la fleche est vérifier





*Figure.III.18.Schéma de ferrailage de l'escalier*

## III.5.2. Calcul de la poutre palière :

## A) Pré dimensionnement :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}.$$

## ✓ Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

## B) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

➤ Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

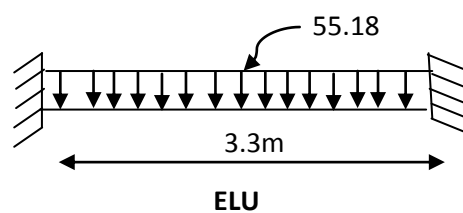
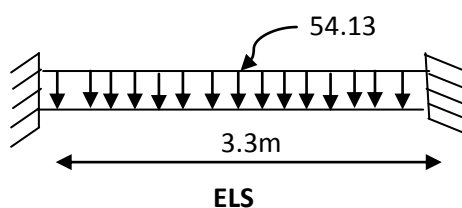
➤ Réaction: L'ELU:  $R_B = 51.13 \text{ KN/m}$ .

L'ELS:  $R_B = 38.84.26 \text{ KN/m}$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$Q_u (\text{ELU}) = 51.13 + 1.35 \times 3 = 55.18 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u (\text{ELS}) = 51.13 + 3 = 54.13 \text{ KN/ml}$$



La poutre est supposée dans deux poteaux ; les sollicitations sont comme suite :

$$\text{En travée : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{55.18 \times 3.3^2}{24} = 25.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{54.13 \times 3.3^2}{24} = 24.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{55.18 \times 3.3^2}{12} = 50.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{54.13 \times 3.3^2}{12} = 49.12 \text{ KN.m}$$

### III.5.3. Ferrailage de la poutre palière :

$$M_t = 0.85 \times 25.03 = 21.27 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 25.03 = 12.515 \text{ KN.m}$$

|               | $M_u(\text{KN.m})$ | $b(\text{m})$ | $d(\text{m})$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z(\text{m})$ | $A(\text{cm}^2)$ |
|---------------|--------------------|---------------|---------------|------------|----------|---------------|------------------|
| <b>travée</b> | 21.27              | 0.30          | 0.38          | 0.034      | 0.043    | 0.373         | 1.63             |
| <b>appuis</b> | 26.73              | 0.30          | 0.38          | 0.020      | 0.025    | 0.376         | 0.96             |

*Tableau.III.25. Résultats de ferrailage de la poutre palière*

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.38 \times 2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ( $A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$ )

- **Effort tranchant :**

$$V_{u\max} = \frac{Q \times l}{2} = \frac{55.18 \times 3.3}{2} = 91.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{91.04 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.23 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 5.75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Donc c'est vérifié}$$

- **Armatures transversales :**

On fixe  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = b_0 \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{tj}) / 0.8 \times f_e = 0.3 \times 0.1 \times (0.80 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400 = 0.59 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{53.47}{52.46} = 1.02$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.26 > \alpha = 0.114$$

✓ **En Appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{106.94}{104.93} = 1.02$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.26 < \alpha = 0.241$$

- **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$1-) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{330} = 0.12 \geq 0.0625 \text{ vérifier}$$

$$2-) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.12 \geq \frac{0.85 M_0}{10 \times M_0} = 0.085 \text{ vérifier}$$

$$3-) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \text{vérifier}$$

Il ne sera pas donc nécessaire de vérifier la flèche.

Donc la vérification de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

### III.5.3. Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion  $M_t$  est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est le moment à l'appui.

Donc  $M_t = 18.15 \text{ KN.m}$

- **Contrainte de cisaillement ultime de torsion :**

$$\tau_u = \frac{M_a}{2 \times \Omega \times e} = \frac{18.15 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.07 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Donc c'est vérifié.

### III.5.3.1. Ferrailage :

La section d'armature longitudinal et transversale est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_L \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_a}{2 \times \Omega}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_L = \frac{M \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{18.15 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 348 \times 875 \times 10^{-4}} = 4.11 \text{ cm}^2$$

Avec  $\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$

- **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{18.15 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armature en travée :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times U \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 1.2 \times 0.005}{400} = 0.06 \text{ cm}^2 \dots \text{c'est vérifiée}$$

- **Ferrailage final de la poutre palière :**

a)-En travée :  $A_t = 4.11 \times 0.5 + 1.63 = 3.69 \text{ cm}^2$  on choisit  $A_t = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

b)-En appui :  $A_t = 4.11 \times 0.5 + 0.96 = 3.01 \text{ cm}^2$  on choisit  $A_a = 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

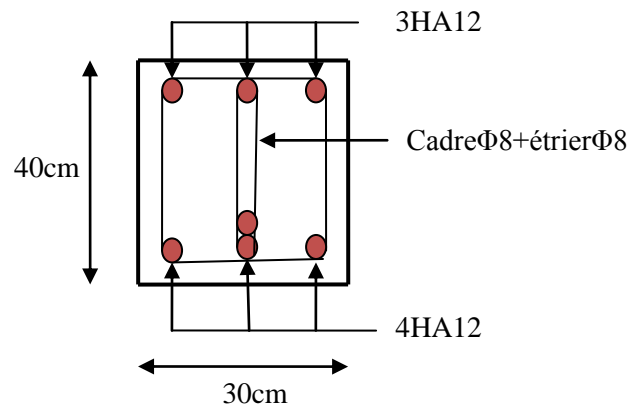


Figure.III.19. Schéma de ferrailage de la Poutre palière

### III.6.Poutre de chaînage :

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

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

#### A) Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

-Hauteur minimale  $h \geq 15$  cm.

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

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

#### A) Sollicitations :

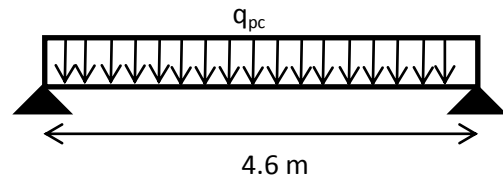
Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

La poutre qui nous donne des sollicitations plus défavorables est celle de 7<sup>ème</sup> niveau (1<sup>ère</sup> duplexe)

- ✓  $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- ✓  $G_{mur} = 2.67 (3.06 - 0.35) = 7.23 \text{ KN/ml.}$

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) + 1.5 Q = 15.55 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2 / 8 = 41.13 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l / 2 = 35.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + Q = 9.85 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2 / 8 = 26.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Correction des moments :

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.75 M_u = 30.8 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.75 M_s = 19.53 \text{ KN.m} \end{cases}, \text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -20.56 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -13.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### B) Ferrailage :

Tel que :  $A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.2$

| Tableau.III.26. Ferrailage de la poutre de chaînage |                  |            |          |               |                                   |                                   |                         |
|---|------------------|------------|----------|---------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
|   | $M^u(\text{KN})$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z(\text{m})$ | $A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{choisie}}(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ |
| Travée  | 30.8             | 0.066      | 0.086    | 0.32          | 2.77                              | 3HA12 = 3.39                      | 1.2                     |
| Appuis  | -20.56           | 0.044      | 0.057    | 0.32          | 1.85                              | 3HA10 = 2.36                      | 1.2                     |

#### • Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa, FN}$$

$$\tau_u = \frac{35.77 * 10^{-3}}{0.3 * 0.33} = 0.36 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa*}$$

#### • Calcul des armatures transversales :

On choisit un cadre et un étrier  $4 \phi 8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\textcircled{1} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = S_t \leq \frac{2.01 * 400}{0.4 * 30} 0.67 \text{ m} = 67 \text{ cm}$$

$$\textcircled{2} S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.297 \text{ m} = 29.7 \text{ cm}$$

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

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

#### • Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15$$

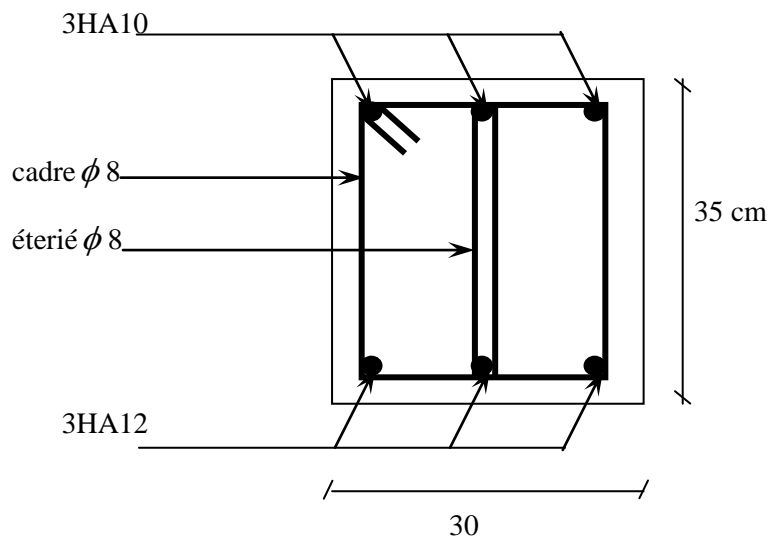
$$\text{Calcul de } y : \frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$Y=9.02 \text{ cm}$

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

$$I = 36579.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.53 \times 9.02 \cdot 10^{-3}}{36579.51} = 4.82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



*Figure.III.20.Schéma de ferrailage de la poutre chaînage*



# **Chapitre IV:**

# **Etude dynamique**

**IV.1. Introduction :**

Le séisme est un phénomène violent qui peut provoquer l'endommagement voir même l'effondrement dans bâtiment.

Les sollicitations provoquer par le séisme sont dangereuse car :

- Elles sont horizontales (déstabilisants).
- Elles sont dynamiques.
- Elles sont cyclique.

Pour résister à ce type de sollicitation, le bâtiment doit posséder un système de stabilisation latérale performant et bien dimensionné.

L'étude dynamique du bâtiment permet ainsi de prévoir son comportement, vis-à-vis d'un séisme en fonction du système de contreventement choisi et de son environnement.

Voyons que la forme de notre structure est en forme T, d'après plusieurs dispositions de voiles On n'a pas réussi à avoir un bon comportement. Devant cette problématique la solution optimale afin d'assurer la sécurité et l'économie est de subdiviser le bloc en T en deux sous bloc A et B en forme rectangulaire (voir vue en plan figure IV.1).

Cette séparation est assurée par un joint sismique au niveau de la cage d'escalier afin d'éviter que les deux blocs voisins ne se heurtent pas au cours de balancement.

Pour ce qui suit nous présentons le comportement des deux blocs A et B.

**IV.2. Méthode de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**IV.2.1. Méthode statique équivalente :****➤ Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

**➤ Calcul de la force sismique totale : *RPA99 (Article 4.2.3)***

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. ***RPA99 (Tableau 4.1)***

Le coefficient  $A$  représente l'accélération du sol et dépend de la zone sismique et de groupe d'usage de bâtiment.

Pour notre projet nous avons :

-Groupe d'usage : groupe 2

-Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

**-R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

**RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

**-Q** : Facteur de qualité.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

**Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau.IV.1.Valeurs des pénalités Pq pour le bloc A**

| “ Critère q ”  | Observé | P <sub>q</sub> /xx | Observé | P <sub>q</sub> /yy |
|--|---------|--------------------|---------|--------------------|
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | Non     | 0.05               | Oui     | 0                  |
| 2- Redondance en plan                                    | Non     | 0.05               | Oui     | 0                  |
| 3- Régularité en plan                                    | Non     | 0.05               | Non     | 0.05               |
| 4- Régularité en élévation                               | Non     | 0.05               | Non     | 0.05               |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux                     | Oui     | 0                  | Oui     | 0                  |
| 6- Contrôles d'exécution                                 | Non     | 0.1                | Non     | 0.1                |

Donc : **Q<sub>x</sub> = 1.3**

**Q<sub>y</sub> = 1.2**

**Tableau.IV.2.Valeurs des pénalités Pq pour le bloc B**

| “ Critère q ”  | Observé | P <sub>q</sub> /xx | Observé | P <sub>q</sub> /yy |
|--|---------|--------------------|---------|--------------------|
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | Non     | 0.05               | Non     | 0.05               |
| 2- Redondance en plan                                    | Non     | 0.05               | Non     | 0.05               |
| 3- Régularité en plan                                    | Non     | 0.05               | Non     | 0.05               |
| 4- Régularité en élévation                               | Non     | 0.05               | Non     | 0.05               |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux                     | Oui     | 0                  | Oui     | 0                  |
| 6- Contrôles d'exécution                                 | Oui     | 0                  | Oui     | 0                  |

Donc : **Q<sub>x</sub> = Q<sub>y</sub> = 1.2**

**-W** : Poids total de la structure.

La valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids **Wi** ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

-  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

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

-  $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des appartements à usage d'habitation donc le coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

**Pour le bloc A :  $W=19767,57$  KN.**

**Pour le bloc B :  $W=13383.381$  KN.**

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

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Selon le rapport de sol notre structure située dans un site meuble ( $S_3$ ).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de  $\zeta(\%)$  :

**Tableau. IV.3. Les valeurs de  $\zeta(\%)$  RPA 99 (Tableau 4.2)**

| Remplissage | Portique   |       | Voiles ou murs          |
|-------------|------------|-------|-------------------------|
|             | Béton armé | acier | Béton armé / maçonnerie |
| léger       | 6          | 4     | 10                      |
| Dense       | 7          | 5     |                         |

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 28.56m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (28.56)^{3/4} = 0.617 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

**L** : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

✓ **Pour le bloc A :**

$$L_x = 11.30m, \quad L_y = 23.00m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.764 \text{ s} \\ T_y = 0.535 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.617 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.535 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.617} \right)^{2/3} = 1.78 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.535} \right)^{2/3} = 1.935 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{stx} = 1.3 \times 0.617 = 0.8 \text{ s}$$

$$T_{sty} = 1.3 \times 0.535 = 0.695 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st_x} = \frac{0.15 \times 1.78 \times 1.3}{5} \times 19767.57 = 1372.26 KN$$

$$V_{st_y} = \frac{0.15 \times 1.935 \times 1.2}{5} \times 19767.57 = 1377. KN$$

**Pour le bloc B :** les résultats sont illustrés dans le tableau (IV.4.) suivant :

**Tableau.IV.4.Les périodes statiques et facteurs d'amplification dynamique (bloc B)**

| L <sub>x</sub> | L <sub>y</sub> | T     | t <sub>x</sub> | t <sub>y</sub> | T <sub>x</sub> =min(T ;t <sub>x</sub> ) | T <sub>y</sub> =min(T ;t <sub>y</sub> ) | D <sub>x</sub> | D <sub>y</sub> |
|----------------|----------------|-------|----------------|----------------|---|---|----------------|----------------|
| 12.3           | 13.4           | 0.617 | 0.732          | 0.702          | 0.617                                   | 0.617                                   | 1.78           | 1.78           |

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{st_x} = T_{st_y} = 1.3 \times 0.617 = 0.8 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st_x} = \frac{0.15 \times 1.78 \times 1.2}{5} \times 13383.381 = 857.60 KN$$

$$V_{st_y} = \frac{0.15 \times 1.78 \times 1.2}{5} \times 13383.381 = 857.60 KN$$

#### IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**RPA 99 version 2003**)

#### IV.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

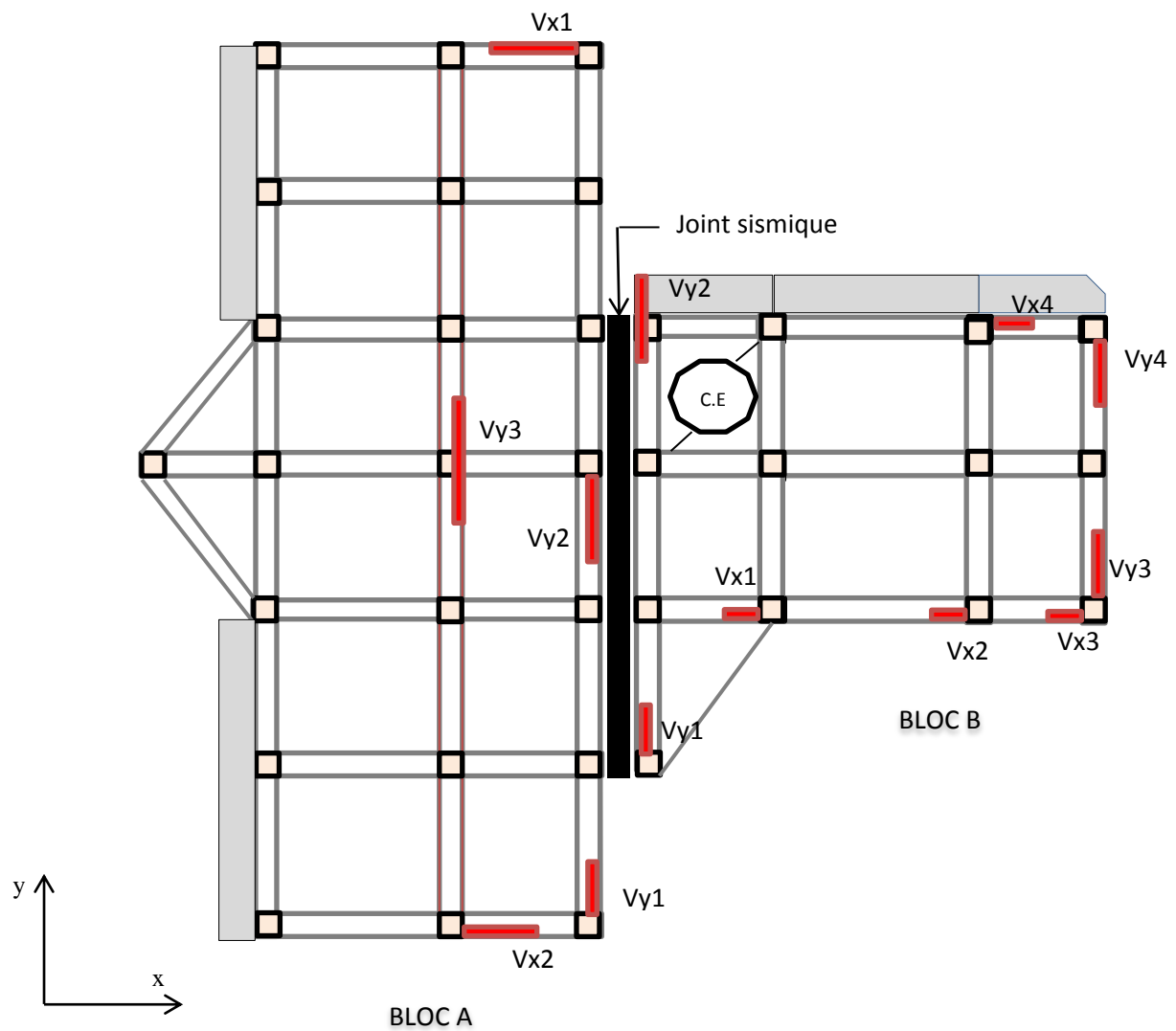
Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

#### IV.4. Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP 2000 version 14.

##### IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement :

La présence du parking dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :



*Figure.IV.1.Disposition des voiles et emplacement de joint sismique*



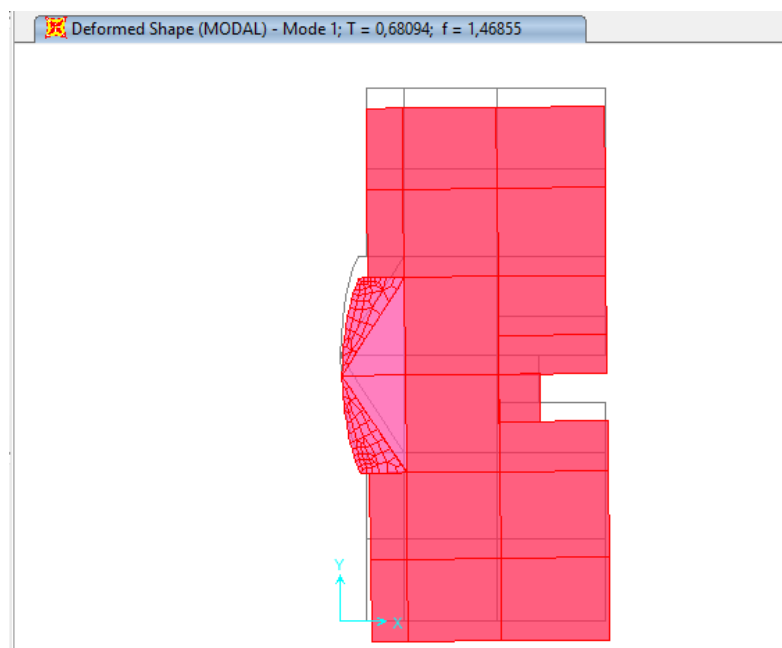
**Bloc A :****Résultats obtenus :****a). Périodes de vibration et participation massique :***Tableau.IV.5.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses (bloc A)*

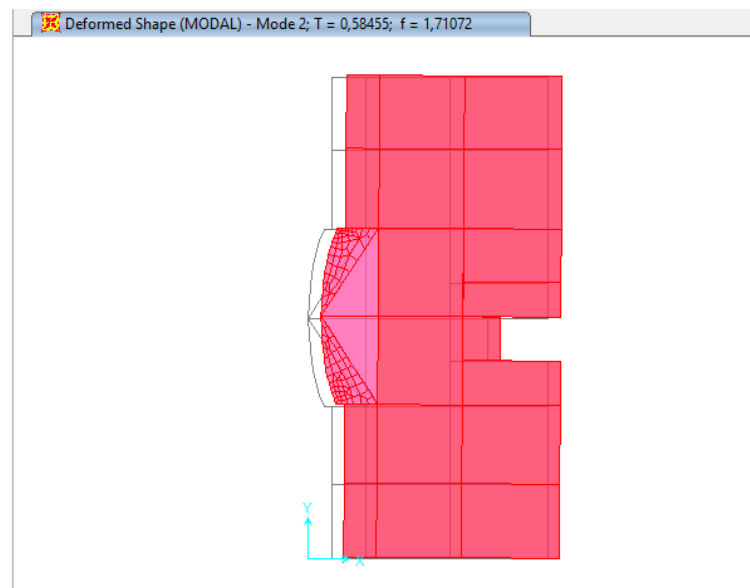
| Modes          | Périodes      | Individuel mode |            | Cumulative sum (%) |                |
|----------------|---------------|-----------------|------------|--------------------|----------------|
|                | Sec           | Ux              | Uy         | Ux                 | Uy             |
| <b>Mode 1</b>  | <b>0,6809</b> | 0,0058          | 0,70224    | 0,0058             | 0,70224        |
| <b>Mode 2</b>  | <b>0,5845</b> | 0,66077         | 0,00535    | 0,66657            | 0,70759        |
| <b>Mode 3</b>  | 0,4194        | 0,00522         | 0,0026     | 0,67178            | 0,71019        |
| <b>Mode 4</b>  | 0,2212        | 0,0007          | 0,14234    | 0,67247            | 0,8525         |
| <b>Mode 5</b>  | 0,1647        | 0,1880          | 0,00061    | 0,8605             | 0,8530         |
| <b>Mode 6</b>  | 0,1158        | 0,00264         | 0,00793    | 0,8630             | 0,8610         |
| <b>Mode 7</b>  | 0,1097        | 0,00012         | 0,05452    | 0,86328            | <b>0,91558</b> |
| <b>Mode 8</b>  | 0,0776        | 0,0613          | 0,00019    | <b>0,9246</b>      | 0,91577        |
| <b>Mode 9</b>  | 0,0708        | 0,00283         | 0,0000274  | 0,92743            | 0,9158         |
| <b>Mode 10</b> | 0,0703        | 0,0000          | 0,00036    | 0,9275             | 0,9185         |
| <b>Mode 11</b> | 0,0689        | 0,00024         | 0,03021    | 0,9277             | 0,9462         |
| <b>Mode 12</b> | 0,06422       | 0,0000884       | 0,00004635 | 0,92776            | 0,94642        |

Pour avoir une somme modale effective de l'ordre de 90%, il nous a fallu prendre 7 modes de vibration selon Y et 8 modes selon X

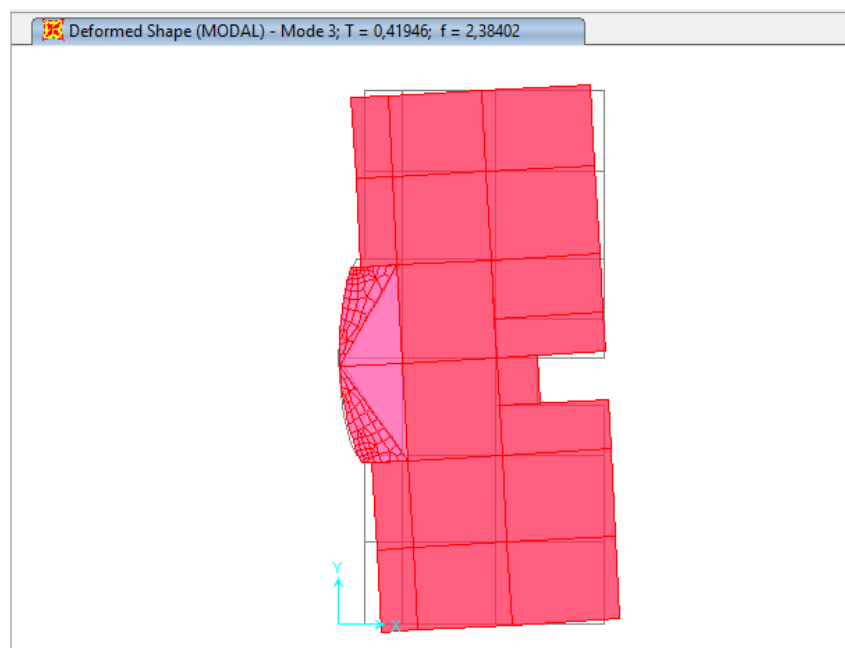
D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées

Les modes de vibrations sont montrés sur les figures (IV.2, IV.3, IV.4)

*Figure.IV.2.1<sup>ère</sup> mode (translation suivant Y)*



*Figure.IV.3. 2<sup>ème</sup> mode (translation suivant X)*



*Figure.IV.4. 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)*

**b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

Les tableaux IV.6 et IV. 7 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

**Tableau IV.6.Vérification sous charges verticales (bloc A)**

| NIVEAU        | Charges reprises (KN) |         | Pourcentage repris (%) |              |
|---------------|-----------------------|---------|------------------------|--------------|
|               | PORTIQUE              | VOILE   | PORTIQUE               | VOILE        |
| <b>RDC</b>    | 18787.214             | 2892.77 | <b>86.67</b>           | <b>13.32</b> |
| <b>NIV 01</b> | 15352.538             | 3540.13 | <b>81.26</b>           | <b>18.73</b> |
| <b>NIV 02</b> | 13765.364             | 3316.01 | <b>80.58</b>           | <b>19.41</b> |
| <b>NIV 03</b> | 10435.703             | 2926.95 | <b>78.10</b>           | <b>21.9</b>  |
| <b>NIV 04</b> | 10435.703             | 2551.74 | <b>80.35</b>           | <b>19.64</b> |
| <b>NIV 05</b> | 5939.242              | 2070.12 | <b>74.15</b>           | <b>25.84</b> |
| <b>NIV 06</b> | 3893.538              | 1596.11 | <b>70.92</b>           | <b>29.07</b> |
| <b>NIV 07</b> | 2436.105              | 1015.77 | <b>70.57</b>           | <b>29.42</b> |
| <b>NIV 08</b> | 1286.833              | 542.045 | <b>70.36</b>           | <b>29.63</b> |

- Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les quatre derniers niveaux à cause de la régularité en élévation de la structure.

**Sous charges horizontales :****Tableau IV.7.Vérification sous charges horizontales (bloc A)**

| NIVEAU        | Charges reprises (KN) |         |         |         | Pourcentage repris (%) |               |               |               |
|---------------|-----------------------|---------|---------|---------|------------------------|---------------|---------------|---------------|
|               | PORTIQUE              |         | VOILE   |         | PORTIQUE               |               | VOILE         |               |
|               | X                     | Y       | X       | Y       | X                      | Y             | X             | Y             |
| <b>RDC</b>    | 511.643               | 308.62  | 499.234 | 306.902 | <b>43.265</b>          | <b>57.613</b> | <b>56.735</b> | <b>42.387</b> |
| <b>NIV 01</b> | 497.36                | 325.258 | 484.965 | 323.207 | <b>27.858</b>          | <b>49.367</b> | <b>72.141</b> | <b>50.632</b> |
| <b>NIV 02</b> | 398.248               | 188.243 | 385.337 | 185.38  | <b>30.455</b>          | <b>49.049</b> | <b>69.544</b> | <b>50.950</b> |
| <b>NIV 03</b> | 305.23                | 108.632 | 292.274 | 104.128 | <b>37.402</b>          | <b>56.411</b> | <b>62.597</b> | <b>43.589</b> |
| <b>NIV 04</b> | 305.23                | 108.632 | 216.323 | 65.419  | <b>40.842</b>          | <b>59.927</b> | <b>59.157</b> | <b>40.072</b> |
| <b>NIV 05</b> | 159.242               | 60.861  | 147.804 | 56.758  | <b>43.450</b>          | <b>67.064</b> | <b>56.549</b> | <b>32.935</b> |
| <b>NIV 06</b> | 100.122               | 54.393  | 90.263  | 52.098  | <b>48.845</b>          | <b>66.717</b> | <b>51.154</b> | <b>33.282</b> |
| <b>NIV 07</b> | 61.092                | 51.373  | 54.345  | 50.567  | <b>41.458</b>          | <b>63.752</b> | <b>58.541</b> | <b>36.247</b> |
| <b>NIV 08</b> | 16.852                | 25.205  | 11.583  | 24.772  | <b>42.014</b>          | <b>65.482</b> | <b>57.985</b> | <b>34.517</b> |

- Analyse des résultats :**

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction xx et yy. L'interaction horizontale est donc vérifiée dans les deux sens.

**IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

$N_d$  : l'effort normal maximal

$f_{c28}$  : Caractéristique de résistance à la compression.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.8

*Tableau. IV.8. Vérification de l'effort normal réduit (bloc A)*

| Niveau  | Type de poteau | B (cm <sup>2</sup> ) | $N_d$ (KN) | $\nu$       | Observation     |
|---|----------------|----------------------|------------|-------------|-----------------|
| <b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>              | <b>55*60</b>   | 3300                 | 2363.325   | <b>0.28</b> | <b>vérifiée</b> |
| <b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage</b> | <b>50*55</b>   | 2750                 | 1111.28    | <b>0.16</b> | <b>vérifiée</b> |
| <b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b> | <b>45*50</b>   | 2250                 | 678.719    | <b>0.12</b> | <b>vérifiée</b> |
| <b>6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage</b> | <b>40*45</b>   | 1800                 | 412.782    | <b>0.09</b> | <b>vérifiée</b> |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>                    | <b>35*40</b>   | 1400                 | 147.207    | <b>0.04</b> | <b>vérifiée</b> |

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

**IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA99**, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_s$

*. Tableau. IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques (bloc A)*

| Résultante des forces sismiques | $V_{dyn}$ (KN) | $V_s$ t (KN) | $V_{dyn}/V_{st}$ | Observation     |
|---------------------------------|----------------|--------------|------------------|-----------------|
| <b>Sens x-x</b>                 | 1334           | 1372.26      | <b>0.97</b>      | <b>vérifiée</b> |
| <b>Sens y-y</b>                 | 1225.727       | 1377         | <b>0.89</b>      | <b>vérifiée</b> |

**Remarque** : on voit bien que :  $V_{dyn} > 0.8 V_{st}$

Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

**IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :**

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta e_K$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.10

**Tableau.IV.10. Vérification des déplacements (bloc A)**

| Niveau        | Sens x-x             |                    |                      |                    |               |                       | Sens y-y             |                    |                      |                    |                       |
|---------------|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|---------------|-----------------------|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|-----------------------|
|               | $\delta e_K$<br>(cm) | $\delta K$<br>(cm) | $\delta K-1$<br>(cm) | $\Delta K$<br>(cm) | $h_K$<br>(cm) | $\Delta K/h_K$<br>(%) | $\delta e_K$<br>(cm) | $\delta K$<br>(cm) | $\delta K-1$<br>(cm) | $\Delta K$<br>(cm) | $\Delta K/h_K$<br>(%) |
| <b>RDC</b>    | 0.04713              | 0.2356             | 0                    | 0.2356             | 408           | <b>0.05</b>           | 0.0981               | 0.4905             | 0                    | 0.4905             | <b>0.12</b>           |
| <b>NIV 01</b> | 0.133                | 0.665              | 0.2356               | 0.4294             | 306           | <b>0.140</b>          | 0.287                | 1.435              | 0.4905               | 0.9445             | <b>0.308</b>          |
| <b>NIV 02</b> | 0.241                | 1.205              | 0.665                | 0.540              | 306           | <b>0.176</b>          | 0.521                | 2.605              | 1.435                | 1.17               | <b>0.38</b>           |
| <b>NIV 03</b> | 0.363                | 1.815              | 1.205                | 0.61               | 306           | <b>0.199</b>          | 0.767                | 3.835              | 2.605                | 1.23               | <b>0.40</b>           |
| <b>NIV 04</b> | 0.495                | 2.475              | 1.815                | 0.66               | 306           | <b>0.215</b>          | 1.013                | 5.065              | 3.835                | 1.23               | <b>0.40</b>           |
| <b>NIV 05</b> | 0.63                 | 3.15               | 2.475                | 0.675              | 306           | <b>0.220</b>          | 1.244                | 6.22               | 5.065                | 1.155              | <b>0.377</b>          |
| <b>NIV 06</b> | 0.764                | 3.82               | 3.15                 | 0.67               | 306           | <b>0.218</b>          | 1.455                | 7.275              | 6.22                 | 1.055              | <b>0.344</b>          |
| <b>NIV 07</b> | 0.898                | 4.49               | 3.82                 | 0.67               | 306           | <b>0.218</b>          | 1.647                | 8.235              | 7.275                | 0.96               | <b>0.313</b>          |
| <b>NIV 08</b> | 1.029                | 5.145              | 4.49                 | 0.655              | 306           | <b>0.214</b>          | 1.820                | 9.10               | 8.235                | 0.865              | <b>0.28</b>           |

• **Analyse des résultats :**

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  : [RPA (5.9)] :**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta K$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$  : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta_K)$ .
- ✓ Si  $\theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.11.

**Tableau .IV.11.Vérification de l'effet P- $\Delta$  (bloc A)**

| Niveau        | $h_k$<br>(cm) | $P_k$ (KN) | Sens x-x   |            |               | Sens y-y   |            |              |
|---------------|---------------|------------|------------|------------|---------------|------------|------------|--------------|
|               |               |            | $\Delta_k$ | $V_k$ (KN) | $\Theta_k$    | $\Delta_k$ | $V_k$ (KN) | $\Theta_k$   |
| <b>RDC</b>    | 408           | 19397,7    | 0.2356     | 1337,614   | <b>0.008</b>  | 0.4905     | 1226,162   | <b>0.019</b> |
| <b>NIV 01</b> | 306           | 16879,5    | 0.4294     | 1306,649   | <b>0.018</b>  | 0.9445     | 1199,163   | <b>0.043</b> |
| <b>NIV 02</b> | 306           | 14361,2    | 0.540      | 1232,552   | <b>0.02</b>   | 1.17       | 1134,035   | <b>0.048</b> |
| <b>NIV 03</b> | 306           | 11935,6    | 0.61       | 1130,795   | <b>0.021</b>  | 1.23       | 1037,284   | <b>0.046</b> |
| <b>NIV 04</b> | 306           | 11589,3    | 0.66       | 1035,548   | <b>0.024</b>  | 1.23       | 1001,773   | <b>0.046</b> |
| <b>NIV 05</b> | 306           | 7168,41    | 0.675      | 837,071    | <b>0.0188</b> | 1.155      | 756,752    | <b>0.035</b> |
| <b>NIV 06</b> | 306           | 4938,76    | 0.67       | 650,896    | <b>0.016</b>  | 1.055      | 580,422    | <b>0.029</b> |
| <b>NIV 07</b> | 306           | 2773,02    | 0.67       | 437,162    | <b>0.0138</b> | 0.96       | 377,77     | <b>0.023</b> |
| <b>NIV 08</b> | 306           | 1428,83    | 0.655      | 263,079    | <b>0.0116</b> | 0.865      | 252,688    | <b>0.016</b> |

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11.les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

➤ **Bloc B :**

**Résultats obtenus :**

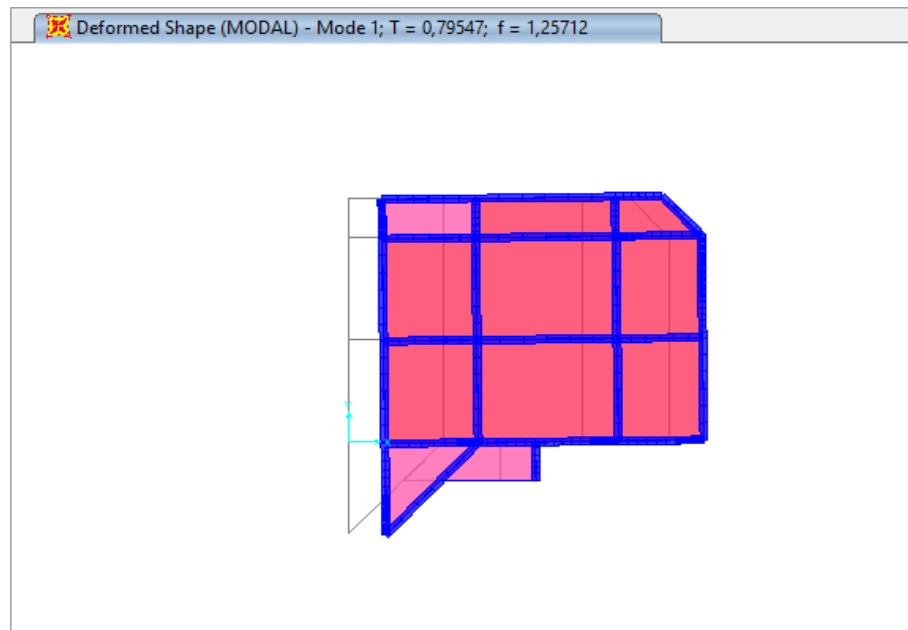
**a). Périodes de vibration et participation massique :**

**Tableau.IV.12.Modes et périodes de vibration et taux de participation massiques (bloc B)**

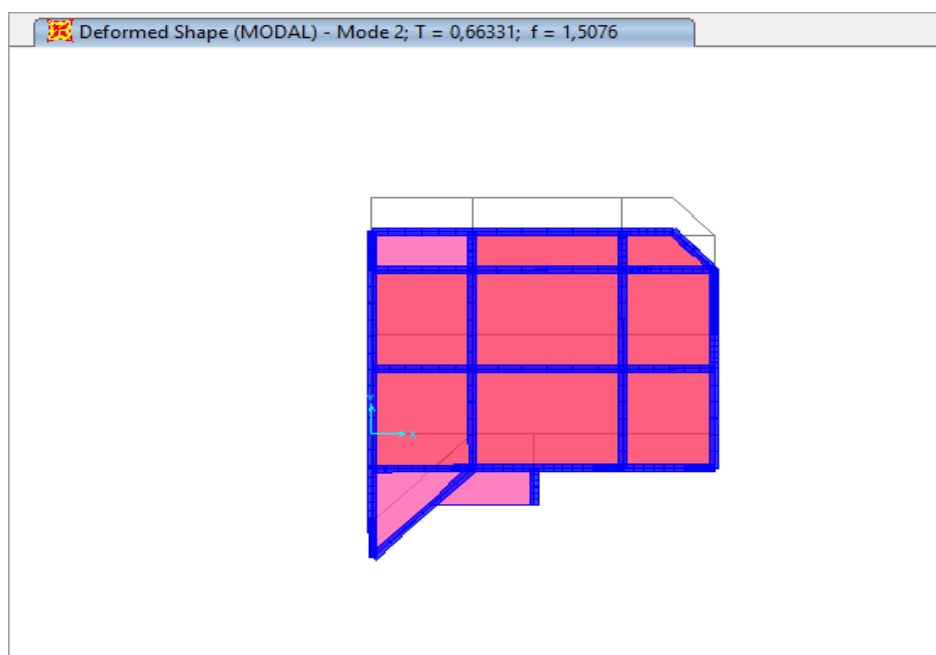
| Modes          | Périodes        | Individuel mode |                | Cumulative sum (%) |                |
|----------------|-----------------|-----------------|----------------|--------------------|----------------|
|                | Sec             | Ux              | Uy             | Ux                 | Uy             |
| <b>Mode 1</b>  | <b>0.79547</b>  | <b>0,72908</b>  | 0,00002672     | 0,72908            | 0,00002672     |
| <b>Mode 2</b>  | <b>0.663306</b> | 0,00003664      | <b>0,68677</b> | 0,72912            | 0,6868         |
| <b>Mode 3</b>  | 0.571852        | 0,00216         | 0,000003341    | 0,73127            | 0,6868         |
| <b>Mode 4</b>  | 0.252894        | 0,12246         | 0,000001209    | 0,85373            | 0,6868         |
| <b>Mode 5</b>  | 0.191024        | 0,000006476     | 0,15474        | 0,85374            | 0,84154        |
| <b>Mode 6</b>  | 0.166456        | 0,000007895     | 0,00155        | 0,85375            | 0,84309        |
| <b>Mode 7</b>  | 0.134064        | 0,04931         | 0,00002171     | <b>0,90306</b>     | 0,84311        |
| <b>Mode 8</b>  | 0.104087        | 0,000003824     | 0,00002714     | 0,90307            | 0,84314        |
| <b>Mode 9</b>  | 0.103243        | 8,68E-09        | 0,00004476     | 0,90307            | 0,84318        |
| <b>Mode 10</b> | 0.10295         | 1,426E-08       | 0,00009372     | 0,90307            | 0,84328        |
| <b>Mode 11</b> | 0.102777        | 1,422E-08       | 0,00018        | 0,90307            | 0,84346        |
| <b>Mode 12</b> | 0.10266         | 1,089E-09       | 0,00009159     | 0,90307            | 0,84355        |
| <b>Mode 13</b> | 0.10252         | 3,65E-08        | 0,00004527     | 0,90307            | 0,84359        |
| <b>Mode 14</b> | 0.102434        | 6,475E-09       | 0,00001618     | 0,90307            | 0,84361        |
| <b>Mode 15</b> | 0.102326        | 7,114E-08       | 0,00002283     | 0,90307            | 0,84363        |
| <b>Mode 16</b> | 0.0991          | 0,000005256     | 0,00024        | 0,90307            | 0,84387        |
| <b>Mode 17</b> | 0.091344        | 0,00022         | 0,05476        | 0,90329            | 0,89863        |
| <b>Mode 18</b> | 0.084221        | 0,02871         | 0,00037        | 0,932              | 0,89901        |
| <b>Mode 19</b> | 0.079165        | 0,00003147      | 0,00429        | 0,93203            | <b>0,90329</b> |

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées

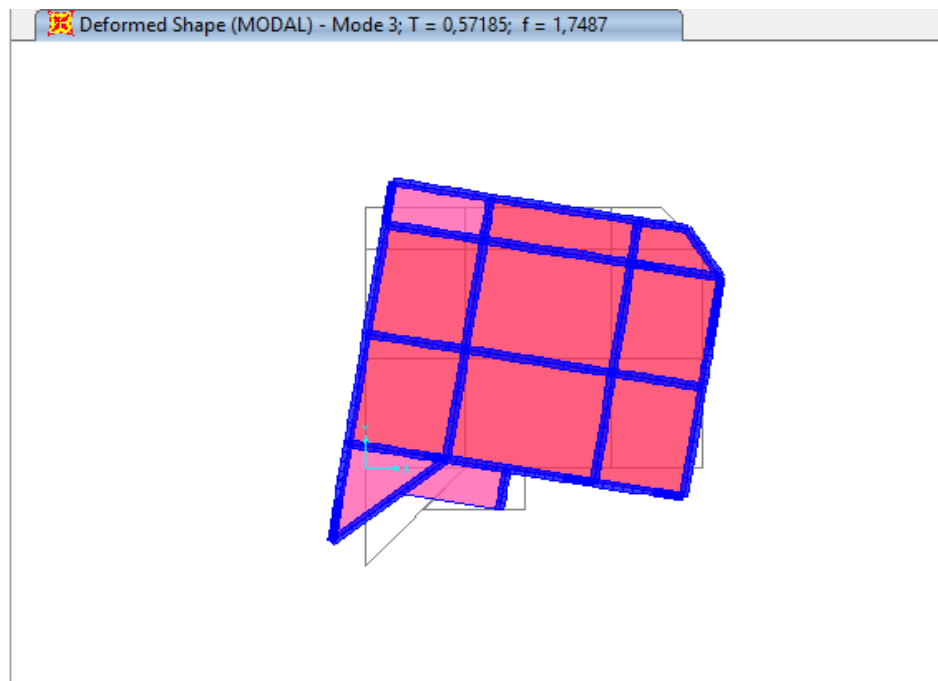
Les modes de vibrations sont montrés sur les figures (IV.5, IV.6, IV.7)



*Figure.IV.5. 1<sup>er</sup> mode (translation suivant X)*



*Figure.IV.6. 2<sup>ème</sup> mode (translation suivant Y)*



*Figure.IV.7. 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)*



**b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

Les tableaux IV.13 et IV. 14 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

**Tableau.IV.13.Vérification sous charges verticales (bloc B)**

| NIVEAU        | Charges reprises (KN) |         | Pourcentage repris (%) |                   |
|---------------|-----------------------|---------|------------------------|-------------------|
|               | PORTIQUE              | VOILE   | PORTIQUE               | VOILE             |
| <b>RDC</b>    | 11811.653             | 2880.62 | <b>80.39364</b>        | <b>19.6063604</b> |
| <b>NIV 01</b> | 9323.597              | 3626.28 | <b>71.99759</b>        | <b>28.0024115</b> |
| <b>NIV 02</b> | 8901.307              | 3417.13 | <b>72.26001</b>        | <b>27.7399876</b> |
| <b>NIV 03</b> | 6990.527              | 2895.25 | <b>70.71297</b>        | <b>29.2870252</b> |
| <b>NIV 04</b> | 5206.184              | 2666.45 | <b>66.13014</b>        | <b>33.8698586</b> |
| <b>NIV 05</b> | 4068.795              | 2182.18 | <b>65.09055</b>        | <b>34.909455</b>  |
| <b>NIV 06</b> | 2916.951              | 1713.43 | <b>62.99599</b>        | <b>37.0040144</b> |
| <b>NIV 07</b> | 1982.07               | 1069.03 | <b>64.96254</b>        | <b>35.0374636</b> |
| <b>NIV 08</b> | 923.917               | 587.122 | <b>61.14448</b>        | <b>38.855516</b>  |

**Sous charges horizontales :****Tableau.IV.14.Vérification sous charges horizontales (bloc B)**

| NIVEAU        | Charges reprises (KN) |         |         |         | Pourcentage repris (%) |               |               |               |
|---------------|-----------------------|---------|---------|---------|------------------------|---------------|---------------|---------------|
|               | PORTIQUE              |         | VOILE   |         | PORTIQUE               |               | VOILE         |               |
|               | X                     | Y       | X       | Y       | X                      | Y             | X             | Y             |
| <b>RDC</b>    | 1490.093              | 247.477 | 1455.29 | 93.457  | <b>65.278</b>          | <b>40.321</b> | <b>34.62</b>  | <b>59.678</b> |
| <b>NIV 01</b> | 1190.586              | 115.625 | 1135.72 | 310.23  | <b>56.654</b>          | <b>45.366</b> | <b>43.345</b> | <b>54.633</b> |
| <b>NIV 02</b> | 792.09                | 212.744 | 732.679 | 370.302 | <b>59.642</b>          | <b>40.366</b> | <b>40.357</b> | <b>59.633</b> |
| <b>NIV 03</b> | 491.976               | 227.091 | 437.977 | 358.421 | <b>65.055</b>          | <b>52.981</b> | <b>34.944</b> | <b>47.018</b> |
| <b>NIV 04</b> | 318.681               | 193.758 | 275.32  | 325.98  | <b>62.366</b>          | <b>52.156</b> | <b>37.633</b> | <b>47.843</b> |
| <b>NIV 05</b> | 180.138               | 151.453 | 158.768 | 274.028 | <b>68.673</b>          | <b>63.744</b> | <b>31.32</b>  | <b>36.255</b> |
| <b>NIV 06</b> | 132.549               | 96.877  | 132.155 | 208.10  | <b>63.111</b>          | <b>62.510</b> | <b>36.889</b> | <b>37.489</b> |
| <b>NIV 07</b> | 161.744               | 125.889 | 171.96  | 121.861 | <b>66.340</b>          | <b>67.540</b> | <b>33.659</b> | <b>32.459</b> |
| <b>NIV 08</b> | 128.72                | 71.549  | 129.294 | 74.924  | <b>68.523</b>          | <b>69.092</b> | <b>31.476</b> | <b>30.907</b> |

- Analyse des résultats :**

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

**IV.5.1. Vérification de l'effort normal réduit :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.15

*Tableau.IV.15. Vérification de l'effort normal réduit (bloc B)*

| Niveau  | Type de poteau | B (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>d</sub> (KN) | v            | Observation     |
|---|----------------|----------------------|---------------------|--------------|-----------------|
| <b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>              | <b>55*60</b>   | 3300                 | 1956,336            | <b>0.23</b>  | <b>vérifiée</b> |
| <b>2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage</b> | <b>50*55</b>   | 2750                 | 1401,5              | <b>0.20</b>  | <b>vérifiée</b> |
| <b>4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage</b> | <b>45*50</b>   | 2250                 | 872,829             | <b>0.155</b> | <b>vérifiée</b> |
| <b>6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage</b> | <b>40*45</b>   | 1800                 | 465,44              | <b>0.103</b> | <b>vérifiée</b> |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>                    | <b>35*40</b>   | 1400                 | 170,297             | <b>0.04</b>  | <b>vérifiée</b> |

**Remarque :**

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes

**IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

*Tableau. IV.16. Vérification de la résultante des forces sismiques (bloc B)*

| Résultante des forces sismiques | V <sub>dyn</sub> (KN) | V <sub>s t</sub> (KN) | V <sub>dyn</sub> /V <sub>st</sub> | Observation     |
|---------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------------|-----------------|
| <b>Sens x-x</b>                 | 740.025               | 857.6                 | <b>0.86</b>                       | <b>vérifiée</b> |
| <b>Sens y-y</b>                 | 791.274               | 857.6                 | <b>0.92</b>                       | <b>vérifiée</b> |

Remarque : on voit bien que :  $V_{dyn} > 0.8 V_{st}$

**IV.5.3. Justification vis à vis des déformations :**

*Tableau. IV.17. Vérification des déplacements (bloc B)*

| Niveau        | Sens x-x            |                    |                      |                    |              |                      | Sens y-y            |                    |                      |                    |                      |
|---------------|---------------------|--------------------|----------------------|--------------------|--------------|----------------------|---------------------|--------------------|----------------------|--------------------|----------------------|
|               | $\delta eK$<br>(cm) | $\delta K$<br>(cm) | $\delta K-1$<br>(cm) | $\Delta K$<br>(cm) | $hK$<br>(cm) | $\Delta K/hK$<br>(%) | $\delta eK$<br>(cm) | $\delta K$<br>(cm) | $\delta K-1$<br>(cm) | $\Delta K$<br>(cm) | $\Delta K/hK$<br>(%) |
| <b>RDC</b>    | 0.0934              | 0.4671             | 0                    | 0.4671             | 408          | <b>0.114</b>         | 0.0215              | 0.1075             | 0                    | 0.1075             | <b>0.026</b>         |
| <b>NIV 01</b> | 0.283               | 1.415              | 0.4671               | 0.9479             | 306          | <b>0.309</b>         | 0.171               | 0.855              | 0.1075               | 0.7475             | <b>0.244</b>         |
| <b>NIV 02</b> | 0.513               | 2.565              | 1.415                | 1.15               | 306          | <b>0.375</b>         | 0.318               | 1.59               | 0.855                | 0.735              | <b>0.240</b>         |
| <b>NIV 03</b> | 0.752               | 3.76               | 2.565                | 1.195              | 306          | <b>0.390</b>         | 0.484               | 2.42               | 1.59                 | 0.83               | <b>0.271</b>         |
| <b>NIV 04</b> | 0.984               | 4.92               | 3.76                 | 1.16               | 306          | <b>0.379</b>         | 0.658               | 3.29               | 2.42                 | 0.87               | <b>0.284</b>         |
| <b>NIV 05</b> | 1.195               | 5.975              | 4.92                 | 1.055              | 306          | <b>0.344</b>         | 0.832               | 4.16               | 3.29                 | 0.87               | <b>0.284</b>         |
| <b>NIV 06</b> | 1.380               | 6.9                | 5.975                | 0.925              | 306          | <b>0.302</b>         | 1.0                 | 5.0                | 4.16                 | 0.84               | <b>0.274</b>         |
| <b>NIV 07</b> | 1.532               | 7.66               | 6.9                  | 0.76               | 306          | <b>0.248</b>         | 1.157               | 5.785              | 5.0                  | 0.785              | <b>0.256</b>         |
| <b>NIV 08</b> | 1.657               | 8.285              | 7.66                 | 0.625              | 306          | <b>0.204</b>         | 1.305               | 6.525              | 5.785                | 0.74               | <b>0.241</b>         |

- Analyse des résultats :**

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**IV.5.4. Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)] :****Tableau .IV.18. Vérification de l'effet P-Δ (bloc B)**

| Niveau        | h <sub>k</sub><br>(cm) | P <sub>k</sub> (KN) | Sens x-x       |                     |                | Sens y-y       |                     |                |
|---------------|------------------------|---------------------|----------------|---------------------|----------------|----------------|---------------------|----------------|
|               |                        |                     | Δ <sub>k</sub> | V <sub>k</sub> (KN) | Θ <sub>k</sub> | Δ <sub>k</sub> | V <sub>k</sub> (KN) | Θ <sub>k</sub> |
| <b>RDC</b>    | 408                    | 13112.4             | 0.4671         | 565.783             | <b>0.026</b>   | 0.1075         | 630.878             | <b>0.0050</b>  |
| <b>NIV 01</b> | 306                    | 11559.9             | 0.9479         | 783.945             | <b>0.045</b>   | 0.7475         | 783.735             | <b>0.036</b>   |
| <b>NIV 02</b> | 306                    | 10014.8             | 1.15           | 614.018             | <b>0.061</b>   | 0.735          | 583.128             | <b>0.041</b>   |
| <b>NIV 03</b> | 306                    | 8525.29             | 1.195          | 556.042             | <b>0.059</b>   | 0.83           | 541.951             | <b>0.042</b>   |
| <b>NIV 04</b> | 306                    | 7036.52             | 1.16           | 496.986             | <b>0.053</b>   | 0.87           | 477.11              | <b>0.041</b>   |
| <b>NIV 05</b> | 306                    | 5597.89             | 1.055          | 429.385             | <b>0.045</b>   | 0.87           | 407.424             | <b>0.039</b>   |
| <b>NIV 06</b> | 306                    | 4159.9              | 0.925          | 348.635             | <b>0.036</b>   | 0.84           | 318.915             | <b>0.035</b>   |
| <b>NIV 07</b> | 306                    | 2763.51             | 0.76           | 254.959             | <b>0.027</b>   | 0.785          | 238.016             | <b>0.029</b>   |
| <b>NIV 08</b> | 306                    | 1402.17             | 0.625          | 169.004             | <b>0.017</b>   | 0.74           | 216.323             | <b>0.015</b>   |

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.18.les effets P-Δ peuvent être négligés.

**IV.6. Justification de la largeur de joint sismique :**

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d<sub>min</sub> satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\Delta_1 + \Delta_2) \geq 40 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{RPA [1]}$$

Δ<sub>1</sub> et Δ<sub>2</sub> : déplacement maximaux des deux blocs, calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$\Delta_1 = 0.0489 \text{ m} \quad \Delta_2 = 0.047 \text{ m} \quad \text{donnée par SAP}$$

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (48.9 + 47) \geq 40 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 96 \text{ mm}$$

On prend : **d<sub>min</sub> = 10 cm**

**IV.7. Conclusion :**

Dans le but de satisfaire les différentes conditions du RPA (vérification d'interaction horizontale et verticale). Nous étions dans l'obligation de modifier les sections des éléments principaux préalablement arrêtée dans le chapitre II comme suite :

| Sections préalables  | Nouvelles sections      |
|--|-------------------------|
| Poteaux RDC et 1 <sup>er</sup> étage (45*45) cm <sup>2</sup> | (55*60) cm <sup>2</sup> |
| Poteaux 2 et 3 <sup>ème</sup> étage (40*45) cm <sup>2</sup>  | (50*55) cm <sup>2</sup> |
| Poteaux 4 et 5 <sup>ème</sup> étage (40*40) cm <sup>2</sup>  | (45*50) cm <sup>2</sup> |
| Poteaux 6 et 7 <sup>ème</sup> étage (35*40) cm <sup>2</sup>  | (40*45) cm <sup>2</sup> |
| Poteaux 8 <sup>ème</sup> étage (30*40) cm <sup>2</sup>       | (35*40) cm <sup>2</sup> |
| Poutres principales et secondaires (30*40) cm <sup>2</sup> . |                         |

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donner les meilleures résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticales).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

**Remarque :** Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans le **bloc B** n'est pas vérifiée à cause de l'élancement ( $H \gg l$ ) ainsi que les contraintes architecturales qui influent directement sur le bon comportement de ce bloc. Donc on procède à changer le système de contreventement (portiques contreventées par des voiles  $R=4$ )

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum.

# **Chapitre V: études des Éléments Principaux**

**Introduction :**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Dans ce que suit de calcul on a étudié un seul bloc (**bloc A**).

**V.1. Etude des poutres :****V.1.1 Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

**V.1.2. Ferrailage :****a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section total du béton, c'est-à-dire  $A_l^{\min}=0.5*b*h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,
  - 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### V.1.3. Dispositions constructives des portiques :

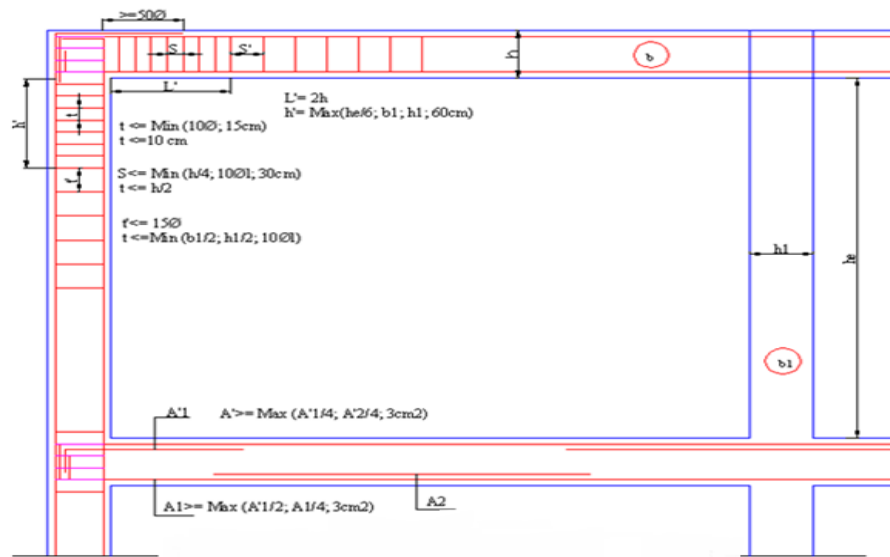


Figure.V.1.Dispositions constructives des portiques.

### V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

### V.1.5. Calcul du ferrailage :

#### Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du notre modèle fait à base du logiciel SAP2000

#### Calcul du moment réduit ultime :

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



$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires**

| Niveau  | Type de poutre | Section | Localise | M<br>(KN.m) | V<br>(KN) | A calcul<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | N <sup>bre</sup> de barres |
|---|----------------|---------|----------|-------------|-----------|--------------------------------|--|---|----------------------------|
| <b>RDC<br/>jusqu'au<br/>7<sup>ème</sup> étage</b> | Poutre P       | 30*40   | Appuis   | 125.29      | 185.18    | 11.25                          | 6                                      | <b>12.06</b>                              | <b>3HA16+3HA16</b>         |
|   | Poutre S       |         | Travée   | 116.71      | 175.93    | 10.16                          |  | <b>12.06</b>                              | <b>3HA16+3HA16</b>         |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>                      | Poutre P       | 30*40   | Appuis   | 66.56       | 68.45     | 5.46                           | 6                                      | <b>6.63</b>                               | <b>2HA14+HA16</b>          |
|   | Poutre S       |         | Travée   | 29.17       | 63.12     | 2.33                           |  | <b>3.39</b>                               | <b>3HA12</b>               |

#### V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- **Poutre principale et secondaire**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

**En zone de recouvrement:**  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \cdot \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \cdot 1.6 = 64 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 70 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \cdot 1.4 = 56 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ cm} \Rightarrow L_r > 40 \cdot 1.2 = 48 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

#### V.1.7. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left( \phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales et secondaire :**  $\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1.14 ; 3)$
- Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

#### Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le **RPA99/version 2003(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 et secondaires :**  $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 24\text{cm}, 30\text{cm})$  Soit :  $S_t = 10\text{ cm}$

-Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

**Poutres principales et secondaires :**  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$  ; Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### V.1.8. Vérifications à l'ELU :

a).Condition de non fragilité **BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

*Tableau.V.2.Vérification de la section minimale*

| Poutres                    | $A_{\min} (\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$ | Observations |
|----------------------------|--------------------------|---------------------------------|--------------|
| Principales et secondaires | 1.35                     | 2.01                            | Vérifiée     |

b).Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant :  $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.V.3.Vérification des contraintes tangentielles

| Poutres                    | Vu (KN) | $\tau_{bu}$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Observation |
|----------------------------|---------|-------------------|--------------------|-------------|
| Principales et secondaires | 185.18  | 1.67              | 3.25               | Vérifiée    |

## c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1) .$  **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau.V.4.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

| Poutres                    | $A_l$ (cm <sup>2</sup> ) | Vu (KN) | Ma (KN.m) | $A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> ) | Observation |
|----------------------------|--------------------------|---------|-----------|---------------------------------|--------------------------------|-------------|
| Principales et secondaires | 12.06                    | 185.18  | 125.29    | 5.32                            | 1.62                           | Vérifiée    |

**Commentaire :** pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

## V.1.9. Vérification à l'ELS :

## a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau.V.5.Vérification de l'état limite de compression du béton

| Poutres                    | Localisation | M <sub>ser</sub> (KN.m) | I (cm <sup>4</sup> ) | Y (cm) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|----------------------------|--------------|-------------------------|----------------------|--------|---------------------|---------------------------|-------------|
| Principales et secondaires | Appuis       | 18.15                   | 43491                | 9.25   | 3.86                | 15                        | vérifiée    |
|                            | Travées      | 26.66                   | 43491                | 9.25   | 5.67                | 15                        | 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 :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau.V.6.Vérification de la flèche pour les poutres

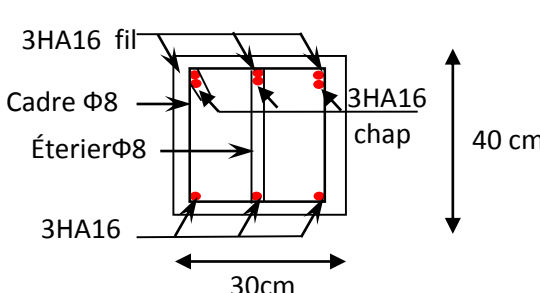
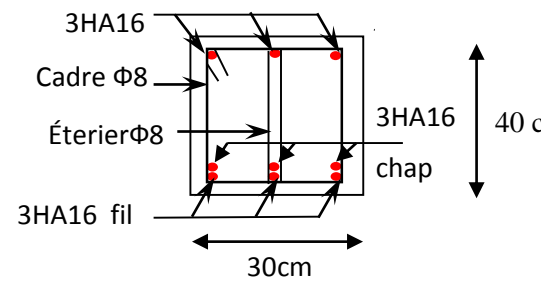
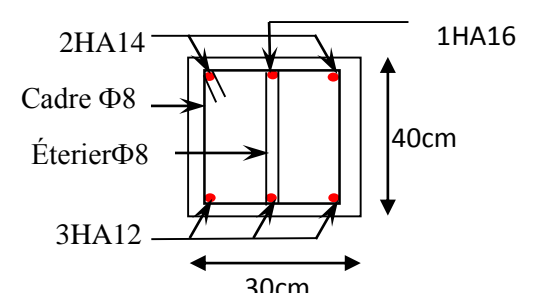
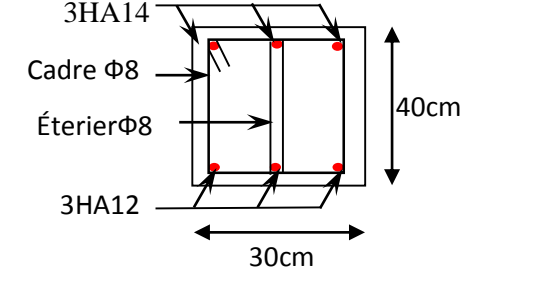
|                | $h_t$<br>(cm) | $b$<br>(cm) | $L$<br>(cm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\frac{h_t}{l}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ | $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$ | $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ |
|----------------|---------------|-------------|-------------|-----------------------------|-----------------|-------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| <b>Poutres</b> | 40            | 30          | 4.15        | 12.06                       | 0.096           | 0.10              | <b>Vérifiée</b>                | <b>Vérifiée</b>                     | <b>Vérifiée</b>                                 |

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées

### V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.7.Schéma de ferrailage des pp et ps

|   | En appuis   | En travée  |
|---|---|--|
| <b>RDC jusqu'au 7<sup>ème</sup> étage</b> |   |   |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>              |  |  |

## V.2. Etude des poteaux :

### V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

### V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

#### a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\min} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit

pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

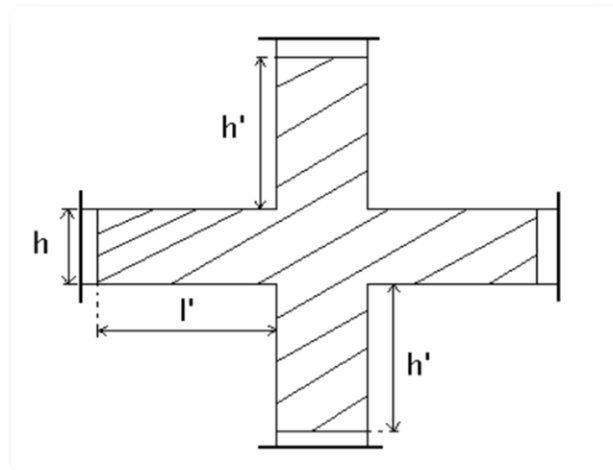


Figure.V.2. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.8.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

| Niveau                       | section des poteaux (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )<br>Zone courante | $A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )<br>zone de recouvrement |
|------------------------------|--|------------------------------|---|--|
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 55*60                                  | 26.4                         | 132   | 198  |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage  | 50*55                                  | 22                           | 110   | 165  |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage  | 45*50                                  | 18                           | 90  | 135  |
| 6 et 7 <sup>ème</sup> étage  | 40*45                                  | 14.4                         | 72  | 108  |
| 8 <sup>ème</sup> étage       | 35*40                                  | 11.2                         | 56  | 84   |

#### b).Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- $V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.
- $h_l$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

Avec :  $\lambda_g = lf/a$  ou  $\lambda_g = lf/b$  (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $lf$  longueur de flambement du poteau.

–  $t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).

✓ **Dans la zone courante** :  $t \leq 15\Phi_L^{\min}$  (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{At}{t*b1}$ , en % est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum).

### V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du notre modèle fait à base de logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau.V.9.Sollicitations dans les poteaux**

| Niveau                             | <i>Nmax → Mcor</i> |          | <i>Mmax → Ncor</i> |         | <i>Nmin → Mcor</i> |         |
|------------------------------------|--------------------|----------|--------------------|---------|--------------------|---------|
|                                    | N(KN)              | M(KN.m)  | M(KN.m)            | N(KN)   | N(KN)              | M(KN.m) |
| <b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b> | -2363.325          | -82.0456 | 101.1382           | 564.661 | 826.04             | 56.8665 |
| <b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>  | -1245.778          | -5.97    | 96.2733            | 32.712  | 576.142            | 45.3722 |
| <b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>  | -854.908           | -7.273   | 83.4089            | 64.639  | 309.582            | 40.4493 |
| <b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>  | -501.727           | -8.654   | -56.3421           | 139.172 | 176.202            | 24.3467 |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>       | -178.638           | 22.1395  | 48.7493            | 52.961  | 57.621             | 7.1256  |

### V .2.4 Calcul du ferrailage :

#### Hypothèse de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable (e=5 cm)
- Calcul en flexion composée
- Calcul suivant BAEL 91.

#### Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Données :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

Situation accidentelle :  $V_b=1.15$  et  $V_s=1$

$$-N_{\max} = -2363.325 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 82.0456 \text{ KN.m (G+Q+E)}$$

$$-M_{\max} = 101.1382 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 564.661 \text{ KN (G+Q+E)}$$

$$-N_{\min} = 826.04 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 56.8665 \text{ KN.m (0.8G+E)}$$

On utilisant le programme SOCOTEC on obtient des résultats suivants:

|                                       |                                 | $A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2)$ | $A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$ |
|---------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|
| $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ | $-2363.325 \rightarrow 82.0456$ | 0.0                                | 26.4                           |
| $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ | $101.1382 \rightarrow 564.661$  | 13.93                              | 26.4                           |
| $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ | $826.04 \rightarrow 56.8665$    | 15.14                              | 26.4                           |

On prend la valeur max:  $A_s = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\text{min}}^{\text{RPA}}) = 15.4 \text{ cm}^2$

Le tableau (V.10.) résume le calcul des armatures pour les différents poteaux de différent niveaux:

*Tableau.V.10.Ferraillage des poteaux*

| Niveau                                 | sections | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>RPA</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adap</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Barres             |
|--|----------|-------------------------|--|---|--------------------|
| <b>RDC<br/>et 1<sup>er</sup> étage</b> | 55*60    | 30.28                   | 26.4                                   | <b>31.96</b>                            | <b>4HA25+8HA14</b> |
| <b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>      | 50*55    | 24.52                   | 22                                     | <b>24.88</b>                            | <b>4HA20+8HA14</b> |
| <b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>      | 45*50    | 14.72                   | 18                                     | <b>20.36</b>                            | <b>4HA16+8HA14</b> |
| <b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>      | 40*45    | 12.68                   | 14.4                                   | <b>15.2</b>                             | <b>4HA14+8HA12</b> |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>           | 35*40    | 10.00                   | 11.2                                   | <b>13.56</b>                            | <b>12HA12</b>      |



**V.2.5. Armatures transversales :**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau.V.11.Calcul des armatures transversales**

| Sections (cm <sup>2</sup> ) | $\Phi_l^{min}$ (cm) | Vd (KN) | $L_f$ (cm) | $\lambda_g$ | t zone nodale | t zone courante | At (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | $A_l^{adop}$ (cm <sup>2</sup> ) | barres       |
|-----------------------------|---------------------|---------|------------|-------------|---------------|-----------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------------|--------------|
| 55*60                       | 1.6                 | 99.51   | 285.6      | 5.19        | 10            | 15              | <b>2.28</b>           | <b>2.47</b>             | <b>3.14</b>                     | <b>4HA10</b> |
| 50*55                       | 1.4                 | 74.89   | 214.2      | 4.28        | 10            | 15              | <b>3.44</b>           | <b>1.72</b>             | <b>4.71</b>                     | <b>6HA10</b> |
| 45*50                       | 1.4                 | 67.41   | 214.2      | 4.76        | 10            | 15              | <b>3.09</b>           | <b>2.43</b>             | <b>3.14</b>                     | <b>4HA10</b> |
| 40*45                       | 1.4                 | 55.40   | 214.2      | 5.35        | 10            | 15              | <b>1.70</b>           | <b>1.80</b>             | <b>3.02</b>                     | <b>6HA8</b>  |
| 35*40                       | 1.4                 | 49.23   | 214.2      | 6.12        | 10            | 15              | <b>1.51</b>           | <b>1.57</b>             | <b>3.02</b>                     | <b>6HA8</b>  |

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq 6mm \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**V.2.6 .Vérifications :****a). Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- **As** : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- **Br** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;  
 $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- **$\alpha$**  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs.

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

l'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.}$$

$$\lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.}$$

-  $L_f = l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2363.325 \text{ KN}$$

$$L_f = 285.6 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 17.96 < 50 \rightarrow \alpha = 0.807$$

$$Br = (0.55 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3074 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.807 \left[ \frac{0.307 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{30.66 \times 10^3 \times 400}{1.15} \right] = 8.6 \text{ MN}$$

$$N_d = 2.3633 \text{ MN} < 12.22 \text{ MN} \dots\dots \text{pas de risque de flambement.}$$

**Tableau.V.12.Vérification du flambement pour les poteaux**

| Niveau                       | Section (cm <sup>2</sup> ) | $l_f$ (cm) | $\lambda$ | $\alpha$ | As (cm <sup>2</sup> ) | Br (m <sup>2</sup> ) | Nu (MN)     | Nd (MN)      | Obs.     |
|------------------------------|----------------------------|------------|-----------|----------|-----------------------|----------------------|-------------|--------------|----------|
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 55*60                      | 285.6      | 17.96     | 0.807    | 30.66                 | 0.307                | <b>8.60</b> | <b>2.363</b> | vérifiée |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage  | 50*55                      | 214.2      | 14.08     | 0.820    | 24.63                 | 0.254                | <b>6.91</b> | <b>1.245</b> | vérifiée |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage  | 45*50                      | 214.2      | 16.46     | 0.813    | 18.60                 | 0.206                | <b>5.22</b> | <b>0.854</b> | vérifiée |
| 6 et 7 <sup>ème</sup> étage  | 40*45                      | 214.2      | 18.52     | 0.804    | 15.46                 | 0.163                | <b>4.34</b> | <b>0.501</b> | vérifiée |
| 8 <sup>ème</sup> étage       | 35*40                      | 214.2      | 21.17     | 0.792    | 12.32                 | 0.125                | <b>3.45</b> | <b>0.178</b> | vérifiée |

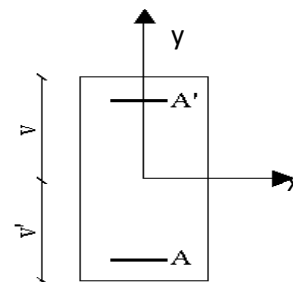
#### b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$



**Figure.V.3.Section d'un poteau**

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.13.Vérification des contraintes dans le béton**

| Niveaux                            | Section (cm <sup>2</sup> ) | d (cm) | As (cm <sup>2</sup> ) | v (cm) | v' (cm) | I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> ) | N <sub>ser</sub> (KN) | M <sub>ser</sub> (KN.m) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ̄ <sub>bc</sub> (MPa) |
|------------------------------------|----------------------------|--------|-----------------------|--------|---------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|------------------------|
| <b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b> | 55*60                      | 54     | 30.66                 | 32.52  | 22.24   | 0.09656                           | 1209.66               | 20.40                   | <b>5.73</b>           | <b>15</b>              |
| <b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>  | 50*55                      | 49.5   | 24.63                 | 29.95  | 25.05   | 0.00841                           | 907.366               | 22.08                   | <b>4.08</b>           | <b>15</b>              |
| <b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>  | 45*50                      | 45     | 18.60                 | 27.21  | 22.79   | 0.00567                           | 622.67                | 31.17                   | <b>4.26</b>           | <b>15</b>              |
| <b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>  | 40*45                      | 40.5   | 15.46                 | 24.55  | 20.45   | 0.00370                           | 365.15                | 21.27                   | <b>3.44</b>           | <b>15</b>              |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>       | 35*40                      | 36     | 12.32                 | 21.86  | 18.14   | 0.00228                           | 130.06                | 20.24                   | <b>2.87</b>           | <b>15</b>              |

**c).Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

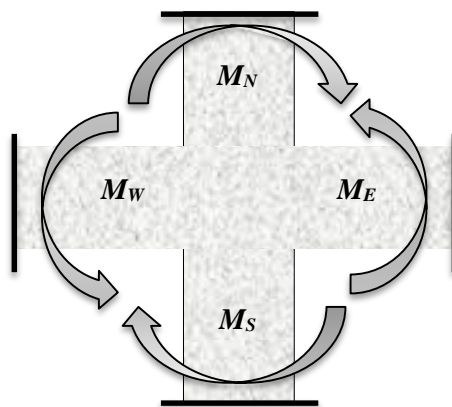
**Tableau.V.14.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux**

| Niveau                       | Sections (cm <sup>2</sup> ) | l <sub>f</sub> (cm) | λ     | ρ <sub>d</sub> | d (cm) | V <sub>d</sub> (KN) | τ <sub>bu</sub> (MPa) | $\overline{\tau}_{bu}$ (MPa) | Obs.     |
|------------------------------|-----------------------------|---------------------|-------|----------------|--------|---------------------|-----------------------|------------------------------|----------|
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 55*60                       | 285.6               | 17.96 | 0.075          | 54     | 99.51               | 0.33                  | 1.875                        | vérifiée |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage  | 50*55                       | 214.2               | 14.08 | 0.075          | 49.5   | 74.89               | 0.30                  | 1.875                        | vérifiée |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage  | 45*50                       | 214.2               | 16.46 | 0.075          | 45     | 67.41               | 0.33                  | 1.875                        | vérifiée |
| 6 et 7 <sup>ème</sup> étage  | 40*45                       | 214.2               | 18.52 | 0.075          | 40.5   | 55.40               | 0.34                  | 1.875                        | vérifiée |
| 8 <sup>ème</sup> étage       | 35*40                       | 214.2               | 21.17 | 0.075          | 36     | 49.23               | 0.39                  | 1.875                        | vérifiée |

#### d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$



#### d.1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau.V.15.Les moments résistants dans les poteaux**

| Niveau                       | Section (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | As (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>R</sub> (KN.m) |
|------------------------------|----------------------------|--------|-----------------------|-----------------------|
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 55*60                      | 54     | 30.66                 | 576.16                |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage  | 50*55                      | 49.5   | 24.63                 | 424.27                |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage  | 45*50                      | 45     | 18.60                 | 291.27                |
| 6 et 7 <sup>ème</sup> étage  | 40*45                      | 40.5   | 15.46                 | 217.89                |
| 8 <sup>ème</sup> étage       | 35*40                      | 36     | 12.32                 | 154.34                |

Tableau.V.16. Moment résistant dans les poutres

| Niveaux                             | Localisation | b (m) | h (m) | z (m <sup>2</sup> ) | As (m <sup>2</sup> ) | σ <sub>s</sub> (MPa) | M <sub>R</sub> (KN.m) |
|-------------------------------------|--------------|-------|-------|---------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| RDC jusqu'au 7 <sup>ème</sup> étage | P.P          | 0.3   | 0.4   | 0.36                | 12.06                | 348                  | 151.08                |
|                                     | P.S          | 0.3   | 0.4   | 0.36                | 12.06                | 348                  | 151.08                |
| 8 <sup>ème</sup> étage (terrasse)   | P.P          | 0.3   | 0.4   | 0.36                | 6.63                 | 348                  | 83.06                 |
|                                     | P.S          | 0.3   | 0.4   | 0.36                | 3.39                 | 348                  | 42.47                 |

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

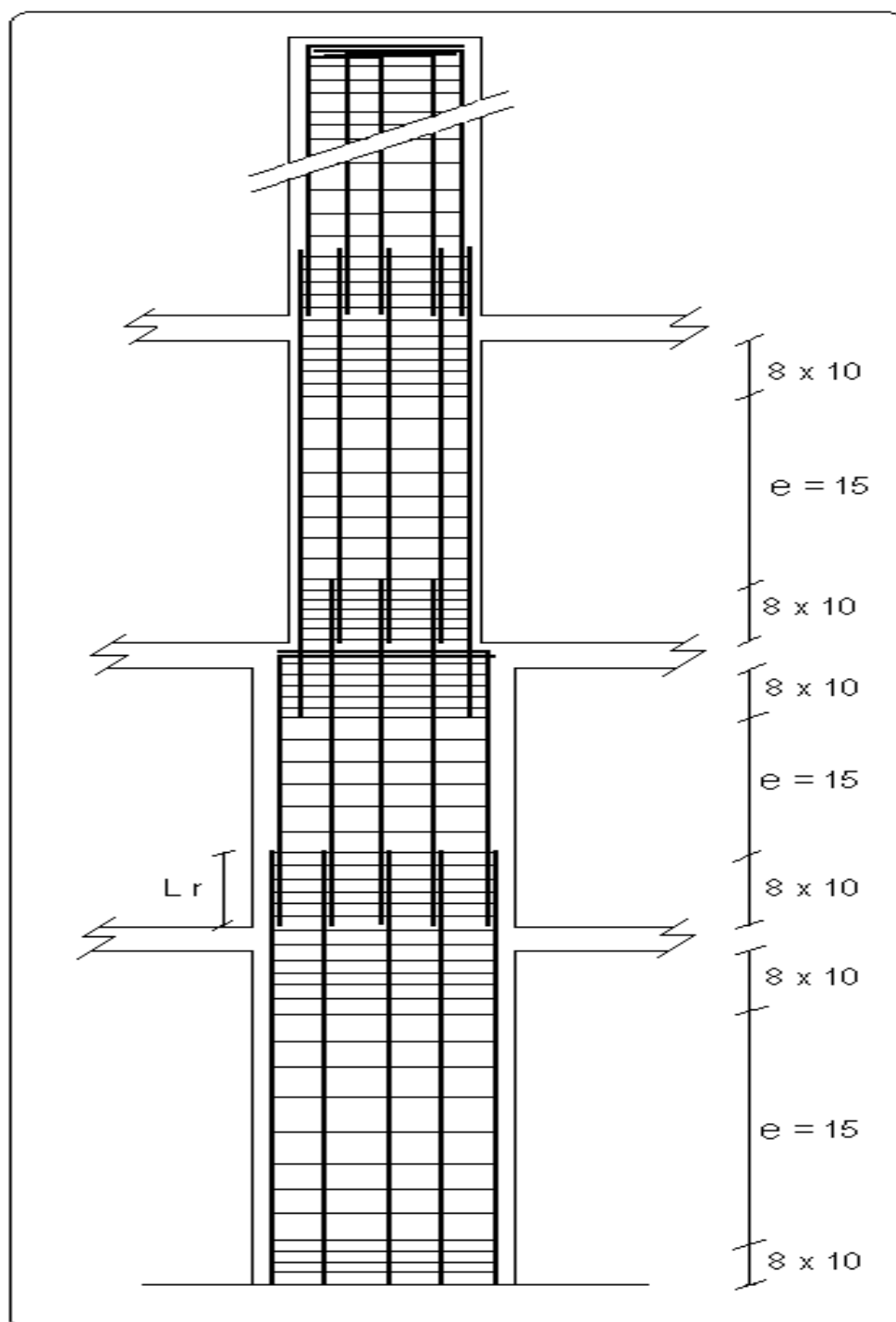
Tableau.V.17.Vérification des zones nodales poutres principales

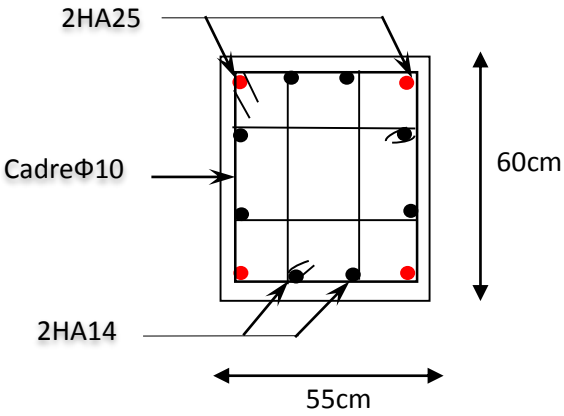
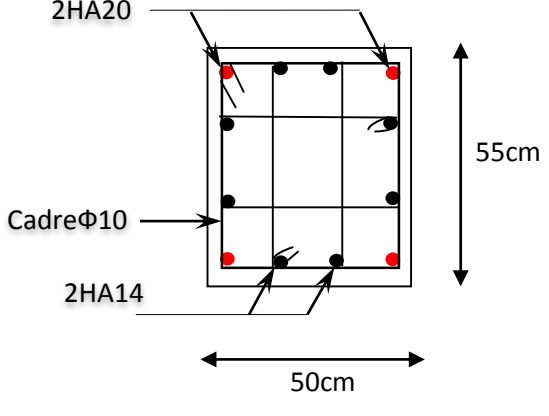
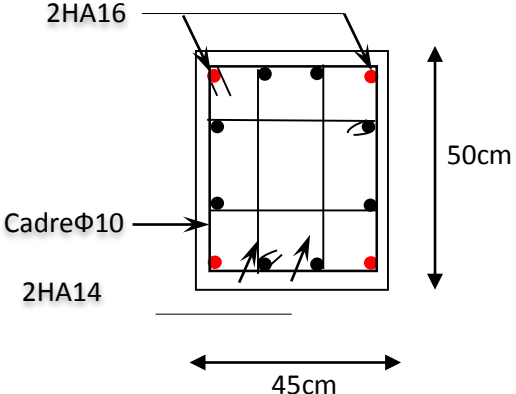
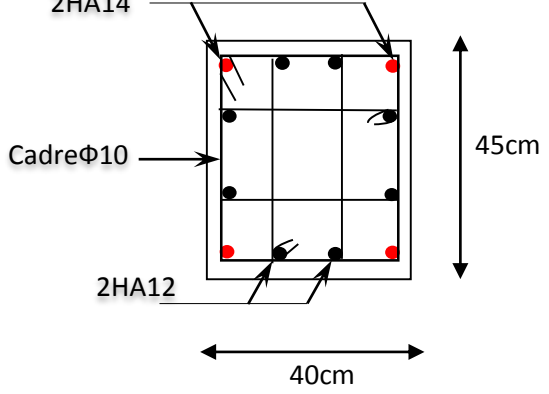
| Niveaux | Poutres principales      |                          |  |                          |                          |   | Observation |
|---------|--------------------------|--------------------------|--|--------------------------|--------------------------|---|-------------|
|         | M <sub>n</sub><br>(KN.m) | M <sub>s</sub><br>(KN.m) | M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub><br>(KN.m) | M <sub>w</sub><br>(KN.m) | M <sub>e</sub><br>(KN.m) | 1,25(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> )<br>(KN.m) |             |
| RDC     | 576.16                   | 576.16                   | 1152.32                                  | 151.08                   | 151.08                   | 377.7   | vérifiée    |
| 1       | 576.16                   | 576.16                   | 1152.32                                  | 151.08                   | 151.08                   | 377.7   | vérifiée    |
| 2       | 424.27                   | 424.27                   | 848.54                                   | 151.08                   | 151.08                   | 377.7   | vérifiée    |
| 3       | 424.27                   | 424.27                   | 848.54                                   | 151.08                   | 151.08                   | 377.7   | vérifiée    |
| 4       | 291.27                   | 291.27                   | 582.54                                   | 151.08                   | 151.08                   | 377.7   | vérifiée    |
| 5       | 291.27                   | 291.27                   | 582.54                                   | 151.08                   | 151.08                   | 377.7   | vérifiée    |
| 6       | 217.89                   | 217.89                   | 435.78                                   | 151.08                   | 151.08                   | 377.7   | vérifiée    |
| 7       | 217.89                   | 217.89                   | 435.78                                   | 151.08                   | 151.08                   | 377.7   | vérifiée    |

---

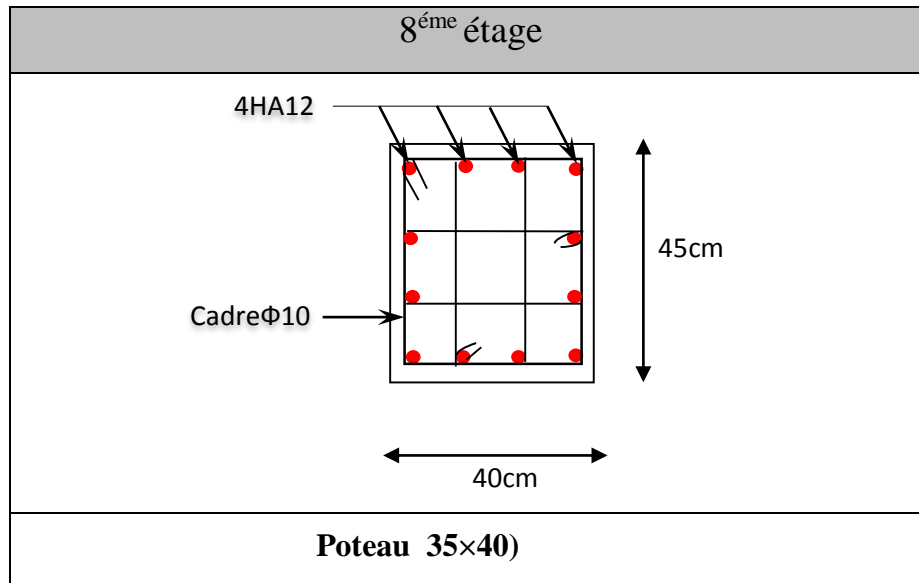
|   |        |        |        |       |       |        |                 |
|---|--------|--------|--------|-------|-------|--------|-----------------|
| 8 | 154.34 | 154.34 | 308.68 | 83.06 | 42.47 | 156.46 | <b>vérifiée</b> |
|---|--------|--------|--------|-------|-------|--------|-----------------|

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

*Figure.V.4.Réduction des sections de poteaux**Tableau.V.18.Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau*

| RDC et 1 <sup>er</sup> étage  | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage  |
|---|--|
|    |    |
| Poteau (55×60)  | Poteau (50×55)   |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage   | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage  |
|  |  |
| Poteau (45×50)  | Poteau (40×45)   |





### V.3. Étude des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa**.

Les voiles sont considérés comme des consoles 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).  $1.35G + 1.5Q$
- 2).  $G + Q \pm E$
- 3).  $0.8G \pm E$

#### V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

##### a). Armatures verticales : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont

l'espacement  $St < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**b). Armatures horizontales : [7.7.4.2]**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

**c). Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par un mètre carré au moins.

**d). Règles communes :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins (4) épingle au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**e). Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.3.3.Ferraillage:****a).les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $b \times h$ ).

**b). Les armatures horizontales :**

Elle doit respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferraillages seront récapitulés dans le tableau ci-après où :

$A_v^{\min} / \text{voile}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet ( $A_{\min} = 0.15 \% b \times l$ )

$A_v^{\text{calculée}} / \text{face}$  : Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{\text{adoptée}} / \text{face}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$S_t$  : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile

**V.3.4 Calcul du ferraillage de voile :**

Notre modèle qui nous avons fait à base du logiciel SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

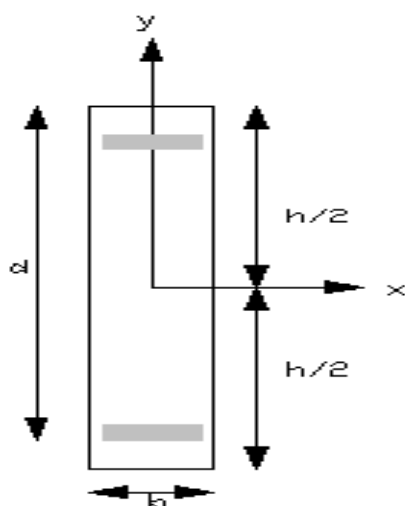


Figure.V.5.Section du voile

Tableau.V.19.Les sollicitations dans les voiles dans le sens X-X

| Voile ( $v_{x1}$ )           | Nmax →Mcor |         | Mmax →Ncor |         | Nmin →Mcor |          | V(KN)   |
|------------------------------|------------|---------|------------|---------|------------|----------|---------|
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 1117.563   | 1707.29 | 1751.96    | 965.80  | 28.098     | -2157.64 | 433.44  |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage  | 1072.912   | 228.347 | 1530.26    | 871.46  | 427.98     | -39.502  | 437.338 |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage  | 845.38     | 171.439 | 856.82     | 687.62  | 350.56     | -31.743  | 313.25  |
| 6 et 7 <sup>ème</sup> étage  | 537.70     | 158.21  | 459.56     | 470.55  | 228.83     | -24.918  | 157.18  |
| 8 <sup>ème</sup> étage       | 187.72     | 138.14  | 203.61     | 174.73  | 62.12      | -38.85   | 97.02   |
| Voile ( $v_{x2}$ )           | Nmax →Mcor |         | Mmax →Ncor |         | Nmin →Mcor |          | V(KN)   |
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 1201.72    | 2144.08 | 2144.08    | 1201.72 | 167.05     | -1372.70 | 342.44  |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage  | 1019.99    | 132.66  | 1171.245   | 993.549 | 275.29     | -310.93  | 429.11  |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage  | 803.84     | 118.53  | 672.43     | 699.95  | 250.04     | -121.53  | 301.98  |
| 6 et 7 <sup>ème</sup> étage  | 518.97     | 92.62   | 328.48     | 478.09  | 177.64     | 217.49   | 176.63  |
| 8 <sup>ème</sup> étage       | 172.43     | 36.74   | 94.67      | 170.43  | 48.45      | 50.18    | 95.68   |

Tableau.V.20.Les sollicitations dans les voiles dans le sens Y-Y

| Voile ( $V_{Y1}$ )           | Nmax →Mcor |       | Mmax →Ncor |        | Nmin →Mcor |        | V(KN)  |
|------------------------------|------------|-------|------------|--------|------------|--------|--------|
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 796.179    | 49.78 | 322.05     | 47747  | -310.40    | -58.67 | 106.99 |
| 2 et 3 <sup>ème</sup> étage  | 715.26     | 30.54 | 141.67     | 310.17 | -272.53    | -12.50 | 98.49  |
| 4 et 5 <sup>ème</sup> étage  | 421.62     | 36.49 | 87.95      | 260.84 | -115.12    | -8.73  | 85.10  |
| 6 et 7 <sup>ème</sup> étage  | 200.40     | 38.19 | 55.72      | 178.55 | -30.34     | -4.72  | 56.54  |
| 8 <sup>ème</sup> étage       | 69.26      | 27.52 | 36.27      | 49.02  | -25.35     | 0.57   | 46.16  |
| Voile ( $V_{Y2}$ )           | Nmax →Mcor |       | Mmax →Ncor |        | Nmin →Mcor |        | V(KN)  |

|                                    |                    |                    |                    |              |        |          |        |
|------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------|--------|----------|--------|
| <b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b> | 1222.49            | 1663.51            | 1663.51            | 1222.49      | 180.47 | -1278.20 | 298.33 |
| <b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>  | 1049.11            | -64.93             | 701.77             | 645.66       | 444.12 | -93.42   | 352.42 |
| <b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>  | 823.52             | -60.11             | -326.79            | 474.14       | 305.65 | -311.81  | 203.23 |
| <b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>  | 537.52             | -73.86             | 180.08             | 410.38       | 155.93 | -251.08  | 87.60  |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>       | 205.51             | -84.70             | 113.69             | 160.55       | 54.71  | -196.08  | 49.85  |
| <b>Voile (V<sub>Y3</sub>)</b>      | <b>Nmax → Mcor</b> | <b>Mmax → Ncor</b> | <b>Nmin → Mcor</b> | <b>V(KN)</b> |        |          |        |
| <b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b> | 1149.98            | 14.76              | 567.47             | 865.82       | 555.80 | -548.64  | 105.77 |
| <b>2 et 3<sup>ème</sup> étage</b>  | 1043.49            | 4.77               | 210.84             | 788.32       | 503.30 | -205.39  | 94.93  |
| <b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>  | 775.78             | 5.59               | 118.42             | 586.74       | 370.57 | -7.95    | 84.06  |
| <b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>  | 454.73             | 4.05               | 64.95              | 345.41       | 210    | -8.87    | 59.57  |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>       | 137.42             | 4.55               | 21.44              | 105.34       | 61.23  | -7.56    | 40.71  |

➤ Voile sens (xx) :

Tableau.V.21.Ferraillage du voile V<sub>X1</sub>

| Voile Vx1   |                              |                             |                             |                             |                        |
|---|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| Section   | RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> Etage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage | 8 <sup>ème</sup> étage |
| <b>l(m)</b>   | 3.7                          | 3.7                         | 3.7                         | 3.7                         | 3.7                    |
| <b>e(m)</b>   | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| <b>N(KN)</b>  | 1117.563                     | 871.46                      | 687.62                      | 470.55                      | 187.72                 |
| <b>M(KN.m)</b>  | 1707.29                      | 1530.26                     | 856.82                      | 459.56                      | 138.14                 |
| <b>d (m)</b>  | 3.65                         | 3.65                        | 3.65                        | 3.65                        | 3.65                   |
| <b>V(KN)</b>  | 433.44                       | 437.338                     | 313.25                      | 157.18                      | 97.02                  |
| <b>τ (MPa)</b>  | 0.83                         | 0.84                        | 0.6                         | 0.3                         | 0.19                   |
| <b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>                      | 5                            | 5                           | 5                           | 5                           | 5                      |
| <b>A<sup>cal</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>                    | 27.87                        | 21.52                       | 14.55                       | 9.07                        | 3.8                    |
| <b>A<sup>min</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>                    | 11.1                         | 11.1                        | 11.1                        | 11.1                        | 11.1                   |
| <b>I(m<sup>4</sup>)</b>                                   | 0.8442                       | 0.8442                      | 0.8442                      | 0.8442                      | 0.8442                 |
| <b>v(m)</b>   | 1.85                         | 1.85                        | 1.85                        | 1.85                        | 1.85                   |
| <b>σ<sub>1</sub> (MPa)</b>                                | 5.25                         | 4.53                        | 2.81                        | 1.64                        | 0.56                   |
| <b>σ<sub>2</sub> (MPa)</b>                                | -2.23                        | -2.18                       | -0.95                       | -0.37                       | -0.05                  |
| <b>l<sub>t</sub> (m)</b>                                  | 3.7                          | 3.7                         | 3.7                         | 3.7                         | 3.7                    |
| <b>l<sub>c</sub> (m)</b>                                  | 0                            | 0                           | 0                           | 0                           | 0                      |
| <b>A<sup>min</sup><sub>tendu</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>   | 4.4                          | 4.8                         | 3.72                        | 2.72                        | 1.2                    |
| <b>A<sup>min</sup><sub>courant</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | 3                            | 2.6                         | 3.68                        | 4.68                        | 6.2                    |
| <b>S<sub>t</sub> (m)</b>                                  | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| <b>A<sup>adopté</sup><sub>v/face</sub></b>                | 15HA12+6HA16                 | 15HA12+6HA10                | 15HA10+6HA8                 | 15HA8+6HA10                 | 15HA8+6HA10            |
| <b>S<sub>t</sub> (m)</b>                                  | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| <b>A<sup>cal</sup><sub>h</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>       | 1.04                         | 1.05                        | 0.75                        | 0.38                        | 0.23                   |

|                   |      |      |      |      |      |
|-------------------|------|------|------|------|------|
| $A_h^{min}(cm^2)$ | 0.6  | 0.6  | 0.6  | 0.6  | 0.6  |
| $A_h^{adopté}$    | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 | 2HA8 |

Tableau.V.22.Ferraillage du voile  $V_{x2}$ 

| Voile $V_{x2}$                              |                              |                             |                             |                             |                        |
|---|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| Section                                     | RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> Etage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage | 8 <sup>ème</sup> étage |
| <b>l(m)</b>                                 | 3.7                          | 3.7                         | 3.7                         | 3.7                         | 3.7                    |
| <b>e(m)</b>                                 | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| <b>N(KN)</b>                                | 1201.72                      | 1019.99                     | 699.95                      | 177.64                      | 170.43                 |
| <b>M(KN.m)</b>                              | 2144.08                      | 132.66                      | 672.43                      | 217.49                      | 94.67                  |
| <b>d (m)</b>                                | 3.65                         | 3.65                        | 3.65                        | 3.65                        | 3.65                   |
| <b>V(KN)</b>                                | 342.44                       | 429.10                      | 301.98                      | 176.63                      | 95.68                  |
| <b><math>\tau</math> (MPa)</b>              | 0.66                         | 0.82                        | 0.58                        | 0.34                        | 0.18                   |
| <b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>        | 5                            | 5                           | 5                           | 5                           | 5                      |
| <b><math>A^{cal}(cm^2)</math></b>           | 34.4                         | 15.72                       | 15,43                       | 4.29                        | 3.21                   |
| <b><math>A^{min}(cm^2)</math></b>           | 11.1                         | 11.1                        | 11.1                        | 11.1                        | 11.1                   |
| <b><math>I(m^4)</math></b>                  | 0.844216667                  | 0.844216667                 | 0.844216667                 | 0.844216667                 | 0.844216667            |
| <b><math>v(m)</math></b>                    | 1.85                         | 1.85                        | 1.85                        | 1.85                        | 1.85                   |
| <b><math>\sigma_1</math> (MPa)</b>          | 6.32                         | 1.67                        | 2.42                        | 0.72                        | 0.71                   |
| <b><math>\sigma_2</math> (MPa)</b>          | -3.07                        | 1.09                        | -0.53                       | -0.24                       | -0.25                  |
| <b><math>l_t</math> (m)</b>                 | 3.7                          | 3.7                         | 3.7                         | 3.7                         | 3.7                    |
| <b><math>l_c</math> (m)</b>                 | 0                            | 0                           | 0                           | 0                           | 0                      |
| <b><math>A_{tendu}^{min}(cm^2)</math></b>   | 4.84                         | 5.84                        | 2,64                        | 3.68                        | 3.84                   |
| <b><math>A_{courant}^{min}(cm^2)</math></b> | 2.56                         | 1.56                        | 4.76                        | 3.72                        | 3.56                   |
| <b><math>S_t</math> (m)</b>                 | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| <b><math>A_{v/face}^{adopté}</math></b>     | 15HA12+6HA20                 | 15HA10+6HA12                | 15HA10+6HA12                | 15HA8+6HA10                 | 15HA8+6HA10            |
| <b><math>S_t</math> (m)</b>                 | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| <b><math>A_h^{cal}(cm^2)</math></b>         | 0.821                        | 1.029                       | 0.724                       | 0.423                       | 0.229                  |
| <b><math>A_h^{min}(cm^2)</math></b>         | 0.6                          | 0.6                         | 0.6                         | 0.6                         | 0.6                    |
| <b><math>A_h^{adopté}</math></b>            | 2HA8                         | 2HA10                       | 2HA8                        | 2HA8                        | 2HA8                   |

➤ Voile sens (yy) :

Tableau.V.23.Ferraillage du voile  $V_{y1}$ 

| Voile $V_{y1}$ |                              |                             |                             |                             |                        |
|----------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| Section        | RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage | 8 <sup>ème</sup> étage |
| <b>l(m)</b>    | 1.5                          | 1.5                         | 1.5                         | 1.5                         | 1.5                    |
| <b>e(m)</b>    | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| <b>N(KN)</b>   | 796.18                       | 715.26                      | 421.62                      | 200.4                       | -25,35                 |
| <b>M(KN.m)</b> | 49.78                        | 30.54                       | 36.49                       | 38.19                       | 0,57                   |
| <b>d (m)</b>   | 1.45                         | 1.45                        | 1.45                        | 1.45                        | 1.45                   |

|   |             |             |             |            |            |
|---|-------------|-------------|-------------|------------|------------|
| <b>V(KN)</b>                                | 103.99      | 98.49       | 85.10       | 56.55      | 46.16      |
| <b><math>\tau</math> (MPa)</b>              | 0.50        | 0.48        | 0.41        | 0.27       | 0.22       |
| <b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>        | 5           | 5           | 5           | 5          | 5          |
| <b><math>A^{cal}(cm^2)</math></b>           | 12.47       | 10.91       | 6.81        | 3.67       | 0.33       |
| <b><math>A^{min}(cm^2)</math></b>           | 4.5         | 4.5         | 4.5         | 4.5        | 4.5        |
| <b><math>I(m^4)</math></b>                  | 0.05625     | 0.05625     | 0.05625     | 0.05625    | 0.05625    |
| <b><math>v(m)</math></b>                    | 0.75        | 0.75        | 0.75        | 0.75       | 0.75       |
| <b><math>\sigma_1</math> (MPa)</b>          | 3.32        | 2.79        | 1.89        | 1.18       | -0.08      |
| <b><math>\sigma_2</math> (MPa)</b>          | 1.99        | 1.98        | 0.92        | 0.16       | -0.09      |
| <b><math>l_t(m)</math></b>                  | 1.5         | 1.5         | 1.5         | 1.5        | 1.5        |
| <b><math>l_c(m)</math></b>                  | 0.00        | 0.00        | 0.00        | 0.00       | 0.00       |
| <b><math>A_{tendu}^{min}(cm^2)</math></b>   | 2.24        | -13.36      | 1.96        | 0.72       | 36.36      |
| <b><math>A_{courant}^{min}(cm^2)</math></b> | 0.76        | 16.36       | 1.04        | 2.28       | -33.36     |
| <b><math>S_t(m)</math></b>                  | 0.2         | 0.2         | 0.2         | 0.2        | 0.2        |
| <b><math>A_{v/face}^{adopté}</math></b>     | 2HA14+5HA16 | 2HA16+5HA14 | 2HA10+5HA12 | 2HA8+5HA10 | 2HA8+5HA10 |
| <b><math>S_t(m)</math></b>                  | 0.2         | 0.2         | 0.2         | 0.2        | 0.2        |
| <b><math>A_h^{cal}(cm^2)</math></b>         | 0.646       | 0.594       | 0.514       | 0.341      | 0.279      |
| <b><math>A_h^{min}(cm^2)</math> 2.8</b>     | 0.6         | 0.6         | 0.6         | 0.6        | 0.6        |
| <b><math>A_h^{adopté}</math></b>            | 2HA8        | 2HA8        | 2HA8        | 2HA8       | 2HA8       |

Tableau.V.24.Ferrailage du voile  $V_{Y2}$ 

| Voile $V_{Y1}$                              |                              |                             |                             |                             |                        |
|---|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| Section                                     | RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage | 8 <sup>ème</sup> étage |
| <b>l(m)</b>                                 | 2.8                          | 2.8                         | 2.8                         | 2.8                         | 2.8                    |
| <b>e(m)</b>                                 | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| <b>N(KN)</b>                                | 1222.49                      | 1049.12                     | 823.52                      | 537.52                      | 205.51                 |
| <b>M(KN.m)</b>                              | 1663.51                      | -64.93                      | -60.11                      | -73.8                       | -84.7                  |
| <b>d (m)</b>                                | 2.75                         | 2.75                        | 2.75                        | 2.75                        | 2.75                   |
| <b>V(KN)</b>                                | 298.33                       | 352.42                      | 203.23                      | 87.60                       | 49.85                  |
| <b><math>\tau</math> (MPa)</b>              | 0.76                         | 0.90                        | 0.52                        | 0.22                        | 0.13                   |
| <b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>        | 5                            | 5                           | 5                           | 5                           | 5                      |
| <b><math>A^{cal}(cm^2)</math></b>           | 37.27                        | 15.77                       | 12.48                       | 8.51                        | 3.86                   |
| <b><math>A^{min}(cm^2)</math></b>           | 8.4                          | 8.4                         | 8.4                         | 8.4                         | 8.4                    |
| <b><math>I(m^4)</math></b>                  | 0.365867                     | 0.365867                    | 0.365867                    | 0.365867                    | 0.365867               |
| <b><math>v(m)</math></b>                    | 1.4                          | 1.4                         | 1.4                         | 1.4                         | 1.4                    |
| <b><math>\sigma_1</math> (MPa)</b>          | 8.55                         | 1.62                        | 1.24                        | 0.68                        | 0.04                   |
| <b><math>\sigma_2</math> (MPa)</b>          | -4.18                        | 2.12                        | 1.7                         | 1.25                        | 0.69                   |
| <b><math>l_t(m)</math></b>                  | 0.92                         | 1.59                        | 1.62                        | 1.81                        | 2.64                   |
| <b><math>l_c(m)</math></b>                  | 0.96                         | -0.38                       | -0.44                       | -0.82                       | -2.48                  |
| <b><math>A_{tendu}^{min}(cm^2)</math></b>   | 3.68                         | 6.36                        | 6.48                        | 7.24                        | 10.56                  |
| <b><math>A_{courant}^{min}(cm^2)</math></b> | 1.92                         | -0.76                       | -0.88                       | -1.64                       | -496                   |
| <b><math>S_t(m)</math></b>                  | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |

|                       |              |              |             |             |             |
|-----------------------|--------------|--------------|-------------|-------------|-------------|
| $A_{v/face}^{adopté}$ | 10HA20+5HA14 | 10HA12+5HA14 | 10HA8+5HA14 | 10HA8+5HA10 | 10HA8+5HA10 |
| $S_t$ (m)             | 0.2          | 0.2          | 0.2         | 0.2         | 0.2         |
| $A_h^{cal}(cm^2)$     | 0.95         | 1.12         | 0.65        | 0.28        | 0.16        |
| $A_h^{min}(cm^2)$     | 0.6          | 0.6          | 0.6         | 0.6         | 0.6         |
| $A_h^{adopté}$        | 2HA8         | 2HA10        | 2HA8        | 2HA8        | 2HA8        |

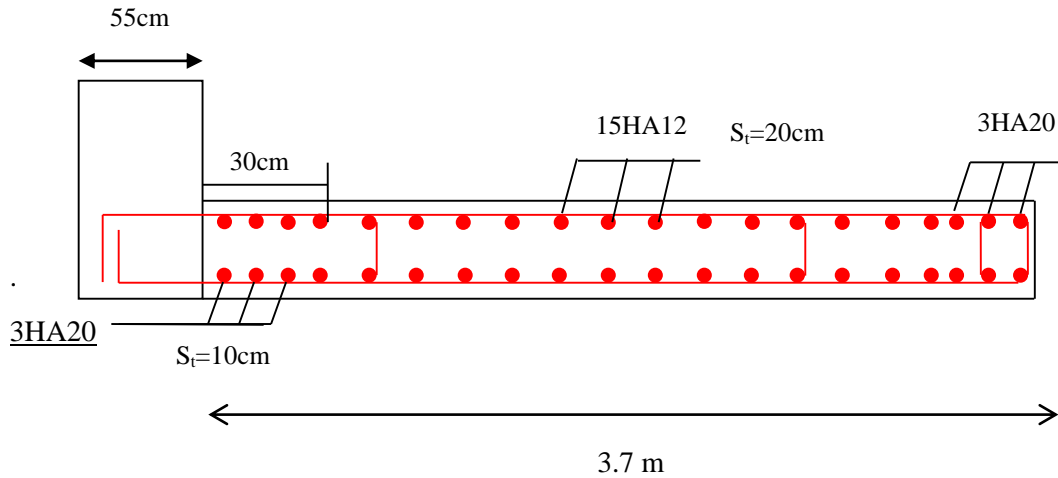
Tableau.V.25.Ferrailage du voile  $V_{Y3}$ 

| Voile $V_{Y3}$            |                              |                             |                             |                             |                        |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| Section                   | RDC et 1 <sup>er</sup> étage | 2 et 3 <sup>ème</sup> étage | 4 et 5 <sup>ème</sup> étage | 6 et 7 <sup>ème</sup> étage | 8 <sup>ème</sup> étage |
| $l(m)$                    | 1.8                          | 1.8                         | 1.8                         | 1.8                         | 1.8                    |
| $e(m)$                    | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| $N(KN)$                   | 865.82                       | 1043.49                     | 775.78                      | 454.73                      | 137.42                 |
| $M(KN.m)$                 | 567.47                       | 4.77                        | 5.59                        | 4.05                        | 4.55                   |
| $d$ (m)                   | 1.75                         | 1.75                        | 1.75                        | 1.75                        | 1.75                   |
| $V(KN)$                   | 105.772                      | 94.938                      | 84.067                      | 59.577                      | 40.713                 |
| $\tau$ (MPa)              | 0.42                         | 0.38                        | 0.34                        | 0,24                        | 0,16                   |
| $\bar{\tau}$ (MPa)        | 5                            | 5                           | 5                           | 5                           | 5                      |
| $A^{cal}(cm^2)$           | 16.78                        | 14.95                       | 11.25                       | 6.60                        | 2.05                   |
| $A^{min}(cm^2)$           | 5.4                          | 5.4                         | 5.4                         | 5.4                         | 5.4                    |
| $I(m^4)$                  | 0.0972                       | 0.0972                      | 0.0972                      | 0.0972                      | 0.0972                 |
| $v(m)$                    | 0.9                          | 0.9                         | 0.9                         | 0.9                         | 0.9                    |
| $\sigma_1$ (MPa)          | 7.66                         | 2.94                        | 2.21                        | 1.3                         | 0.42                   |
| $\sigma_2$ (MPa)          | -2.85                        | 2.85                        | 2.10                        | 1.23                        | 0.34                   |
| $l_t(m)$                  | 0.49                         | 0.89                        | 0.88                        | 0.87                        | 0.8                    |
| $l_c(m)$                  | 0.82                         | 0,02                        | 0.04                        | 0.06                        | 0.2                    |
| $A_{tendu}^{min}(cm^2)$   | 1.96                         | 3.56                        | 3.52                        | 3.48                        | 3.2                    |
| $A_{courant}^{min}(cm^2)$ | 1.64                         | 0.04                        | 0.08                        | 0.12                        | 0.4                    |
| $S_t(m)$                  | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                         | 0.2                    |
| $A_{v/face}^{adopté}$     | 8HA14+4HA12                  | 5HA14+7HA12                 | 6HA10+6HA12                 | 10HA8+2HA10                 | 10HA8+2HA10            |
| $S_t$ (m)                 | 0.2                          | 0.2                         | 0.2                         | 0,2                         | 0.2                    |
| $A_h^{cal}(cm^2)$         | 0.53                         | 0.47                        | 0.42                        | 0.30                        | 0.20                   |
| $A_h^{min}(cm^2)$         | 0.6                          | 0.6                         | 0.6                         | 0.6                         | 0.6                    |
| $A_h^{adopté}$            | 2HA8                         | 2HA8                        | 2HA8                        | 2HA8                        | 2HA8                   |



**V.3.5. Schéma de ferrailage :**

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC et 1<sup>ère</sup> étage (Vx2) comme exemple



*Figure.V.6 .Schéma de ferrailage du voile Vx2 au niveau du RDC et 1<sup>er</sup> étage*

**V.4. Conclusion :**

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques,

Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

# **Chapitre VI: Etude D'infrastructure**

**VI.1.Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

**VI.2. Différents types de fondations :**

Il existe deux types de fondations :

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

**VI.3.Choix de type des fondations :**

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

**VI.4.Combinaison d'action à considérer :**

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8 * G \pm E$

**VI.5.Etudes des fondations :****VI.5.1.Semelle isolée :**

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

**N** : l'effort normal agissant sur la semelle la plus sollicitée calculée selon les combinaisons :  $G + Q \pm E$  ;  $0.8 * G \pm E$  ; ELU et ELS obtenu d'après le modèle fait par logiciel SAP 2000.

**S** : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$\overline{\sigma}_{sol} = 1.2 \text{ bar}$  (voir le rapport de sol, annexe 5)

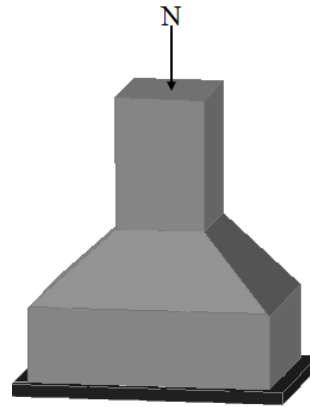


Figure.VI.1. semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $a \times b$ ), donc  $S = A \times B = A^2$

$N = 1427.23 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1427.23 * 10^{-3}}{1.2 * 10^{-1}}} = 3.44 \text{ m} \phi 2.7 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

#### VI.5.2.Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux. (Figure.VI.2) et (Figure.VI.5)

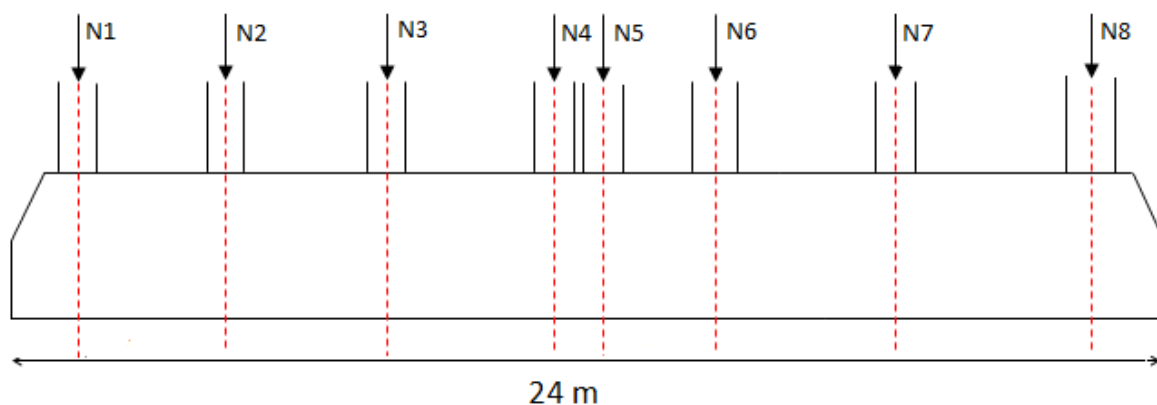


Figure.VI.2.Semelle filante (SF)

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le modèle fait à base de logiciel **SAP 2000/V19**, pour tirer les efforts normaux situés sous la file de portique.

Les efforts normaux dans la semelle filante la plus sollicitée (figure.VI.5) sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.1. Sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes**

| N | (N1)   | (N2)   | (N3)    | (N4)    | (N5)    | (N6)    | (N7)    | (N8)   |
|---|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|
|   | 665.10 | 866.02 | 1402.18 | 1112.81 | 1355.35 | 1427.23 | 1208.43 | 979.84 |

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro (4) est la plus sollicitée

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 9016.96 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données :  $L = 23.9 \text{ m}$  ;  $N = 9016.96 \text{ KN}$  ;  $\sigma_{\text{sol}} = 120 \text{ KPa}$

On a:

$$S_{\text{Semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9016.96}{120 \times 23.9} \Rightarrow B \geq 3.14 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.7 m, on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes, ce type de fondations ne convient pas aussi à notre cas.

Donc on opte pour un radier général.

### VI.5.3. Radier général :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

#### VI.5.3.1. Dimensionnement :

##### ➤ Condition de coffrage :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \end{cases}$$

Avec :

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$h_t$  : hauteur des nervures.

$L_{\text{max}}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ( $L_{\text{max}} = 540 \text{ cm}$ ).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{540}{20} = 27 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend } h_r=30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

$b$  : La largeur de la semelle.

$E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$K$  : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

$I$  : Inertie de la section du radier.

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.4)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 80.5 \text{ cm}$$

D'où :  $h_t = 85 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.85)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.58 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.4 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.58 = 5.62 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**VI.5.3.2. Calcul de la surface du radier :**

On a :  $N_{\text{bloc A}} + N_{\text{bloc B}} = 22144.77 + 15009.546 = 37154.32 \text{ KN}$

$N$  : effort normal à la base.

Soit :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{37154.32}{120} = 309.62 \text{ m}^2$$

On prend :  $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 358.24 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

- ✓ Hauteur de la nervure :  $h_t=85$  cm
- ✓ Hauteur de la table du radier  $h_r=30$  cm
- ✓ Enrobage  $d'=5$
- ✓ La surface de radier  $S_{rad}=358.24$  cm<sup>2</sup>

### VI.5.3.3. Les Vérifications nécessaires :

#### A. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2)}$$

$Q_u$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$U_c$  : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h = 0.55 + 0.85 = 1.40 \\ B = b + h = 0.60 + 0.85 = 1.45 \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 5.70m$$

Nous avons :  $Q_u = 2363.32 \text{ KN} \leq 3633.75 \text{ KN}$  .....condition vérifiée

#### B. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}. \quad \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}$$

On considère une bonde de 1m de largeur, et de 5.40 m de longueur,  $d = 0.9 \times h_r = 0.765m$

$$N_u = N_{\text{bloc A}} + N_{\text{bloc B}} = 37154.32 \text{ KN}.$$

$N_u$ : Effort normal du aux charge verticales obtenu par modèle fait à base de **Sap 2000 V19**.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{37154.32 \times 5.4}{2 \times 358.24} \times 1 = 280.02 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{383.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.765} = 0.50 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}. \quad \text{.....condition verifiée}$$

#### C. Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.12 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x} \quad (M_x, M_y : \text{La somme des moments de deux blocs A et B}).$$

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \times X_G}{I_y}$$

En utilisant, le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 19551.83 \text{ m}^4 \text{ et } X_g = 9.08 \text{ m} \\ I_y = 14154.24 \text{ m}^4 \text{ et } Y_g = 10.64 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

**$\sigma$**  : Contrainte dans les deux extrémités du radier.

**N** : Effort normal du aux charge verticales.

**$M_x$**  : Moment sismique à la base.

➤ **Sens X-X :**

$M_y = 36962 \text{ KN.m}$  et  $N_u = 37154.32 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 127.42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 80 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 115.56 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0.115 \text{ Mpa} < \sigma_{sol} = 0.12 \text{ Mpa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

➤ **Sens Y-Y :**

$M_x = 37704.4 \text{ KN.m}$  et  $N_u = 37154.32 \text{ KN}$ .

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 124.23 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 83.19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \text{KN} / \text{m}^2 = 0.113 \text{ Mpa} < \sigma_{sol} = 0.12 \text{ Mpa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

#### **D. Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA 99. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{RPA99 Art .10.1.5})$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{37704.40}{37154.32} = 1.15 \text{ m} \leq \frac{23.9}{4} = 5.97 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{36962}{37154.32} = 1 \text{ m} \leq \frac{23}{4} = 5.75 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### **E. Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$N \geq F \cdot H \cdot S \cdot V$$

F : coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.40 m

S : surface totale du bâtiment = 358.24 m<sup>2</sup>



$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$N = 37154.32 \text{ KN} \geq 1.5 * 1.40 * 358.24 * 10 = 7523.04 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

### VI.6.Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

#### VI.6.1.Calcul des sollicitations :

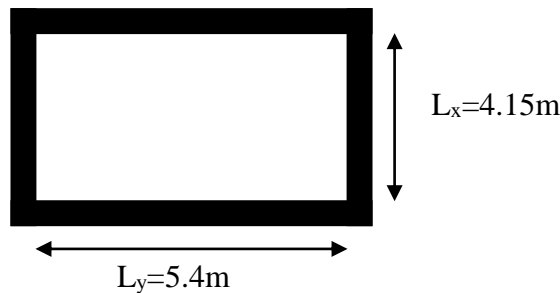


Figure VI.3.Schéma d'une dalle sur quatre appuis

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferraillage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

#### VI.6.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 * G_0 = \frac{37154.32}{358.24} + 1.35(25 * 0.3 + 19) = 139.20 \text{ KN / m}^2.$$

$G_0$  : Poids propre du radier et le remblai.

À l'ELU : ( $\nu = 0$ )

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases} \quad (\text{Annexe 02})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 142.88 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 77.72 \text{ KNm}$$

- **Moment en travées :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 107.16 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 58.29 \text{ KNm}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -71.44 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -38.86 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

### VI.6.3. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.4 \text{ cm}^2 > 0.67 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. VI.2. Résultat de ferrailage du radier**

| Localisation   | $M_t$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) | $A_t$<br>calculée<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_a$<br>calculée<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_t$ adoptée<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{\min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_a$ adoptée<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|----------------|-----------------|-----------------|---|---|-------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| <b>Sens xx</b> | 107.16          | 71.44           | 11.59                                   | 7.11                                    | 8HA14=12.32                         | 2.67                             | 7HA12=7.92                          |
| <b>Sens yy</b> | 58.29           | 38.86           | 6.15                                    | 3.92                                    | 7HA12=7.92                          | 2.40                             | 5HA12=5.65                          |

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 271.50 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 192.56 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{271.50}{1 \times 0.27} = 1.005 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

### VI.6.4. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\eta=1.6$  (acier HA).

$$q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = \frac{37154.3}{358.24} + (25 \times 0.3 + 19) = 130.21 \text{ KN/m}^2.$$

À l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 148.23 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 99.46 \text{ KNm}$$

- **Moment en travées :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 111.17 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 74.60 \text{ KNm}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -74.11 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -49.73 \text{ KNm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau.VI.3. Résumé des résultats des contraintes**

| Sens       | Moments | Valeurs (KN.m) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) |
|------------|---------|----------------|---------------------|------------------|---------------------------|------------------------|
| <b>x-x</b> | $M_t$   | 111.17         | 12.24               | 542.02           | 15                        | 240                    |
|            | $M_a$   | 74.11          | 9.84                | 568.47           | 15                        | 240                    |
| <b>y-y</b> | $M_t$   | 74.60          | 10.95               | 722.50           | 15                        | 240                    |
|            | $M_a$   | 49.73          | 7.30                | 481.60           | 15                        | 240                    |

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS

**Tableau.VI.4. Section d'armatureur du radier à l'ELS**

| Localisation |       | $M_s$ (KN.m) | $\beta$ ( $10^{-3}$ ) | $\alpha$ | $A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | $A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Nbre de barres |
|--------------|-------|--------------|-----------------------|----------|---------------------------------------|--|----------------|
| <b>x-x</b>   | $M_t$ | 111.17       | 6.35                  | 0.377    | 19.56                                 | 20.85                                  | 10HA16         |
|              | $M_a$ | 74.11        | 4.23                  | 0.312    | 12.76                                 | 14.07                                  | 7HA16          |
| <b>y-y</b>   | $M_t$ | 74.60        | 4.26                  | 0.313    | 12.85                                 | 14.07                                  | 7HA16          |
|              | $M_a$ | 49.73        | 2.84                  | 0.262    | 8.41                                  | 9.05                                   | 8HA12          |

- **Espacement des armatures**

Conformément au **RPA** l'espacement doit vérifier la condition suivant:

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm. Pour notre cas } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Schéma de ferrailage du radier :

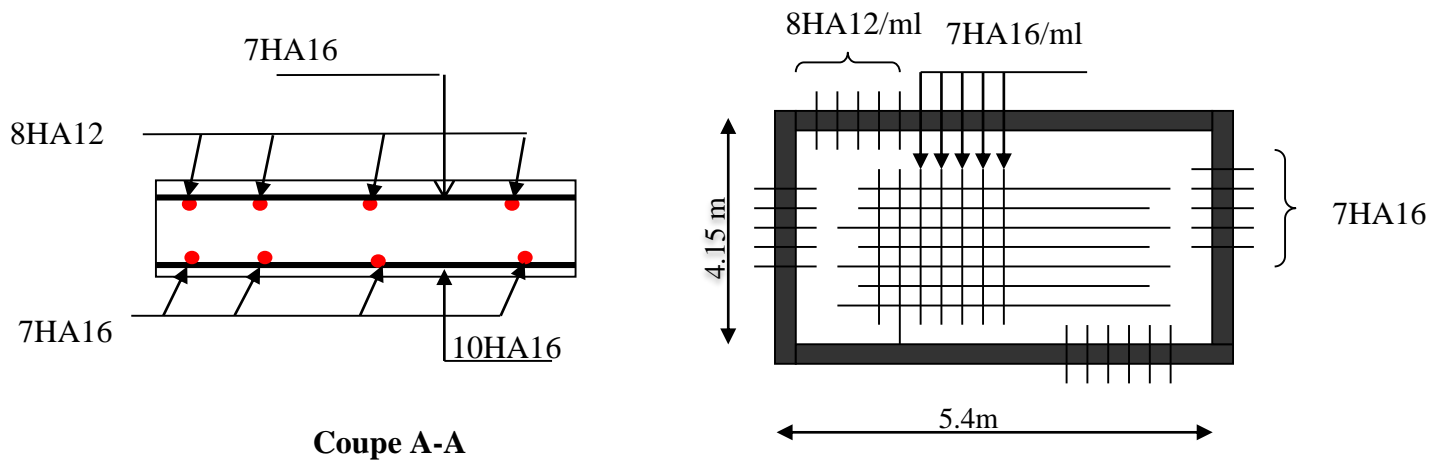


Figure.VI.4. Schéma de ferrailage du radier

#### VI.7. Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en T renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

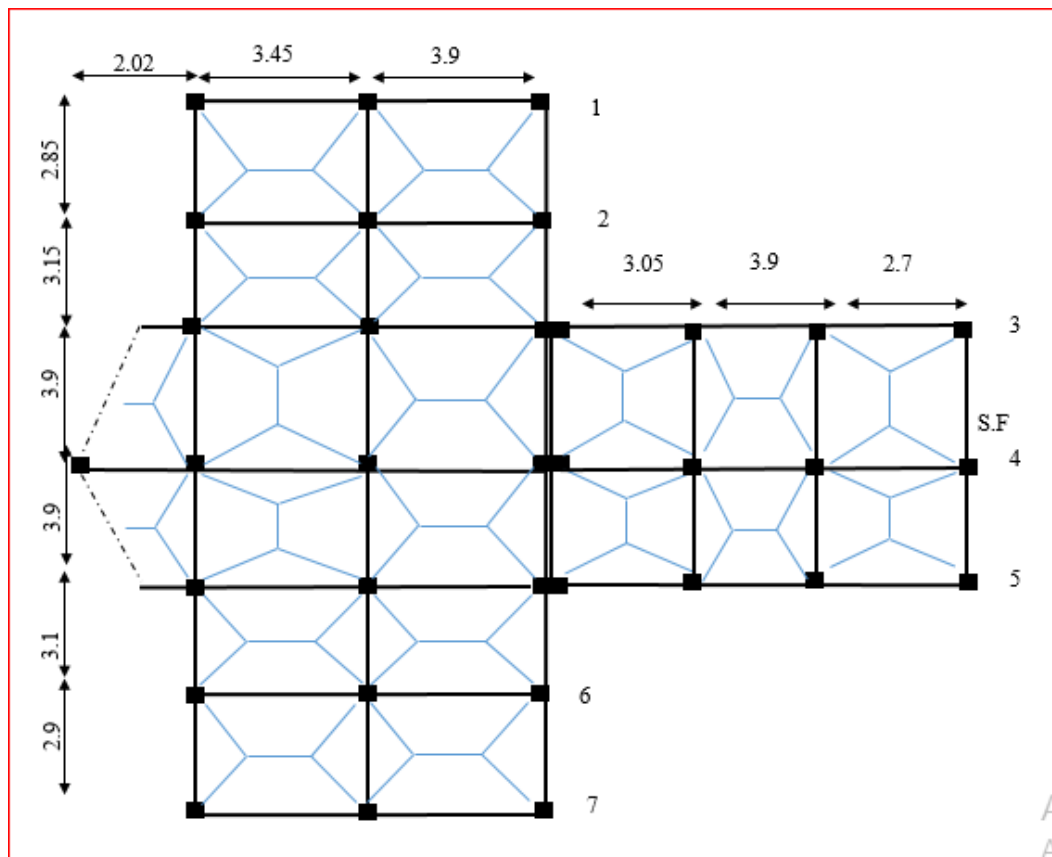


Figure.VI.5. Schéma de rupture de dalle de radier.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

#### VI.7.1.Méthode de calcul :

##### ✓ Charges triangulaires :

**Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

**Cas d'une seule charge triangulaire par travée :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

**Remarque :** Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

##### ✓ Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

**q<sub>m</sub>** : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

**q<sub>v</sub>** : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

**P** : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

#### VI.7.2.Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens x-x :

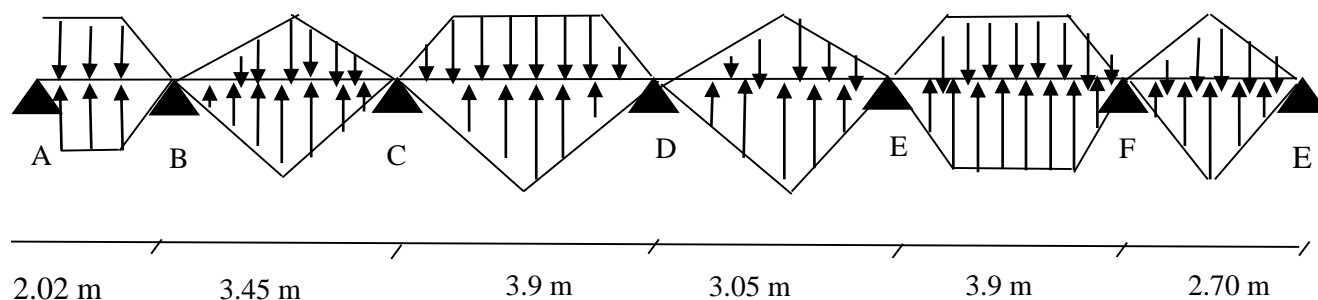


Figure.VI.6. Schéma des nervures dans le sens x-x

Sens y-y :

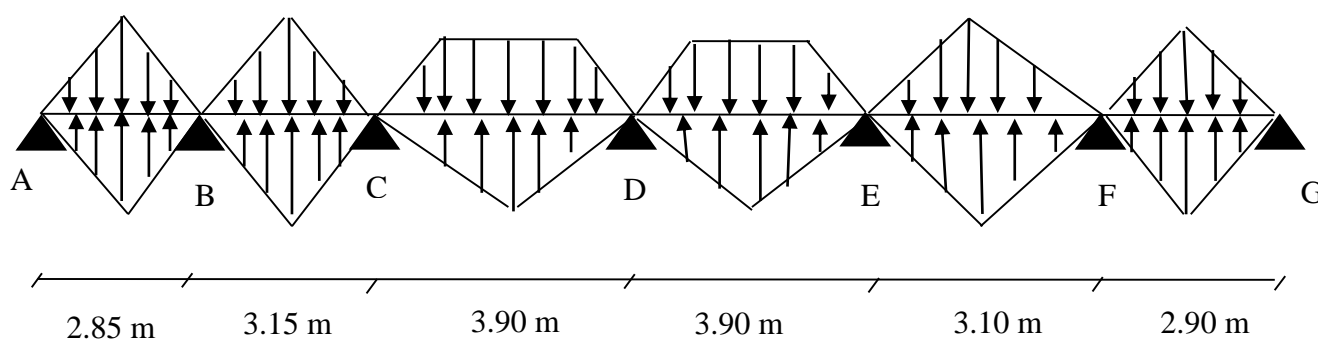


Figure.VI.7. Schéma des nervures dans le sens y-y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

- Sens x-x :

- L'ELU :

Tableau.VI.5. Sollicitations dans la nervure dans le sens x-x

| Travée | $l_x$<br>(m) | $l'_x$<br>(m) | $Q_U$<br>(KN/m) | $M_a$ (KN.m) |         | $X_0$<br>(m) | $M_0$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) | $V_g$<br>(KN) | $V_d$ (KN) |
|--------|--------------|---------------|-----------------|--------------|---------|--------------|-----------------|-----------------|---------------|------------|
|        |              |               |                 | $M_g$        | $M_d$   |              |                 |                 |               |            |
| A-B    | 2.02         | 2.02          | 256.8           | 0            | -217.77 | 0.59         | 108.33          | 44.72           | 101.67        | -317.29    |
| B-C    | 3.45         | 2.76          | 320.16          | -217.77      | -363.23 | 1.59         | 473.55          | 188.62          | 198           | -282.32    |
| C-D    | 3.9          | 3.12          | 376.11          | -363.23      | -328.71 | 1.97         | 714.97          | 369.21          | 291.15        | -273.45    |
| D-E    | 3.05         | 2.44          | 283.04          | -328.71      | -361.45 | 1.48         | 328.92          | 15.75           | 201.55        | -223.01    |
| E-F    | 3.9          | 3.12          | 427.07          | -361.45      | -361.89 | 1.95         | 811.97          | 450.3           | 325.62        | -325.84    |
| F-G    | 2.70         | 2.7           | 250.56          | -361.89      | 0       | 1.88         | 192.6           | 83.36           | 321.79        | -54.05     |

## ➤ L'ELS :

Tableau.VI.6. Sollicitations dans la nervure dans le sens x-x

| Travée | $l_x$<br>(m) | $l'_x$<br>(m) | $Q_s$<br>(KN/m) | $M_a$ (KN.m) |         | $X_0$<br>(m) | $M_0$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |
|--------|--------------|---------------|-----------------|--------------|---------|--------------|-----------------|-----------------|
|        |              |               |                 | $M_g$        | $M_d$   |              |                 |                 |
| A-B    | 2.02         | 2.02          | 239.77          | 0            | -203.61 | 0.59         | 101.15          | 41.68           |
| B-C    | 3.45         | 2.76          | 299.48          | -203.61      | -339.77 | 1.59         | 442.96          | 176.48          |
| C-D    | 3.9          | 3.12          | 351.82          | -339.77      | -307.48 | 1.97         | 668.8           | 345.37          |
| D-E    | 3.05         | 2.44          | 264.76          | -307.48      | -338.11 | 1.48         | 307.68          | 14.73           |
| E-F    | 3.9          | 3.12          | 399.48          | -338.11      | -338.51 | 1.95         | 759.51          | 421.2           |
| F-G    | 2.70         | 2.7           | 234.38          | -338.51      | 0       | 1.88         | 180.04          | 77.86           |

## • Sens y-y :

## ➤ L'ELU :

Tableau VI.7. Sollicitations dans la nervure dans le sens y-y

| Travée | $l_x$<br>(m) | $l'_x$<br>(m) | $Q_u$<br>(KN/m) | $M_a$ (KN.m) |         | $X_0$<br>(m) | $M_0$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) | $V_g$<br>(KN) | $V_d$<br>(KN) |
|--------|--------------|---------------|-----------------|--------------|---------|--------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
|        |              |               |                 | $M_g$        | $M_d$   |              |                 |                 |               |               |
| A-B    | 2.85         | 2.85          | 320.16          | 0            | -284.38 | 1.11         | 309.35          | 197.67          | 355.81        | -556.85       |
| B-C    | 3.15         | 2.52          | 348             | -284.38      | -402.25 | 1.48         | 444.38          | 107.57          | 523.44        | -591.44       |
| C-D    | 3.90         | 3.12          | 406.84          | -402.25      | -465.92 | 1.88         | 825.79          | 381.69          | 821.07        | -874.57       |
| D-E    | 3.90         | 3.12          | 406.84          | -465.92      | -369.61 | 2.04         | 825.74          | 384.05          | 875.74        | -819.90       |
| E-F    | 3.10         | 2.48          | 343.36          | -369.61      | -227.77 | 1.70         | 414.66          | 112.72          | 591.22        | -488.58       |
| F-G    | 2.90         | 2.32          | 324.80          | -227.77      | 0       | 1.69         | 332.92          | 237.22          | 551.76        | -393.19       |

## ➤ L'ELS :

Tableau.VI.8. Sollicitations dans la nervure dans le sens y-y

| Travée | $l_x$<br>(m) | $l'_x$<br>(m) | $Q_s$<br>(KN/m) | $M_a$ (KN.m) |         | $X_0$<br>(m) | $M_0$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) |
|--------|--------------|---------------|-----------------|--------------|---------|--------------|-----------------|-----------------|
|        |              |               |                 | $M_g$        | $M_d$   |              |                 |                 |
| A-B    | 2.85         | 2.85          | 247.40          | 0            | -221.34 | 1.11         | 239             | 152.71          |
| B-C    | 3.15         | 2.52          | 273.44          | -221.34      | -304.08 | 1.48         | 337.89          | 77.70           |
| C-D    | 3.90         | 3.12          | 335.90          | -304.08      | -384.68 | 1.88         | 637.90          | 294.88          |
| D-E    | 3.90         | 3.12          | 335.90          | -384.68      | -300.55 | 2.04         | 637.94          | 296.71          |
| E-F    | 3.10         | 2.48          | 269.10          | -300.55      | -177.65 | 1.70         | 320.35          | 87.08           |
| F-G    | 2.90         | 2.32          | 251.74          | -177.65      | 0       | 1.69         | 257.21          | 183.27          |

## VI.7.3.Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

## ✓ Détermination de la largeur b selon les deux sens

Donnés :  $\begin{cases} h = 0.85 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.6 \text{ m} ; d = 0.8 \text{ m} \end{cases}$

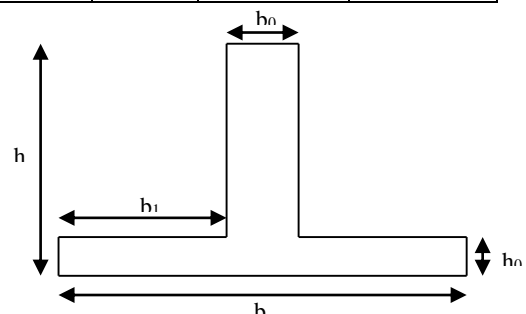


Figure.VI.8.Section à ferrailer

## ✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{4.85}{2}; \frac{2.85}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(2.42; 0.28) = 0.28 \text{ m}$$

Donc : b = 1.16 m = 116 cm.

## ✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{3.6}{2}; \frac{2.7}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(1.8; 0.27) = 0.27 \text{ m}$$

Donc : b = 1.14 m = 114 cm.

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau.VI.9.Calcul des ferrailages**

| Localisation |        | M <sub>t</sub><br>(KN.m) | A <sub>cal</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>adop</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | Choix des barres |
|--------------|--------|--------------------------|---|---|--|------------------|
| x-x          | travée | 450.03                   | 17.35                                     | 11.20                                     | 19.72                                      | 5HA20+2HA16      |
|              | appui  | -363.23                  | 20.85                                     | 11.20                                     | 13.73                                      | 5HA14+3HA16      |
| y-y          | travée | 384.05                   | 14.63                                     | 11.01                                     | 15.74                                      | 5HA14+4HA16      |
|              | appui  | -497.92                  | 19.09                                     | 11.02                                     | 19.72                                      | 5HA20+2HA16      |

**VI.7.4.Vérification nécessaires :**

## ➤ Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{F.N}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x - x : } \tau_u = \frac{325.84 \times 10^{-3}}{1.16 \times 0.8} = 0.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens y - y : } \tau_u = \frac{875.74 \times 10^{-3}}{1.14 \times 0.8} = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

## ➤ Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left( \frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$



Sens :x-x

$$\tau_u = \frac{325.84 \times \left(\frac{1.16 - 0.6}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.8 \times 1.16 \times 0.3} = 0.365 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens : y-y

$$\tau_u = \frac{875.74 \times \left(\frac{1.14 - 0.6}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.8 \times 1.14 \times 0.3} = 0.96 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures pour les deux sens sont vérifiées.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

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

**Tableau.VI.10.Vérification des contraintes à l'ELS**

| Localisation |        | M <sub>s</sub><br>(KN.m) | Y<br>(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Obs      | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$<br>(MPa) | Obs         |
|--------------|--------|--------------------------|-----------|----------------------|---|----------|---|-------------|
| x-x          | travée | 345.37                   | 17.81     | 1362473.08           | 4.58 < 15                                     | vérifiée | 239.95 > 201.63                               | N. vérifiée |
|              | appui  | -339.77                  | 18.59     | 1478197.64           | 5.27 < 15                                     | vérifiée | 261.12 > 201.63                               | N. vérifiée |
| y-y          | travée | 294.88                   | 16.12     | 1125411.43           | 4.22 < 15                                     | vérifiée | 251.05 > 201.63                               | N. vérifiée |
|              | appui  | -384.68                  | 17.81     | 1362473.08           | 5.02 < 15                                     | vérifiée | 263.38 > 201.63                               | N. vérifiée |

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

**Tableau.VI.11.Calcul des armatures à l'ELS**

| Localisation |        | M <sub>s</sub> (KN.m) | $\beta$<br>(10 <sup>-3</sup> ) | $\alpha$ | A <sub>cal</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>adop</sub><br>(cm <sup>2</sup> /ml) | Nombre de<br>barres |
|--------------|--------|-----------------------|--------------------------------|----------|---|--|---------------------|
| x-x          | travée | 345.37                | 2.34                           | 0.241    | 23.62                                     | 23.75                                      | 4HA16+5HA20         |
|              | appui  | -339.77               | 2.79                           | 0.261    | 28.45                                     | 29.68                                      | 5HA16+4HA25         |
| y-y          | travée | 294.88                | 2.00                           | 0.225    | 19.76                                     | 20.61                                      | 4HA16+4HA20         |
|              | appui  | -384.68               | 2.61                           | 0.253    | 26.04                                     | 27.67                                      | 4HA16+4HA25         |

➤ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max}\right] \leq 32 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$\begin{cases} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 65.73 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 21.48 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : S<sub>t</sub> = 20 cm

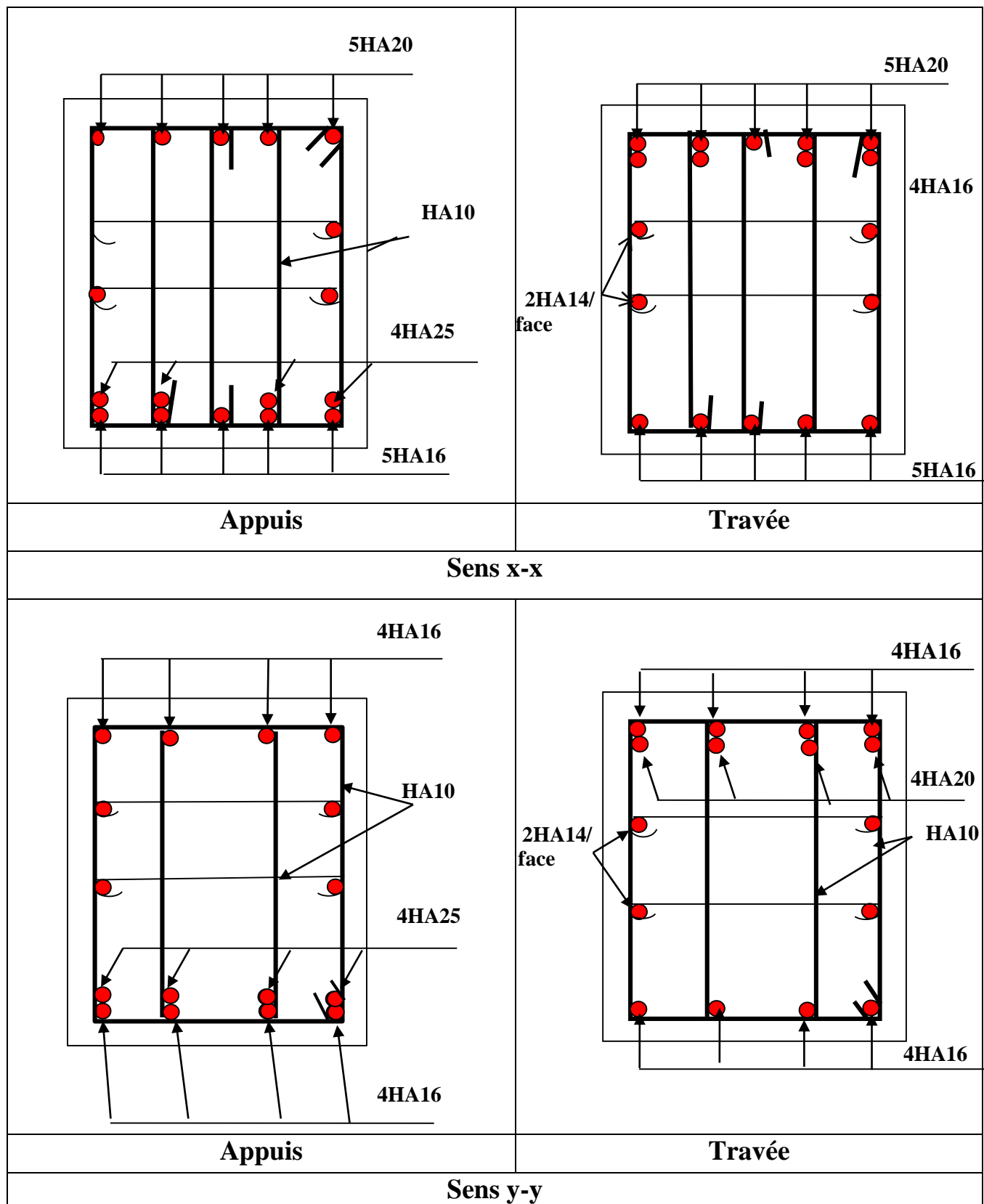
➤ **Armatures de peaux :**

La hauteur des nervures est h=85 cm, dans ce cas le CBA (art 7.3) préconise de mettre des armatures de peaux de section A<sub>p</sub>=3 cm<sup>2</sup>/ ml de hauteur.

$$\text{On a } A_p = 3 \times 0.85 = 2.55 \text{ cm}^2$$

On opte  $2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2 / \text{face}$ .

➤ Schéma de ferrailage de nervure :



## Conclusion générale

---

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.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Mettre un joint sismique pour les formes irrégulières pour avoir un bon comportement, translation pour les modes prépondérant (1 et 2), rotation pour le mode (3)
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est un obstacle majeur. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grace à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagement sismiques des éléments non structuraux.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans notre bâtiment vis-à-vis des charges verticales et horizontales est un véritable souci suite à l'élancement ( $h \gg L$ ) ce cas de figure est surtout remarquable dans le sous bloc B.
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 1.2 bar à une profondeur de 1.4 m. On a vérifié que les semelles isolées, filantes ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure. Cela nous a conduit à adopter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Enfin, l'utilisation du SAP 2000 dans notre projet nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

# ***Bibliographie***

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ DTR B.C.2.331 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

# ANNEXE 1

## Méthode forfaitaire :

- **Conditions d'application :**

-Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m})$ .....(1)

-Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées..... (2)

-Que le rapport  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$  ..... (3)

-Une fissuration est peu nuisible..... (4)

- **Principe de méthode :**

- **Définition des grandeurs :**

$M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

$M_g$  et  $M_d$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$M_t$  : Moment maximal constaté qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

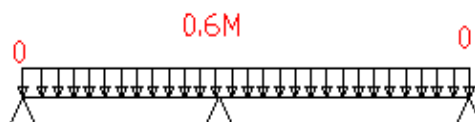
$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Coefficient qui définit le degré de surcharge du planche

- **Evaluation des moments :**

**Evaluation des moments au niveau des appuis :**

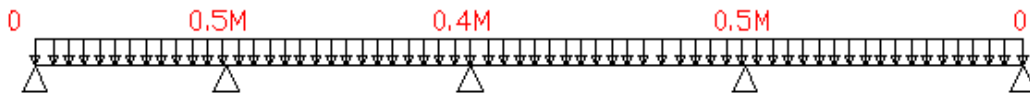
Sur les **appuis de rive** les moments sont nuls cependant le **BAEL** exige de mettre les aciers de fissuration avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à  $(-0.15 \cdot M_0)$

On calcul  $M_{0i}$  (moment isostatique) dans toutes les travées :  $M_{0i} = \frac{pl^2}{8}$



- Poutrelles à deux travées :

- Poutrelle à plus de trois travées :



### Moment en travées :

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

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

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

(a) : une travée de rive.

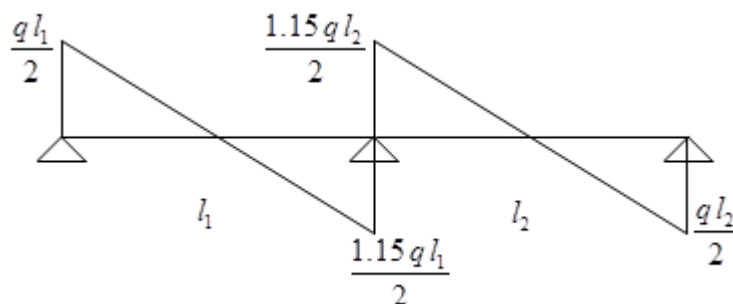
(b) : une travée intermédiaire.

$M_t$  : moment maximum entre (1) et (2)

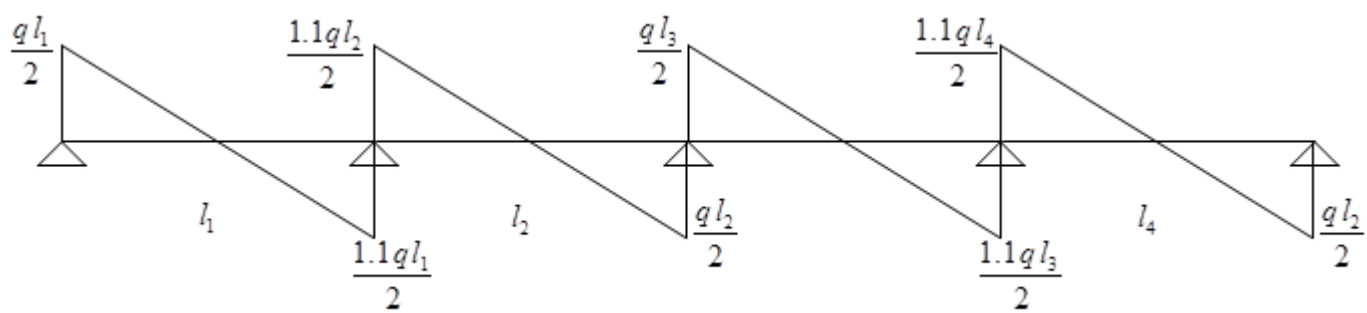
### Evaluation des efforts tranchants :

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_{0i}$  :

✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées



✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.



*Evaluation des efforts tranchants.*

# ANNEXE 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  | 0.0110          | 0.2924  |
| 0.42                 | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43                 | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44                 | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45                 | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46                 | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47                 | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  |
| 0.48                 | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49                 | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50                 | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51                 | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52                 | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53                 | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54                 | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55                 | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56                 | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57                 | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58                 | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59                 | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60                 | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61                 | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62                 | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63                 | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64                 | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65                 | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66                 | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67                 | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68                 | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69                 | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70                 | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71                 | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72                 | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73                 | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74                 | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75                 | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76                 | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77                 | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78                 | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79                 | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80                 | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81                 | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82                 | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83                 | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84                 | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85                 | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86                 | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87                 | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88                 | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89                 | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90                 | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91                 | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92                 | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93                 | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94                 | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95                 | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96                 | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97                 | 0.0392        | 0.9322  | 0.0465          | 0.9543  |
| 0.98                 | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.99                 | 0.0376        | 0.9771  | 0.0449          | 0.9847  |
| 1.00                 | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 0.1000  |



## ANNEXE 3

**Table de PIGEAU**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre  
d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec  $L_x < L_y$ .

$\rho = 0.9$

|                 | $\frac{u/L_x}{v/L_y}$ | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1.0   |
|-----------------|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Valeur de $M_1$ | 0.0                   | /     | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 |
|                 | 0.1                   | 0.302 | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 |
|                 | 0.2                   | 0.260 | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 |
|                 | 0.3                   | 0.227 | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 |
|                 | 0.4                   | 0.202 | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 |
|                 | 0.5                   | 0.181 | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 |
|                 | 0.6                   | 0.161 | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |
|                 | 0.7                   | 0.144 | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 |
|                 | 0.8                   | 0.132 | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 |
|                 | 0.9                   | 0.122 | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 |
|                 | 1.0                   | 0.112 | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 |
| Valeur de $M_2$ | 0.0                   | /     | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 |
|                 | 0.1                   | 0.253 | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 |
|                 | 0.2                   | 0.202 | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 |
|                 | 0.3                   | 0.167 | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 |
|                 | 0.4                   | 0.143 | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 |
|                 | 0.5                   | 0.128 | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 |
|                 | 0.6                   | 0.114 | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 |
|                 | 0.7                   | 0.102 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 |
|                 | 0.8                   | 0.09  | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 |
|                 | 0.9                   | 0.081 | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 |
|                 | 1.0                   | 0.073 | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 |

## ANNEXE 4

*Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)*

**Tableau des Armatures**  
(en Cm<sup>2</sup>)

| $\phi$ | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32     | 40     |
|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1      | 0.20 | 0.28 | 0.50  | 0.79  | 1.13  | 1.54  | 2.01  | 3.14  | 4.91  | 8.04   | 12.57  |
| 2      | 0.39 | 0.57 | 1.01  | 1.57  | 2.26  | 3.08  | 4.02  | 6.28  | 9.82  | 16.08  | 25.13  |
| 3      | 0.59 | 0.85 | 1.51  | 2.36  | 3.39  | 4.62  | 6.03  | 9.42  | 14.73 | 24.13  | 37.70  |
| 4      | 0.79 | 1.13 | 2.01  | 3.14  | 4.52  | 6.16  | 8.04  | 12.57 | 19.64 | 32.17  | 50.27  |
| 5      | 0.98 | 1.41 | 2.51  | 3.93  | 5.65  | 7.70  | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21  | 62.83  |
| 6      | 1.18 | 1.70 | 3.02  | 4.71  | 6.79  | 9.24  | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25  | 75.40  |
| 7      | 1.37 | 1.98 | 3.52  | 5.50  | 7.92  | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30  | 87.96  |
| 8      | 1.57 | 2.26 | 4.02  | 6.28  | 9.05  | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34  | 100.53 |
| 9      | 1.77 | 2.54 | 4.52  | 7.07  | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38  | 113.10 |
| 10     | 1.96 | 2.83 | 5.03  | 7.85  | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.09  | 125.66 |
| 11     | 2.16 | 3.11 | 5.53  | 8.64  | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47  | 138.23 |
| 12     | 2.36 | 3.39 | 6.03  | 9.42  | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51  | 150.80 |
| 13     | 2.55 | 3.68 | 6.53  | 10.21 | 14.70 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14     | 2.75 | 3.96 | 7.04  | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15     | 2.95 | 4.24 | 7.54  | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16     | 3.14 | 4.52 | 8.04  | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17     | 3.34 | 4.81 | 8.55  | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18     | 3.53 | 5.09 | 9.05  | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19     | 3.73 | 5.37 | 9.55  | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20     | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

[illegible]



# ANNEXE 6

■ **EXEMPLE** : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.

Caractéristiques de l'immeuble :

- population à prendre en compte : 140 personnes ;
- niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ;
- distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m.

1. Choix de l'intervalle maximal probable :  $l = 80$  secondes.

2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.

3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.

4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-I » applicables suivants :

| P | 154 | 178 | 200 | 220 | 239 | 256 | 273 | 290 | 306 |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| I | 78  | 90  | 100 | 109 | 117 | 125 | 132 | 138 | 144 |

Du fait que, dans le couple de valeurs  $P = 154$  et  $I = 78$ ,  $P$  est supérieur à la population à prendre en compte et  $I$  inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.

## ■ CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS

| Charge utile           | 630 kg ou 8 personnes |  |  |  | 1 000 kg ou 13 personnes |  |  |  |
|------------------------|-----------------------|--|--|--|--------------------------|--|--|--|
|                        | Course maxi en m      |  |  |  | Vitesse en m/s           |  |  |  |
| Puissance moteur en kW | 35                    |  |  |  | 0,63                     |  |  |  |
|                        | 5                     |  |  |  | 1,00                     |  |  |  |
|                        | 6,8                   |  |  |  | 16                       |  |  |  |
|                        | 10                    |  |  |  | 28,5                     |  |  |  |
| Cabine en mm           | Larg. A               |  |  |  | 1 100                    |  |  |  |
|                        | Prof. B               |  |  |  | 1 400                    |  |  |  |
|                        | Haut                  |  |  |  | 2 200                    |  |  |  |
| Gain en mm             | Larg. C               |  |  |  | 1 600                    |  |  |  |
|                        | Prof. D               |  |  |  | 2 100                    |  |  |  |
|                        | S dalle Q             |  |  |  | 3 700                    |  |  |  |
| Palier                 | Cuv P                 |  |  |  | 1 400                    |  |  |  |
|                        | U mini                |  |  |  | 1 500                    |  |  |  |
|                        | R mini                |  |  |  | 2 200                    |  |  |  |
| Machinerie en mm       | T mini                |  |  |  | 3 700                    |  |  |  |
|                        | S m <sup>2</sup> mini |  |  |  | 10                       |  |  |  |
|                        | H                     |  |  |  | 2 000                    |  |  |  |
| Efforts globaux en kN  | Trappe                |  |  |  | 950 x 950                |  |  |  |
|                        | Porte                 |  |  |  | 900 x 2 000              |  |  |  |
|                        | Sur dalle             |  |  |  | 43                       |  |  |  |
| En cuvette             | 55                    |  |  |  | 55                       |  |  |  |
|                        | 950 x 950             |  |  |  | 950 x 950                |  |  |  |
|                        | 1 450                 |  |  |  | 1 450                    |  |  |  |

## ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)

ASCENSEURS A ENTRAÎNEMENT PAR TREUIL ET CÂBLES - SORREX

## ■ DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS

| Desserte<br>(N/A)                | Charges<br>minimales (kg) | Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings |     |      |     |      |     |      |     |      |     |      |     |     |     |
|----------------------------------|---------------------------|--|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|-----|-----|
|                                  |                           | 4  | 5   | 6    | 7   | 8    | 9   | 10   | 11  | 12   | 13  | 14   |     |     |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 188  | 64  | 164  | 73  | 148  | 81  | 136  | 88  | 126  | 95  | 117  | 103 | 109 | 110 |
|                                  |                           | 226  | 71  | 195  | 82  | 176  | 91  | 160  | 100 | 138  | 116 | 129  | 124 |     |     |
|                                  |                           | 260  | 77  | 225  | 89  | 200  | 100 | 183  | 109 | 168  | 119 | 157  | 127 | 147 |     |
|                                  |                           | 293  | 82  | 250  | 96  | 224  | 109 | 203  | 118 | 183  | 128 | 175  | 137 | 164 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 1000                      | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 322  | 87  | 277  | 101 | 246  | 114 | 224  | 125 | 206  | 136 | 192  | 146 | 180 |     |
|                                  |                           | 357  | 92  | 304  | 106 | 271  | 121 | 250  | 131 | 214  | 142 | 207  | 151 | 185 |     |
|                                  |                           | 386  | 97  | 331  | 111 | 298  | 126 | 277  | 136 | 220  | 147 | 214  | 156 | 190 |     |
|                                  |                           | 414  | 102 | 358  | 116 | 325  | 132 | 297  | 140 | 243  | 148 | 231  | 150 | 221 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 1000                      | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 440  | 91  | 381  | 105 | 342  | 117 | 313  | 128 | 239  | 138 | 272  | 147 | 258 |     |
|                                  |                           | 470  | 97  | 409  | 111 | 369  | 122 | 337  | 133 | 254  | 143 | 285  | 155 | 245 |     |
|                                  |                           | 500  | 103 | 436  | 117 | 396  | 128 | 364  | 138 | 281  | 158 | 302  | 160 | 260 |     |
|                                  |                           | 530  | 109 | 463  | 123 | 423  | 133 | 390  | 144 | 308  | 163 | 327  | 167 | 271 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 211  | 57  | 190  | 63  | 176  | 68  | 162  | 74  | 154  | 78  | 145  | 83  | 158 |     |
|                                  |                           | 250  | 64  | 222  | 72  | 205  | 78  | 190  | 84  | 178  | 90  | 167  | 96  | 180 |     |
|                                  |                           | 285  | 70  | 253  | 79  | 220  | 87  | 213  | 94  | 200  | 109 | 176  | 112 | 169 |     |
|                                  |                           | 326  | 75  | 282  | 85  | 255  | 94  | 235  | 102 | 209  | 107 | 197  | 122 | 188 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 354  | 79  | 308  | 91  | 277  | 101 | 257  | 109 | 239  | 121 | 224  | 125 | 212 |     |
|                                  |                           | 386  | 83  | 330  | 96  | 299  | 107 | 276  | 116 | 255  | 125 | 241  | 133 | 229 |     |
|                                  |                           | 414  | 87  | 360  | 102 | 321  | 112 | 305  | 122 | 273  | 132 | 257  | 140 | 243 |     |
|                                  |                           | 440  | 91  | 381  | 105 | 342  | 117 | 313  | 128 | 239  | 138 | 272  | 147 | 258 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 1000                      | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 470  | 97  | 409  | 111 | 369  | 122 | 337  | 133 | 254  | 143 | 285  | 155 | 245 |     |
|                                  |                           | 500  | 103 | 436  | 117 | 396  | 128 | 364  | 138 | 281  | 158 | 302  | 160 | 260 |     |
|                                  |                           | 530  | 109 | 463  | 123 | 423  | 133 | 390  | 144 | 308  | 163 | 327  | 167 | 271 |     |
|                                  |                           | 560  | 115 | 490  | 129 | 450  | 139 | 416  | 149 | 334  | 168 | 356  | 171 | 282 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 245  | 49  | 222  | 54  | 207  | 58  | 197  | 61  | 185  | 65  | 176  | 68  | 169 |     |
|                                  |                           | 286  | 56  | 258  | 62  | 239  | 67  | 225  | 71  | 213  | 75  | 203  | 79  | 195 |     |
|                                  |                           | 323  | 62  | 290  | 69  | 267  | 75  | 250  | 80  | 235  | 85  | 225  | 89  | 174 |     |
|                                  |                           | 358  | 67  | 320  | 75  | 293  | 82  | 273  | 88  | 258  | 93  | 255  | 102 | 244 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 394  | 71  | 350  | 80  | 318  | 89  | 295  | 95  | 277  | 101 | 254  | 106 | 252 |     |
|                                  |                           | 427  | 75  | 376  | 85  | 340  | 94  | 317  | 101 | 298  | 108 | 280  | 114 | 269 |     |
|                                  |                           | 458  | 79  | 400  | 90  | 364  | 99  | 336  | 107 | 316  | 114 | 298  | 121 | 283 |     |
|                                  |                           | 485  | 83  | 426  | 94  | 385  | 104 | 354  | 113 | 333  | 120 | 315  | 127 | 299 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 512  | 85  | 443  | 93  | 404  | 109 | 372  | 118 | 349  | 126 | 328  | 134 | 314 |     |
|                                  |                           | 546  | 90  | 470  | 98  | 431  | 114 | 397  | 123 | 362  | 139 | 345  | 140 | 328 |     |
|                                  |                           | 579  | 95  | 497  | 103 | 458  | 119 | 424  | 128 | 389  | 144 | 370  | 146 | 351 |     |
|                                  |                           | 612  | 100 | 524  | 108 | 485  | 124 | 451  | 133 | 416  | 151 | 403  | 156 | 374 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 646  | 105 | 551  | 113 | 512  | 129 | 478  | 138 | 443  | 156 | 429  | 161 | 406 |     |
|                                  |                           | 680  | 110 | 578  | 118 | 539  | 134 | 504  | 143 | 468  | 166 | 448  | 164 | 430 |     |
|                                  |                           | 714  | 115 | 605  | 123 | 566  | 139 | 531  | 148 | 495  | 171 | 475  | 169 | 454 |     |
|                                  |                           | 748  | 120 | 632  | 128 | 593  | 144 | 558  | 153 | 524  | 176 | 500  | 174 | 478 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 782  | 125 | 659  | 128 | 610  | 140 | 575  | 150 | 540  | 171 | 512  | 178 | 482 |     |
|                                  |                           | 816  | 130 | 686  | 133 | 637  | 145 | 602  | 155 | 565  | 176 | 537  | 183 | 487 |     |
|                                  |                           | 850  | 135 | 713  | 138 | 654  | 145 | 619  | 155 | 582  | 181 | 554  | 183 | 492 |     |
|                                  |                           | 884  | 140 | 740  | 143 | 681  | 150 | 646  | 160 | 609  | 186 | 581  | 188 | 497 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 918  | 145 | 767  | 148 | 718  | 153 | 683  | 160 | 648  | 181 | 619  | 186 | 502 |     |
|                                  |                           | 952  | 150 | 794  | 153 | 745  | 158 | 710  | 165 | 675  | 186 | 646  | 191 | 507 |     |
|                                  |                           | 986  | 155 | 821  | 158 | 772  | 163 | 737  | 170 | 702  | 191 | 673  | 196 | 512 |     |
|                                  |                           | 1020   | 160 | 848  | 163 | 799  | 168 | 764  | 175 | 729  | 196 | 690  | 201 | 517 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 1054   | 165 | 875  | 163 | 826  | 168 | 791  | 170 | 756  | 191 | 727  | 196 | 522 |     |
|                                  |                           | 1088   | 170 | 902  | 168 | 853  | 173 | 818  | 175 | 783  | 196 | 754  | 201 | 527 |     |
|                                  |                           | 1122   | 175 | 929  | 173 | 880  | 178 | 841  | 180 | 806  | 201 | 779  | 206 | 532 |     |
|                                  |                           | 1156   | 180 | 956  | 178 | 907  | 183 | 868  | 185 | 833  | 206 | 804  | 211 | 537 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 1190   | 185 | 983  | 183 | 934  | 188 | 899  | 180 | 864  | 211 | 835  | 216 | 542 |     |
|                                  |                           | 1224   | 190 | 1010 | 188 | 961  | 193 | 921  | 185 | 896  | 216 | 860  | 221 | 547 |     |
|                                  |                           | 1258   | 195 | 1037 | 193 | 988  | 198 | 948  | 190 | 913  | 221 | 885  | 226 | 552 |     |
|                                  |                           | 1292   | 200 | 1064 | 198 | 1015 | 203 | 975  | 195 | 940  | 226 | 910  | 231 | 557 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 1326   | 205 | 1091 | 203 | 1042 | 208 | 1007 | 190 | 970  | 201 | 935  | 231 | 562 |     |
|                                  |                           | 1360   | 210 | 1118 | 208 | 1069 | 213 | 1035 | 195 | 998  | 206 | 963  | 236 | 567 |     |
|                                  |                           | 1394   | 215 | 1145 | 213 | 1096 | 218 | 1062 | 200 | 1026 | 211 | 990  | 241 | 572 |     |
|                                  |                           | 1428   | 220 | 1172 | 218 | 1123 | 223 | 1089 | 205 | 1053 | 216 | 1017 | 246 | 577 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 1462   | 225 | 1200 | 223 | 1150 | 228 | 1115 | 200 | 1080 | 221 | 1040 | 241 | 582 |     |
|                                  |                           | 1496   | 230 | 1227 | 228 | 1177 | 233 | 1142 | 205 | 1107 | 226 | 1067 | 246 | 587 |     |
|                                  |                           | 1530   | 235 | 1254 | 233 | 1204 | 238 | 1169 | 210 | 1134 | 231 | 1094 | 251 | 592 |     |
|                                  |                           | 1564   | 240 | 1281 | 238 | 1231 | 243 | 1196 | 215 | 1161 | 236 | 1121 | 256 | 597 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 1598   | 245 | 1308 | 243 | 1258 | 248 | 1221 | 210 | 1213 | 241 | 1148 | 251 | 602 |     |
|                                  |                           | 1632   | 250 | 1335 | 248 | 1285 | 253 | 1248 | 215 | 1240 | 246 | 1175 | 256 | 607 |     |
|                                  |                           | 1666   | 255 | 1362 | 253 | 1312 | 258 | 1275 | 220 | 1267 | 246 | 1202 | 261 | 612 |     |
|                                  |                           | 1700   | 260 | 1389 | 258 | 1339 | 263 | 1302 | 225 | 1294 | 251 | 1229 | 266 | 617 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 1734   | 265 | 1416 | 263 | 1366 | 268 | 1329 | 220 | 1326 | 256 | 1256 | 261 | 622 |     |
|                                  |                           | 1768   | 270 | 1443 | 268 | 1393 | 273 | 1356 | 225 | 1353 | 261 | 1283 | 266 | 627 |     |
|                                  |                           | 1802   | 275 | 1470 | 273 | 1420 | 278 | 1383 | 230 | 1380 | 266 | 1310 | 271 | 632 |     |
|                                  |                           | 1836   | 280 | 1497 | 278 | 1447 | 283 | 1410 | 235 | 1407 | 271 | 1337 | 276 | 637 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 1870   | 285 | 1524 | 283 | 1474 | 288 | 1437 | 230 | 1434 | 276 | 1364 | 281 | 642 |     |
|                                  |                           | 1904   | 290 | 1551 | 288 | 1501 | 293 | 1464 | 235 | 1461 | 281 | 1391 | 286 | 647 |     |
|                                  |                           | 1938   | 295 | 1578 | 293 | 1528 | 298 | 1491 | 240 | 1488 | 286 | 1418 | 291 | 652 |     |
|                                  |                           | 1972   | 300 | 1605 | 298 | 1555 | 303 | 1518 | 245 | 1515 | 291 | 1445 | 296 | 657 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 2006   | 305 | 1632 | 303 | 1582 | 308 | 1545 | 240 | 1542 | 296 | 1472 | 301 | 662 |     |
|                                  |                           | 2040   | 310 | 1659 | 308 | 1609 | 313 | 1572 | 245 | 1572 | 301 | 1500 | 306 | 667 |     |
|                                  |                           | 2074   | 315 | 1686 | 313 | 1636 | 318 | 1602 | 250 | 1602 | 306 | 1527 | 311 | 672 |     |
|                                  |                           | 2108   | 320 | 1713 | 318 | 1663 | 323 | 1629 | 255 | 1629 | 311 | 1554 | 316 | 677 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 2142   | 325 | 1740 | 323 | 1690 | 328 | 1653 | 250 | 1650 | 316 | 1581 | 321 | 682 |     |
|                                  |                           | 2176   | 330 | 1767 | 328 | 1717 | 333 | 1680 | 255 | 1680 | 321 | 1608 | 326 | 687 |     |
|                                  |                           | 2210   | 335 | 1794 | 333 | 1744 | 338 | 1707 | 260 | 1707 | 326 | 1635 | 331 | 692 |     |
|                                  |                           | 2244   | 340 | 1821 | 338 | 1771 | 343 | 1734 | 265 | 1734 | 331 | 1662 | 336 | 697 |     |
| Tous<br>les niveaux<br>desservis | 630                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 2278   | 345 | 1848 | 343 | 1800 | 348 | 1763 | 260 | 1760 | 336 | 1689 | 341 | 702 |     |
|                                  |                           | 2312   | 350 | 1875 | 348 | 1827 | 353 | 1790 | 265 | 1790 | 341 | 1716 | 346 | 707 |     |
|                                  |                           | 2346   | 355 | 1902 | 353 | 1854 | 358 | 1817 | 270 | 1817 | 346 | 1743 | 346 | 712 |     |
|                                  |                           | 2380   | 360 | 1929 | 358 | 1881 | 363 | 1844 | 275 | 1844 | 351 | 1770 | 351 | 717 |     |
| 1 niveau<br>desservi<br>sur 2    | 400                       | P  | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P    | I   | P   | I   |
|                                  |                           | 2414   | 365 | 1956 | 363 | 1908 | 368 | 1871 | 270 | 1868 | 356 | 1797 | 351 | 722 |     |
|                                  |                           | 2448   | 370 | 1983 | 368 | 1935 | 373 | 1904 | 275 | 1904 | 361 | 1824 | 356 | 727 |     |
|                                  |                           | 2482   |     |      |     |      |     |      |     |      |     |      |     |     |     |