



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE  
ET POPULAIRE**



**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université Echahid Hamma Lakhdar El Oued**

**Faculté de la Technologie**

**Département d'Hydraulique et de Génie Civil**

**Mémoire**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme du Master en Génie Civil**

**Option: Matériaux En Génie Civil**

## **Etude d'un Bâtiment (R+8) en Béton Armé avec un Contreventement Mixte**

**Dirigé par:**

**Masmoudi Fouzi**

**Présenté par:**

**Boukhezza Fatma Zohra**

**Dr. LOGBI Abdelaziz**

**MAB**

**Président**

**Dr. SOULIMANE Ilyes**

**MAB**

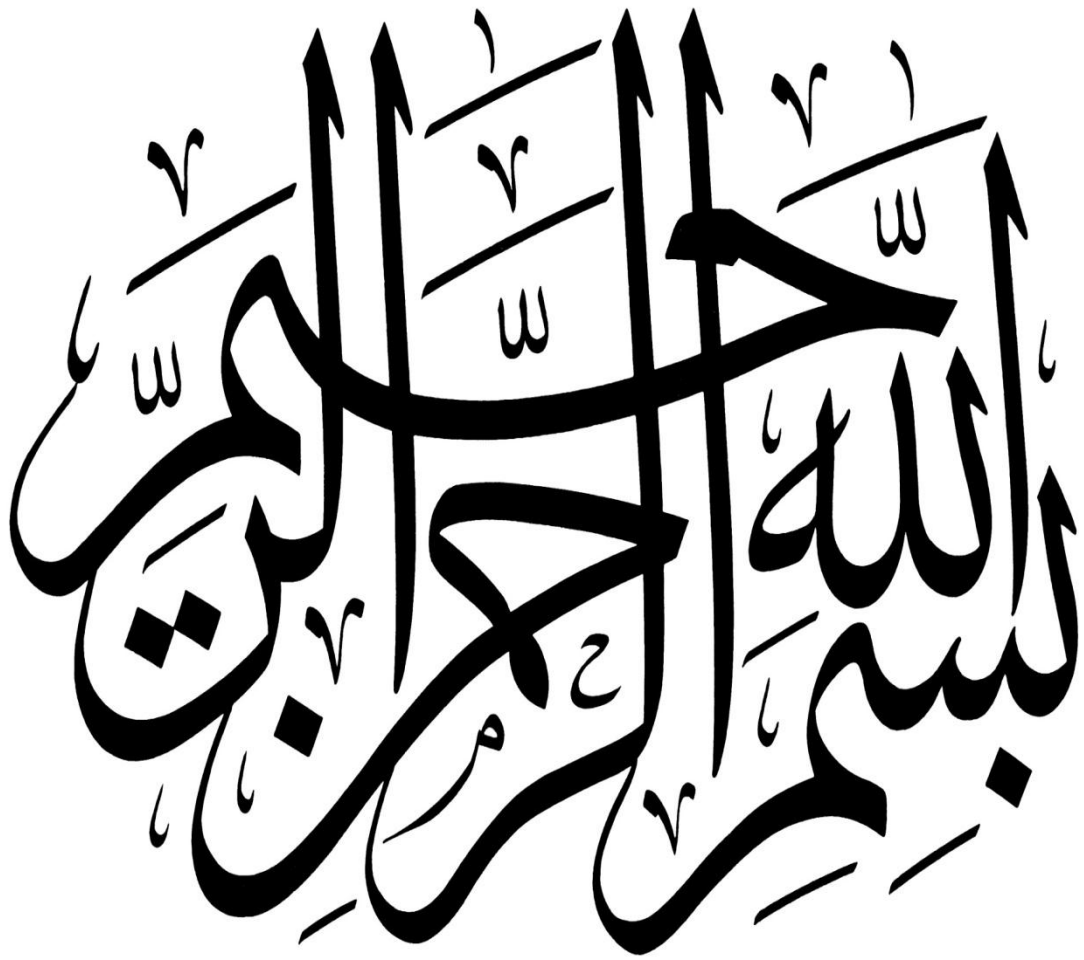
**Examineur**

**Dr. MASMOUDI Fouzi**

**MAB**

**Encadreur**

**Promotion : Juin 2024**





# Dédicace

**À celui qui possède un parcours élogieux et une pensée éclairée, il lui revient le premier mérite dans mon accès à l'enseignement supérieur. Je dédie ce travail à mes chers parents, que je ne pourrai jamais remercier assez pour tout ce qu'ils ont fait pour moi, car sans eux, je n'aurais jamais atteint ce que je suis aujourd'hui. À mes frères que j'aime tant et à mon cher époux. À mon professeur Mohamed Amin et à l'ingénieur Mohamed D. À**

**mes amies avec qui j'ai partagé des moments merveilleux, ainsi qu'à ma famille paternelle, maternelle**

**et fraternelle, et à tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour. À tous ceux qui m'ont guidé vers la porte du succès. À tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à la réalisation de ce travail.**

# شكر والعرفان

الحمد لله على نعمائه، والصلاة والسلام على صفوة خلقه وأنبيائه، وعلى آله وأصحابه، وبعد: يطيب لنا وقد من الله علينا بإكمال هذه المذكرة أن نرد الجميل لأهله، وتنسب الفضل لأصحابه، فالشكر الله أولاً وآخرأ على نعمه العظيمة وآلاته الجسيمة على ما ينشر لنا من إنجاز هذه المذكرة، فله الحمد والثناء بما هو أهله.

وانطلاقاً من قول المصطفى صلى الله عليه وسلم . "لا يشكر الله من لا يشكر الناس" (رواه أحمد والترمذي نتقدم بجزيل الشكر والتقدير للصرح العلمي الشامخ بجامعة حمه لخضر — الوادي، كما تقدم شكرنا لكلية التكنولوجيا، والشكر موصول لقسم الهندسة المدنية. وبأصدق العبارات وأوفاهها تقدم شكرنا وتقديرنا للاستاذ الفاضل: "فوزي مصمودي"، المشرف على هذه

المذكرة ، على ما أولانا به من اهتمام، ونصح، وإرشاد، فجزاه الله خير ما جرى به أستاذاً عن طالبه. كما لا يفوتنا أن نتقدم بكل الشكر والامتنان لكل من ساهم في إنجاز هذا البحث ولو بدعاء وأخيراً نسأل الله العظيم أن تكون قد وفقنا في هذه الرسالة، فما من توفيق فمن الله، وما كان من خطأ فمن أنفسنا ومن الشيطان .

وَمَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ وَإِلَيْهِ أُنِيبُ (3) سورة هود



## Table des matières

|                                                             |             |
|-------------------------------------------------------------|-------------|
| Dédicace                                                    | -           |
| Remerciement                                                | -           |
| Table des matières                                          | <b>I</b>    |
| Liste Des Tableaux                                          | <b>V</b>    |
| Liste Des Figures                                           | <b>VI</b>   |
| Notations Et Symboles                                       | <b>VIII</b> |
| Abstract                                                    | <b>XI</b>   |
| <b>Plans d'architecture</b>                                 |             |
| Introduction Générale                                       | <b>1</b>    |
| <b>Chapitre I</b>                                           |             |
| <b>Présentation et Description de l'Ouvrage</b>             |             |
| I-1 : Présentation Générale                                 | <b>4</b>    |
| I-2 : Description de l'ouvrage                              | <b>4</b>    |
| I-3 : Eléments de l'ouvrage                                 | <b>4</b>    |
| I-4 : Élément constitutif de l'infrastructure               | <b>5</b>    |
| I-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux             | <b>5</b>    |
| <b>Chapitre II</b>                                          |             |
| <b>Pré-dimensionnement et Descente de Charge</b>            |             |
| II-1- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) | <b>13</b>   |
| II-1-1 Charges permanentes                                  | <b>13</b>   |
| II-1-2 : Surcharges d'exploitations                         | <b>18</b>   |
| II-2/ Pré dimensionnement                                   | <b>18</b>   |
| II-2-1/ Planchers                                           | <b>18</b>   |
| II-2-2/ Poutres                                             | <b>19</b>   |
| II-2-3 : Poteaux                                            | <b>21</b>   |
| II-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation         | <b>22</b>   |
| II -3Vérification selon le RPA99 version2003                | <b>25</b>   |
| II-4 Voiles                                                 | <b>28</b>   |
| <b>Chapitre III</b>                                         |             |
| <b>Ferraillage Des Eléments Non-Structuraux</b>             |             |
| III-1 Calcul de l'acrotère                                  | <b>30</b>   |
| III-1-1 Détermination des sollicitations                    | <b>31</b>   |
| III-1-2 Combinaison des charges                             | <b>31</b>   |
| III-1-3 Ferraillage de l'acrotère                           | <b>31</b>   |
| III-1-4 Vérification à l'ELU                                | <b>33</b>   |
| III-1-5 Vérification à l'ELS                                | <b>34</b>   |
| III-1-6 Vérification de l'acrotère au séisme                | <b>37</b>   |
| III-2 Calcul d'escaliers                                    | <b>38</b>   |

|                                                           |     |
|-----------------------------------------------------------|-----|
| III-2-1 Définition                                        | 38  |
| III-2-2 Terminologie                                      | 38  |
| III-2-3 calcul d'escalier du 1er schéma statique          | 39  |
| III-2-4 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier  | 40  |
| III-2-10-3/ Détermination des charges et surcharges       | 41  |
| III-2-10-4/ Combinaisons des charges                      | 42  |
| III-2-10-5/ Calcul à l'état limite ultime (ELU)           | 42  |
| III-2-10-7/ Ferrailage                                    | 46  |
| III-2-10-8 Vérification à l'ELU                           | 48  |
| III-2-10-9 Etat limite de service (ELS)                   | 49  |
| III-2-10-6 Diagramme des sollicitations : (ELS)           | 53  |
| III-2-10-11 vérification à l'ELS                          | 54  |
| III 2-11 Poutre palière                                   | 57  |
| III-2-12 Calcul du grand palier                           | 65  |
| III-3 Calcul des Balcons                                  | 70  |
| III-3-1-pré dimensionnement de la dalle pleine            | 70  |
| III-3-2-Schéma statique de calcul                         | 70  |
| III-3-3 Calcul d'efforts                                  | 71  |
| III-3-4 Combinaisons de charges                           | 71  |
| III-3-5 ferrailage                                        | 71  |
| III-3-6 vérification à l'ELU                              | 72  |
| III-3-7 Vérification à l'ELS                              | 73  |
| <b>Chapitre IV</b><br><b>ÉTUDE SISMIQUE</b>               |     |
| IV.1. Étude sismique                                      | 100 |
| IV.1.1. Méthodes de calcul                                | 100 |
| IV.1.1.1. Méthode statique équivalente                    | 100 |
| IV.1.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale              | 100 |
| IV.1.1.3. Choix de la méthode                             | 100 |
| IV.2. Modélisation des structures                         | 100 |
| IV.2.1. Présentation du logiciel ETABS                    | 101 |
| IV.3. Calcul de la masse de la structure                  | 101 |
| IV.3.1. Détermination des poids (Wt)                      | 102 |
| IV.3.1.1. Détermination des poids du chaque niveau        | 102 |
| IV.4. Détermination et estimation du période fondamentale | 102 |
| IV.4.1. Période fondamentale                              | 102 |
| IV.5. Détermination de la force sismique totale (V)       | 103 |
| IV.6. Disposition des voiles                              | 104 |
| IV.7. Calcul des coefficients de participation modale     | 106 |

|                                                                                       |            |
|---------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| IV.8. Vérification de l'effort normal réduit                                          | <b>108</b> |
| IV.9. Vérification des déplacements                                                   | <b>109</b> |
| IV.10. Vérification de l'effet P-Delta                                                | <b>110</b> |
| IV.10.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur          | <b>110</b> |
| IV.11. Caractéristiques Géométriques                                                  | <b>111</b> |
| IV.11.1. Centre de masse                                                              | <b>111</b> |
| IV.11.2. Calcul de l'excentricité                                                     | <b>112</b> |
| IV.11.2.1. Excentricité théorique                                                     | <b>112</b> |
| IV.11.2.2. Excentricité accidentelle                                                  | <b>112</b> |
| <b>Chapitre V</b>                                                                     |            |
| <b>FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX</b>                                           |            |
| V.1. Ferrailage des poteaux                                                           | <b>114</b> |
| V.1.1. Méthode de calcul                                                              | <b>114</b> |
| V.1.2. Ferrailage exigé par R.P.A99/Version 2003                                      | <b>115</b> |
| V.1.3. Calcul des armatures longitudinale                                             | <b>116</b> |
| V.1.3.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R                                           | <b>118</b> |
| V.2. Ferrailage des poutres                                                           | <b>122</b> |
| V.2.1. Méthode de calcul                                                              | <b>122</b> |
| V.2.2. Recommandation du R.P.A 99/Version 2003 pour le ferrailage des poutres         | <b>123</b> |
| V.2.3. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm <sup>2</sup>                     | <b>123</b> |
| V.2.3.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R                                           | <b>124</b> |
| V.2.4. Ferrailage des poutres secondaire (30×35) cm <sup>2</sup>                      | <b>125</b> |
| V.2.4.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R                                           | <b>125</b> |
| V.2.5. Vérifications nécessaires pour les poutres principale (30×40) cm <sup>2</sup>  | <b>127</b> |
| V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement                                  | <b>127</b> |
| V.2.7. Calcul des armatures transversales                                             | <b>127</b> |
| V.2.7.1.1. Pourcentage minimal des armatures transversales                            | <b>128</b> |
| V.2.7.1.2. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis                               | <b>128</b> |
| V.2.7.1.3. Entraînement des armatures                                                 | <b>128</b> |
| V.2.8. Vérification à l'E.L.S                                                         | <b>129</b> |
| V.2.9. Vérification de la flèche                                                      | <b>132</b> |
| V.2.10. Vérifications nécessaires pour les poutres secondaire (30×35) cm <sup>2</sup> | <b>132</b> |
| V.2.11. Vérification de la contrainte de cisaillement                                 | <b>132</b> |
| V.2.12. Calcul des armatures transversales                                            | <b>132</b> |
| V.2.12.1.1. Pourcentage minimal des armatures transversales                           | <b>133</b> |
| V.2.12.1.2. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis                              | <b>133</b> |
| V.2.12.1.3. Entraînement des armatures                                                | <b>133</b> |
| V.2.13. Vérification à l'E.L.S                                                        | <b>135</b> |
| V.2.14. Vérification de la flèche                                                     | <b>137</b> |

|                                                                               |            |
|-------------------------------------------------------------------------------|------------|
| V.3. Ferrailage des voiles                                                    | <b>138</b> |
| V.3.1. Voiles assurant                                                        | <b>138</b> |
| V.3.2. Système de contreventement                                             | <b>138</b> |
| V.3.3. Recommandations du R.P.A99/version 2003                                | <b>139</b> |
| V.3.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes                       | <b>140</b> |
| V.3.5. Calcul de voile                                                        | <b>141</b> |
| V.3.5.1.1. Détermination des armatures verticales                             | <b>142</b> |
| V.3.5.1.2. Détermination des armatures horizontales                           | <b>142</b> |
| V.3.5.1.3. Calcul des armatures transversales                                 | <b>142</b> |
| V.3.5.1.4. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles | <b>142</b> |
| <b>Chapitre IV</b><br><b>ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>                        |            |
| VI.1. Fondation                                                               | <b>145</b> |
| VI.2. Combinaisons des charges                                                | <b>145</b> |
| VI.2.1. Fonctions assurées par les fondations                                 | <b>145</b> |
| VI.2.2. Choix de type de fondation                                            | <b>146</b> |
| VI.2.3. Détermination du type de fondation                                    | <b>146</b> |
| VI.2.4. Vérification des semelles isolées                                     | <b>146</b> |
| VI.2.5. Vérification des semelles filantes                                    | <b>147</b> |
| VI.3. Etude du Radier général                                                 | <b>147</b> |
| VI.3.1. Définition du radier                                                  | <b>147</b> |
| VI.3.2. Pré dimensionnement et ferrailage du radier général                   | <b>148</b> |
| VI.4 Dimensionnement des poutres de libage                                    | <b>149</b> |
| VI.4.1. Vérification des contraintes                                          | <b>149</b> |
| VI.4.2. La longueur élastique                                                 | <b>149</b> |
| VI.4.3. Condition de non poinçonnement                                        | <b>150</b> |
| VI.4.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier                       | <b>150</b> |
| VI.5. Ferrailage du radier                                                    | <b>151</b> |
| VI.5.1. Méthode de calcul                                                     | <b>151</b> |
| VI.5.2. Détermination des efforts                                             | <b>152</b> |
| VI.6. Ferrailage de poutre de libage                                          | <b>159</b> |
| VI.6.1. Sens longitudinal                                                     | <b>160</b> |
| VI.6.2. Calcul du ferrailage                                                  | <b>160</b> |
| VI.6.3. Sens transversal                                                      | <b>161</b> |
| VI.6.4. Calcul du ferrailage                                                  | <b>161</b> |
| VI.6.5. Armature de peau                                                      | <b>162</b> |
| VI.7. Contrainte de cisaillement                                              | <b>163</b> |
| Conclusion                                                                    | <b>166</b> |
| Annex                                                                         | <b>168</b> |



## Liste Des Tableaux :

|                                                                                          |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau1-1 : caractéristiques géométriques du bâtiment                                   | 4   |
| Tableau II .1: charges et surcharge du plancher terrasse                                 | 13  |
| Tableau II. 2 : Charges et surcharge des étages courants                                 | 14  |
| Tableau II. 3 : Charges et surcharge du plancher dalle pleine                            | 15  |
| Tableau II. 4 : Charges et surcharge du mur extérieure                                   | 15  |
| Tableau II. 5 : Charges et surcharge du murs intérieurs                                  | 16  |
| Tableau II. 6 : Charges et surcharge Balcon en dalle pleine                              | 17  |
| Tableau II. 7 : Charges et surcharge permanents des voiles                               | 17  |
| Tableau II .8: Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité. | 24  |
| Tableau III.1: Calcul de ferrailage de poutrelle en travée                               | 91  |
| Tableau III.2: Calcul de ferrailage de poutrelle sur appuis intermédiaire                | 92  |
| Tableau III.3: Calcul de ferrailage de poutrelle sur appuis en rive                      | 92  |
| Tableau III.4: Vérification à l'état limite de service E.L.S en travée                   | 95  |
| Tableau III.5: Vérification à l'état limite de service E.L.S sur appuis                  | 96  |
| Tableau III.6: Ferrailage des poutrelles                                                 | 97  |
| Tableau IV.1: Poids de chaque étage.                                                     | 101 |
| Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités $P_q$                                               | 102 |
| Tableau IV.3: Tableau des modes et des périodes                                          | 105 |
| Tableau IV.4: Tableau de vérification d'effort normal.                                   | 107 |
| Tableau IV.5: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.                 | 108 |
| Tableau IV.6: Vérification à l'effet $P-\Delta$                                          | 110 |
| Tableau VI.7: Centre de masse et Centre de rigidité                                      | 111 |
| Tableau V.7: Sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99                     | 115 |
| Tableau V.8: Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire                              | 117 |
| Tableau V.9: Ferrailage des poteaux                                                      | 118 |
| Tableau V.4: Calcul de ferrailage de la poutre principale en travée                      | 124 |
| Tableau V.5: Calcul de ferrailage de la poutre principale sur appuis                     | 124 |
| Tableau V.6: Calcul de ferrailage de la poutre principale en travée                      | 125 |
| Tableau V.7: Calcul de ferrailage de la poutre principale sur appuis                     | 126 |
| Tableau V.8: Vérification à l'état limite de service en travée                           | 129 |
| Tableau V.9: Vérification à l'état limite de service su appuis                           | 130 |
| Tableau V.10: Vérification à l'état limite de service en travée                          | 134 |
| Tableau V.11: Vérification à l'état limite de service su appuis                          | 135 |
| Tableau VI. 1: les moments fléchissant suivant les deux sens.                            | 151 |
| Tableau VI.02 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)              | 154 |
| Tableau VI.03 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)              | 155 |
| Tableau VI.04 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)              | 156 |
| Tableau VI.05 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)              | 157 |

## Liste Des Figures :

|                                                                             |     |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig. I .1 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes–Déformations.      | 8   |
| Fig. I .2 : diagramme contrainte déformation du béton à l'E.L.              | 9   |
| Fig. I .3 : diagramme contrainte – déformation d'acier.                     | 11  |
| Figure.II. 1 : Eléments constituant le « plancher-terrasse ».               | 13  |
| Figure.II. 2: Eléments constituant le plancher « étage – courant »          | 14  |
| Figure. II-3 : Eléments constituant la dalle pleine.                        | 15  |
| Figure. II-4 : Coupe verticale d'un mur extérieur.                          | 16  |
| Figure.II-5 : Coupe verticale d'un mur intérieur.                           | 16  |
| Figure.II-6 : Coupe verticale de l'acrotère.                                | 16  |
| Figure- II-7 : Eléments constituant la dalle pleine.                        | 17  |
| Figure II .8 : plancher étage courant                                       | 19  |
| Figure II .9 : Poteau le plus sollicité                                     | 21  |
| Figure II .10 : Poteau le plus sollicité                                    | 23  |
| Figure II.11: Coupe de voile en élévation                                   | 25  |
| Figure II .12: dimensionnements d'un voile                                  | 28  |
| Figure III- 1 : Coupe verticale de l'acrotère                               | 30  |
| Figure III- 2 : Schéma statique                                             | 30  |
| Figure III- 3 : Détermination des sollicitations                            | 31  |
| Figure III-4: Diagramme des contraintes                                     | 34  |
| Figure III-5 : Ferrailage de l'acrotère.                                    | 38  |
| Figure III.2-1: Schéma de l'escalier                                        | 39  |
| Figure III-2-2: schéma statique                                             | 39  |
| Figure III.3-1 Schéma statique du balcon                                    | 70  |
| Figure III.6:Schéma d'un plancher à corps creux                             | 75  |
| Figure III.7:Types des travées                                              | 77  |
| Figure III.8: Poutres continues à plusieurs appuis,                         | 79  |
| Figure III.9: Isolant deux travées adjacentes                               | 79  |
| Figure III.10: Type 01 de la poutrelle                                      | 80  |
| Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants T [KN]                      | 84  |
| Figure III.1:Schéma de ferrailage de la dalle de compression                | 84  |
| Figure III.2:Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse                   | 85  |
| Figure IV.1 Forme du spectre de réponse.                                    | 103 |
| Figure IV.2: Disposition des voiles                                         | 104 |
| Figure IV.3: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS                   | 105 |
| Figure IV.4 : les principaux modes de la vibration.                         | 107 |
| Figure V.3: Zone nodale                                                     | 114 |
| Figure V.4: Schéma de ferrailage d'une poutre principale                    | 121 |
| Figure V.5: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire                    | 136 |
| Figure V.6: Section de voile à calculé                                      | 140 |
| Figure V.7: Schéma de ferrailage du voile                                   | 142 |
| Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux | 146 |
| Figure VI.2 : Ferrailage du Détermination des efforts                       | 151 |

|                                                                                |    |
|--------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure VI.2 : Ferrailage du radier général                                     | 15 |
| . Figure VI.4: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale | 16 |
| Figure VI.5 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale   |    |

## NOTATIONS ET SYMBOLES

| Symboles          | Signification                                                                                                    |
|-------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| E.L.S             | Etat Limite De Service,                                                                                          |
| E.L.U             | Etat Limite Ultime,                                                                                              |
| Cte               | Valeur Constance,                                                                                                |
| $A_s$             | Section D'aciers,                                                                                                |
| $A_s'$            | Section D'aciers Comprimés,                                                                                      |
| $A_{max} A_{min}$ | Section D'acier Maximale Et Minimale,                                                                            |
| A.N               | Axe Neutre,                                                                                                      |
| $A_s$             | Armatures Supérieures,                                                                                           |
| $A_t$             | Section D'un Cours D'armatures Transversales,                                                                    |
| $B_r$             | Section Réduite,                                                                                                 |
| $B_o$             | Section Homogène Totale,                                                                                         |
| $E_s$             | Module D'élasticité,                                                                                             |
| $F_{bc}$          | Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,                                                             |
| G                 | Action Permanente,                                                                                               |
| $I_0$             | Moment D'inertie De La Section Totale Homogène                                                                   |
| $M_a$             | Moment Sur Appui,                                                                                                |
| $M_{Ser}$         | Moment Fléchissant A L'E.L.S,                                                                                    |
| $M_U$             | Moment Fléchissant A L'E.L.U,                                                                                    |
| $M_{\hat{a}x}$    | Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,                                                     |
| $M_{oy}$          | Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé<br>Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$ |
| $N_{Ser}$         | Effort Normal De Service,                                                                                        |
| $N_u$             | Effort Normal Ultime,                                                                                            |
| $P_{Ser}$         | Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,                                                                           |
| $P_u$             | Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,                                                                           |
| $V_u$             | Effort Tranchant A L'E.L.U,                                                                                      |
| A                 | Plus Petite Dimension D'une Section Transversale                                                                 |
| a-b               | Dimensions En Plans D'un Poteau,                                                                                 |
| B                 | Largeur D'une Table De Compression,                                                                              |
| $b_0$             | Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T                                          |

|                     |                                                                                                                        |
|---------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $b_1$               | Largeur d'une aile de tension en T,                                                                                    |
| D                   | hauteur utile d'une section,                                                                                           |
| $e_0$               | Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,                                                                |
| $f_{cj}$            | Résistance caractéristique du béton à la compression- j- jours,                                                        |
| $f_{c28}$           | Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,                                                           |
| $f_e$               | Limite d'élasticité de l'acier,                                                                                        |
| $f_{tj}$            | Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours,                                                        |
| $f_{t28}$           | Résistance conventionnelle à la traction du béton a 28 j,                                                              |
| $h$                 | Hauteur totale d'une section,                                                                                          |
| $h_0$               | Hauteur d'une table de compression,                                                                                    |
| $i$                 | rayon de giration,                                                                                                     |
| $l_a$               | Portée d'ancrage,                                                                                                      |
| $l_f$               | hauteur de flambement,                                                                                                 |
| $l_i$               | Portée de travée,                                                                                                      |
| $l_r$               | Longueur de recouvrement,                                                                                              |
| $l_s$               | Longueur de scellement,                                                                                                |
| $l_o$               | Longueur fictive,                                                                                                      |
| $\eta = 15$         | coefficient d'équivalence,                                                                                             |
| $S_t$               | Espacement des armatures transversales,                                                                                |
| $\epsilon_{bc}$     | Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé                                                                     |
| $\epsilon_s$        | Allongement relatif des aciers tendus,                                                                                 |
| $\epsilon_{sc}$     | Raccourcissement relatif des aciers comprimé,                                                                          |
| $\epsilon_{sl}$     | Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul<br>( $f_e / \gamma_s$ ), |
| $\Pi$               | Coefficient de fissuration,                                                                                            |
| $\lambda$           | Élancement géométrique,                                                                                                |
| $\mu$               | Coefficient de frottement acier /béton,                                                                                |
| $\nu$               | Coefficient de poisson ; effort normal réduit,                                                                         |
| $\sigma_{bc}$       | Contrainte de compression du béton,                                                                                    |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ | Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S                                                                          |
| $\sigma_s$          | Contrainte de traction de l'acier,                                                                                     |

|                    |                                                  |
|--------------------|--------------------------------------------------|
| $\tau_{SU}$        | Contrainte d'adhérence limite,                   |
| $\tau_U$           | Contrainte tangentielle conventionnelle,         |
| $\phi$             | Diamètre d'une barre,                            |
| $\phi_l$           | Diamètre d'une barre longitudinale,              |
| $\phi_t$           | Diamètre d'une barre transversale                |
| $\Psi, \bar{\Psi}$ | Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes, |
| $\Psi_s$           | Coefficient de scellement,                       |

## ملخص

في هذا المشروع، قمنا بإعداد تحليل فني لمبنى سكني مكون من خرسانة مسلحة ويضم طابقاً أرضياً وثمانية طوابق. تم تصميم المبنى وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية الحالية (RPA 99 V2003) وتوجيهات منطقة الزلزال (IIa)، مع استخدام جدران للتوجيه وتحليل المنطقة الزلزالية.

تمت عمليات التصميم وحساب التسليح للعناصر الهيكلية وغير الهيكلية وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية (RPA 99 V2003) والمعايير المعمارية الفرنسية (B.A.E.L 91)، للأحمال الثابتة وأحمال التشغيل.

يتألف مشروعنا من ستة أقسام رئيسية:

1. وصف عام للمشروع والخصائص الهندسية والجيو تكنولوجية والتقنية، بالإضافة إلى الخصائص الصلبة للسقف.
2. مرحلة التصميم التقديري للعناصر المقاومة مثل الأسقف والكمرات والسلالم والجدران.
3. دراسة العناصر غير الهيكلية مثل الكمرات والسلالم والجدران الخارجية والشرفات والأرضيات.
4. دراسة السلوك الديناميكي باستخدام برنامج ETABS ANALYSIS STRUCTURAL لنمذجة الهيكل.
5. تسليح العناصر الهيكلية مثل الأساسات والجدران الحاملة والأعمدة.
6. تصميم ودراسة البنية الأساسية مع استنتاج عام.

**الكلمات المفتاحية:** مبنى من خرسانة مسلحة ETABS ، RPA 99 V2003 ، تقويم مختلط، دراسة ديناميكية.

## Résumé

Dans ce projet, nous avons préparé une analyse technique d'un immeuble résidentiel en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et de 8 étages. Le bâtiment a été conçu conformément aux réglementations parasismiques algériennes actuelles (RPA 99 V2003) et aux directives de la zone sismique (IIa), en utilisant des murs de contreventement et une analyse de la zone sismique.

La conception et le dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux ont été réalisés conformément aux réglementations parasismiques algériennes (RPA 99 V2003) et aux normes architecturales françaises (B.A.E.L 91), pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.

Notre projet se compose de six sections principales:

- 1 .Une description générale du projet, des caractéristiques géotechniques et techniques, ainsi que des caractéristiques solides de la toiture du sous-sol.
- 2 .Une phase de conception préliminaire des éléments de résistance tels que les planchers, les poutres, les escaliers et les murs.
- 3 .Une étude des éléments non structuraux tels que les poutres, les escaliers, les murs extérieurs, les balcons et les planchers.
- 4 .Une étude du comportement dynamique en utilisant le logiciel ETABS ANALYSIS STRUCTURAL pour la modélisation de la structure.
- 5 .Le dimensionnement des éléments structuraux tels que les fondations, les murs porteurs et les colonnes.
- 6 .La conception et l'étude de la structure porteuse avec une conclusion générale.

**Mots-clés :** Bâtiment En Béton Armé, RPA 99 V2003, ETABS, Etude Dynamique.



## **Abstract**

In this project, we have prepared a technical analysis for a residential building made of reinforced concrete comprising a ground floor and 8 floors. The building was designed according to the current Algerian seismic regulations (RPA 99 V2003) and seismic zone directives (IIa), utilizing shear walls and seismic zone analysis.

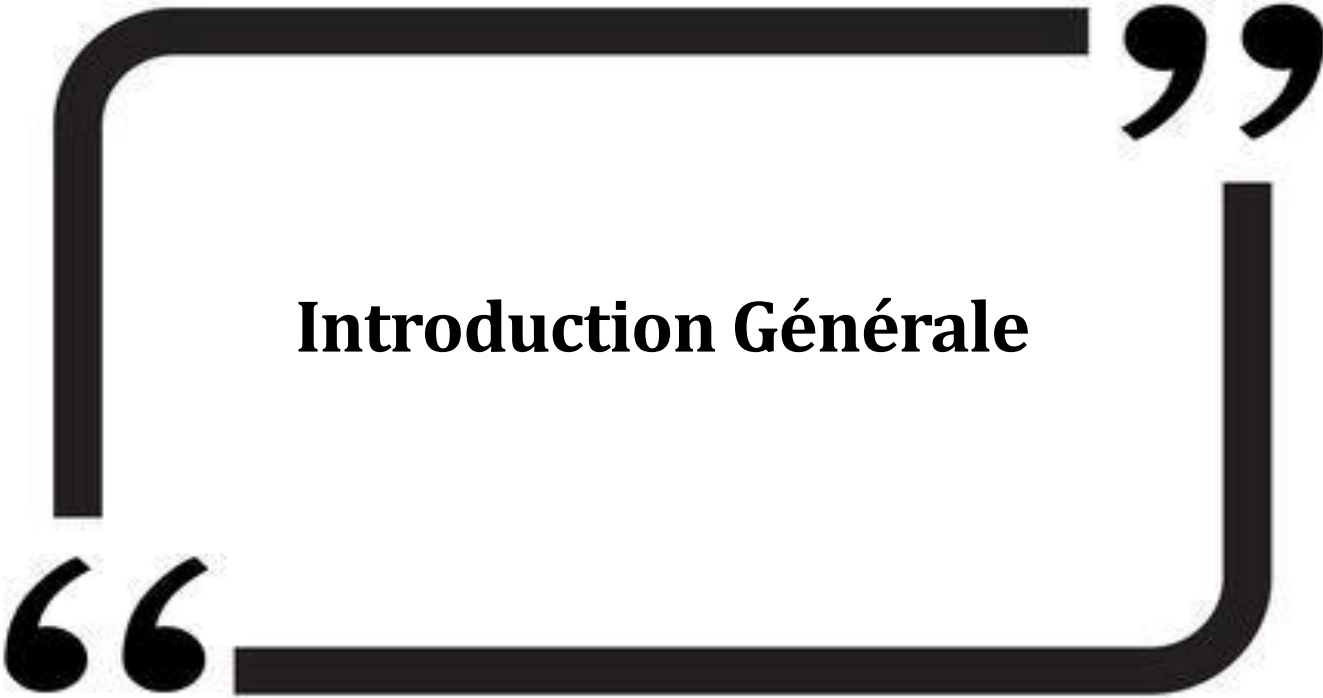
Design and reinforcement calculations for both structural and non-structural elements were carried out according to Algerian seismic regulations (RPA 99 V2003) and French architectural standards (B.A.E.L 91).

Our project consists of six main sections:

- .1A general description of the project, engineering, geotechnical, and technical characteristics, along with the solid characteristics of the upper roof of the basement.
- .2Preliminary design stage of resistance elements such as slabs, beams, stairs, and walls.
- .3Study of non-structural elements such as beams, stairs, exterior walls, balconies, and floors.
- .4Dynamic behavior study using ETABS ANALYSIS STRUCTURAL software for structural modeling.
- .5Reinforcement of structural elements such as foundations, bearing walls, and columns.
- .6Design and study of the primary structure with a general conclusion.

### **Keywords:**

Reinforced Concrete Building, RPA 99 V2003, ETABS, Dynamic Study.



## **Introduction Générale**

# Introduction Générale

---

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques ; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages. De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Les masters et les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventements) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Avec la croissance démographique assez rapide en Algérie et l'espace urbain libre se fait de plus en plus rare, les autorités algériennes commencent à opter pour la construction verticale. Pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Étude d'un bâtiment en béton armé (R+08 avec sous-sol). »

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage:

- La sécurité (le critère le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'aspect économique: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort de l'utilisateur.
- Esthétique.

Notre travail est constitué de six chapitres:

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.

# Introduction Générale

---

- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.).

- Le troisième chapitre présente le calcul et le ferrailage des éléments non structuraux.

- Le quatrième chapitre consiste à l'étude sismique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel.

- Le cinquième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments structuraux.

- Le sixième chapitre consiste à l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage.

# **Chapitre I**

## **Présentation et Description**

### **de l'Ouvrage**

**I-1 : Présentation Générale :**

Notre étude concerne un bâtiment à usage mixte relativement peu élevé(R+8), situé dans la wilaya de Mila et classé selon RPA 99 version 2003 comme zone sismique moyenne (zone II-A), Le site se caractérise par la présence de couches d'argile brun verdâtre et de petites couches de grès, formant la majeure partie du sol.

**I-2 : Description de l'ouvrage :****I-2-1 : Caractéristiques géométriques :**

| Dimensions                  | (M)          |
|-----------------------------|--------------|
| longueur totale du Bâtiment | <b>28.88</b> |
| Largeur totale du bâtiment  | <b>21.30</b> |
| Hauteur du RDC              | <b>3.40</b>  |
| Hauteur d'étage             | <b>3.06</b>  |

**Tableau1-1** : caractéristiques géométriques du bâtiment

**I-3 : Eléments de l'ouvrage :****I-3-1 : Ossature :**

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est garantie par des portiques constitués de poutres et de poteaux encastrés les uns dans les autres, ainsi que par des voiles de contreventement assurant une rigidité adéquate à l'ouvrage, capable de résister aux efforts horizontaux et verticaux.

**I-3-2 : Planchers :**

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragme**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20 cm (16+4) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

### **I-3-3 : Escalier :**

Le bâtiment est équipé d'un escalier droit.

### **I-3-4 : Balcons :**

Les balcons seront construits en utilisant des éléments creux et des dalles pleines.

### **I-3-5 : Acrotère :**

Il s'agit d'un élément en béton armé d'une hauteur de 100 cm.

### **I-3-6 : Maçonnerie :**

**Les murs extérieurs :** seront constitués de doubles parois en briques d'une épaisseur de 10cm.

**Les murs de séparations intérieurs :** seront réalisés en cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### **I-3-7 : Revêtement :**

Les finitions seront réalisées comme suit:

- Utilisation de carrelage fixé pour les sols et les escaliers.
- Céramique pour les salles de bains et utilisation de ciment pour les murs extérieurs.
- Utilisation de plâtre pour les finitions des murs intérieurs et des plafonds.

### **I-3-8 : Système de coffrage :**

On opte un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

### **I-4 : Élément constitutif de l'infrastructure :**

Le type de fondations est choisi en fonction de l'importance de la structure (ou des surcharges) et de la nature du sol.

### **I-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

#### **I-5-1 : Béton :**

Le béton est composé d'un mélange d'eau, de ciment et d'agréats (sable et gravier) et se distingue par sa résistance à la compression après 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, du dosage en ciment, de la quantité d'eau dans le mélange et de l'âge du béton. Ce mélange est conforme aux normes BAEL91 et aux modifications apportées au RPA99 en 2003.

Par exemple, les proportions habituelles des composants pour chaque mètre cube de béton sont les suivantes :

- Agrégats (sable 0/5, gravier 5/25)
  - ✓ Gravier : 800 litres
  - ✓ Sable : 400 litres
- Ciment : 300 à 400 kg \ m<sup>3</sup>
- Eau pour le mélange : 150 à 200 litres

**a) Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Les propriétés du béton sont déterminées par sa résistance à la compression après 28 jours, cette résistance est appelée "résistance caractéristique à la compression" et est symbolisée par  $f_{c28}$ .

Lorsque le béton ayant un âge  $j$  inférieur à 28 jours est soumis à une charge, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Article 2-1-11 des règles BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95 + 0,83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

"Pour le présent projet, nous adopterons :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ "

**b) La résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible. Elle représente environ 10 % de la résistance à la compression. Elle est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (BAEL 91)}$$

$$\text{Pour } j = 28j, \text{ on a : } f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

**c) Module de déformation longitudinale :**

Il y a deux modules de déformation longitudinale.

• **Le module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 heures à l'âge de  $j$  (jours).

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



Pour  $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$ , on a :  $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa},$$

$$\text{Pour } F_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**d) Module de déformation transversale :**

Sa formule est :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : module de Young

V : Coefficient de poisson

- **Le coefficient de Poisson  $\nu$  :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, et il est calculé comme suit :

- ✓ Pour l'état limite ultime (ELU) : le coefficient de Poisson ( $\nu = 0$ ) pour calculer les contraintes en considérant que le béton est fissuré.
- ✓ Pour l'état limite de service (LES) : le coefficient de Poisson ( $\nu = 0.2$ ) pour calculer les déformations en considérant que le béton n'est pas fissuré.

**e) Etats limites :**

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégories :

- **Etats limites ultimes :**

Correspond à la limite :

- Soit par perte d'équilibre statique (basculement)
- Soit par perte de stabilité de forme (flambage)
- Et surtout par perte de résistance mécanique (rupture) conduisant à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ Situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ Situation courante} \end{array} \right.$$

Avec :  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité ;

❖ 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1, \text{ si la durée d'application des actions est supérieur à 24h} \\ \theta = 0.85, \text{ si la durée d'application des actions est inférieure à 24h} \end{array} \right.$$

à 28j, on a :  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

- **Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU :**

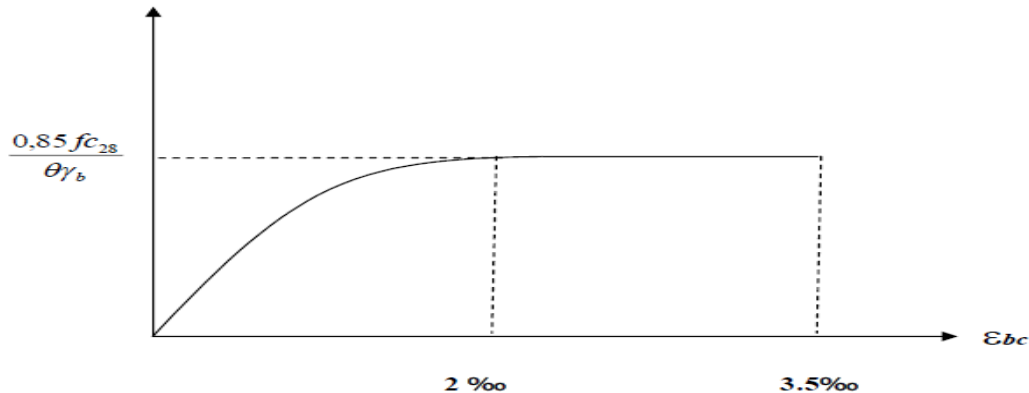


Figure 1 : diagramme "contrainte – déformation"

- **Etats limites de services :**

Ce sont les situations où les conditions normales de fonctionnement et de durabilité sont dépassées, et comprennent les situations limites de fissuration et de déformation sous la charge spécifiée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \implies \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Diagramme "contrainte - déformation"

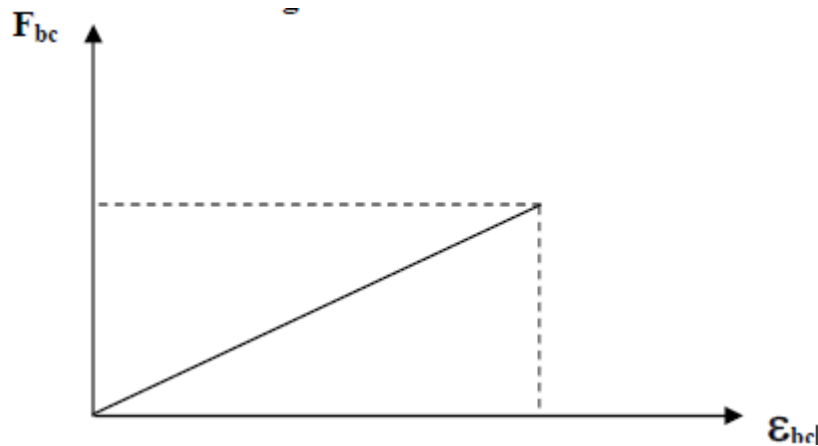


Figure 2 : diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.

**f) Contrainte limite de cisaillement à l'E.L. S :**

BAEL91 modifié en 99 (ART 5-1) La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau \leq \min\{0.2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa}\}$$

- Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau \leq \min\{0.2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa}\}$$

**I-5-2 Acier:**

**a) Généralités :**

L'armature dans le béton armé se compose de barres en acier qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (RL, HA).

- Les barres lisses FeE215 et FeE235 représentent respectivement des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent respectivement à des limites d'élasticité garanties de 400 MPa et 500 MPa.

- Il existe également des treillis soudés de type TS520.

**b) module d'élasticité longitudinale de l'acier est supposé être égal à :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

**c) Coefficient de poisson des aciers :**

Il est pris égal à :  $\nu=0.3$

**d) Contraintes limites :**

Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\sigma_{st}$  : contrainte d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$  situation durable

$\gamma_s =$  situation accidentelle

- **Contrainte limite à l'ELS :**

Il est nécessaire de réduire le risque de fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, nous devons restreindre les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

Selon les règles BAEL 91 (A, 4, 5, 3), trois cas de fissures sont distingués.

**1) Fissuration peu nuisible :** No verification is necessary because the pressure is not subject to any limitations.

**2) Fissuration préjudiciable :** En cas d'éléments exposés aux intempéries, il y a un risque d'infiltration.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\}$$

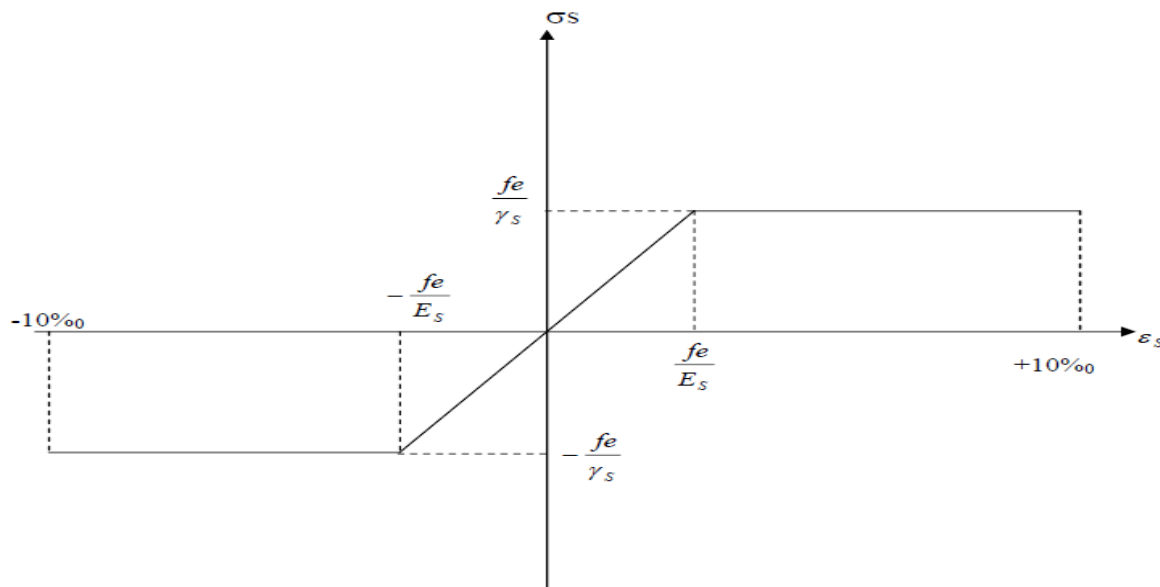
**3) Fissuration très préjudiciable :** milieu agressif.

$$\overline{\sigma}_{st} = 0.8 \min\{2/3 f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\}$$

Où  $\eta$  = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.3 \text{ pour les HA } < 6\text{mm} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les HA } > 6\text{mm} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{array} \right\}$$

• **Diagramme contrainte déformation :**



**Figure 3 : diagramme "contrainte - déformation"**

**I -5-3 Protection des armatures :**

Dans le but d'assurer un bétonnage correct et de protéger les armatures contre les effets des intempéries et des agents agressifs, il est nécessaire de veiller à ce que l'enrobage "c" des armatures soit au moins égal à :

❖  $c \geq 5\text{cm} \Rightarrow$

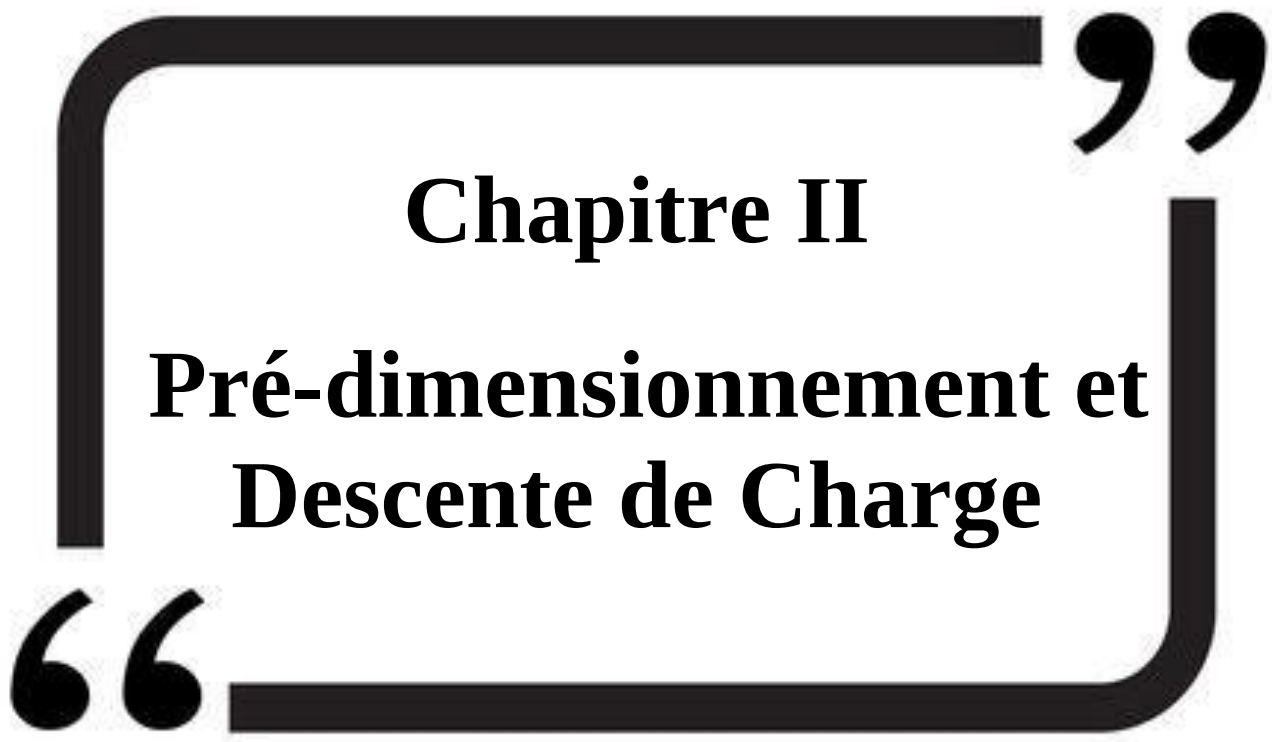
*Les éléments exposés aux effets de la mer, que ce soit les vagues, les embruns ou le brouillard.*

❖  $c \geq 3\text{cm} \Rightarrow$

*Les composants qui interagissent avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).*

❖  $c > 1\text{cm} \Rightarrow$  *Les murs dans les zones de condensation.*

-Il est impératif de garantir strictement le recouvrement du renforcement pendant l'exécution.



## **Chapitre II**

### **Pré-dimensionnement et Descente de Charge**

**II-1- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :**

Pour pré-dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

**II-1-1 Charges permanentes :****a) Plancher « terrasse » :**

On a, la charge  $G = \rho e$

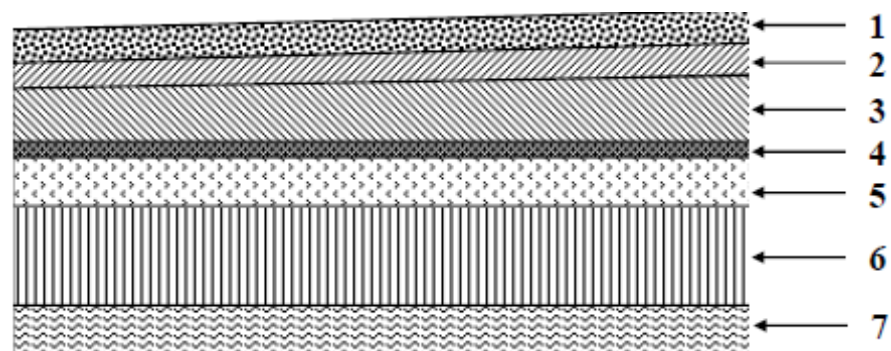
$\rho$  : Poids volumique :

$e$ : l'épaisseur de l'élément

Ainsi, voici le tableau suivant :

| $N^{\circ}$ | Eléments                | Epaisseur<br>(m) | Poids volumique<br>( $\text{KN/m}^3$ ) | Charges<br>( $\text{KN/m}^2$ ) |
|-------------|-------------------------|------------------|----------------------------------------|--------------------------------|
| 1           | Couche de gravier       | 0.05             | 17                                     | 0.85                           |
| 2           | Etanchéité multicouche  | 0.02             | 6                                      | 0.12                           |
| 3           | Béton en forme de pente | 0.06             | 22                                     | 1.32                           |
| 4           | Feuille de polyrâne     | /                | /                                      | 0.01                           |
| 5           | Isolation thermique     | 0.04             | 4                                      | 0.16                           |
| 6           | Dalle en corps creux    | (16+4)           | 14                                     | 2.8                            |
| 7           | Enduit de plâtre        | 0.02             | 10                                     | 0.2                            |
|             |                         |                  |                                        | <b>G=5,46</b>                  |

**Tableau II .1:** charges et surcharge du plancher terrasse



**Figure.II – 1 : Eléments constituant le « plancher-terrasse ».**

## b) Plancher "étage – courant":

| $N^{\circ}$ | Eléments                       | Epaisseur (M) | Poids volumique $[\text{KN}/\text{m}^3]$ | Charges $[\text{KN}/\text{m}^2]$ |
|-------------|--------------------------------|---------------|------------------------------------------|----------------------------------|
| 1           | Revêtement en Carrelage        | 0.02          | 22                                       | 0.44                             |
| 2           | Mortier de pose                | 0.02          | 20                                       | 0.4                              |
| 3           | Couche de sable                | 0.02          | 18                                       | 0.36                             |
| 4           | Dalle en corps creux           | 0.2           | 14                                       | 2.8                              |
| 5           | Enduit de plâtre               | 0.02          | 10                                       | 0.2                              |
| 6           | Cloisons de séparation interne | 0.1           | 9                                        | 0.9                              |
|             |                                |               |                                          | $G=5.10$                         |

Tableau II. 2 : Charges et surcharge des étages courants

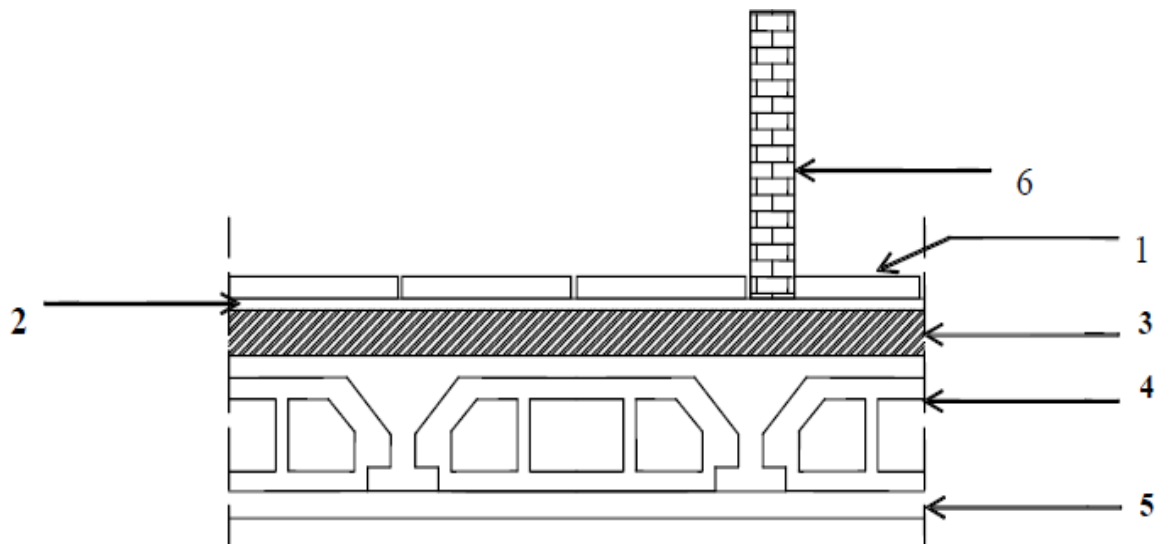


Figure.II – 2: Eléments constituant le plancher « étage – courant »



## c) Dalle pleine:

| $N^{\circ}$ | Eléments                 | Epaisseur (m) | Poids Volumique ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) | Charges ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) |
|-------------|--------------------------|---------------|--------------------------------------------|------------------------------------|
| 1           | Revêtement en carrelage  | 0,02          | 2                                          | 0,44                               |
| 2           | Mortier de pose          | 0,02          | 20                                         | 0,40                               |
| 3           | Couche de sable          | 0,02          | 18                                         | 0,36                               |
| 4           | Dalle pleine en béton    | 0,15          | 25                                         | 3,75                               |
| 5           | Enduit en mortier ciment | 0,02          | 22                                         | 0,44                               |
|             |                          |               |                                            | <b>G = 5,39</b>                    |

Tableau II. 3 : Charges et surcharge du plancher dalle pleine

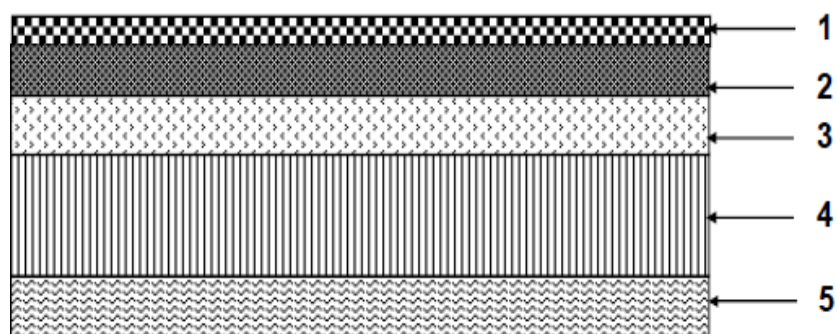


Figure. II-3 : Eléments constituant la dalle pleine.

## d) Maçonnerie:

## ❖ Murs extérieurs:

| $N^{\circ}$ | Eléments         | Epaisseur (M) | Poids volumique [ $\text{KN}/\text{m}^3$ ] | Charges $\text{KN}/\text{m}^2$ ] |
|-------------|------------------|---------------|--------------------------------------------|----------------------------------|
| 1           | Enduit de ciment | 0,02          | 22                                         | 0,44                             |
| 2           | Briques creuses  | 0,1           | 9                                          | 0,9                              |
| 3           | Lame d'aire      | 0,05          | -                                          | -                                |
| 4           | Briques creuses  | 0,1           | 9                                          | 0,9                              |
| 5           | Enduit de plâtre | 0,02          | 10                                         | 0,2                              |
|             |                  |               |                                            | <b>G = 2,44</b>                  |

Tableau II. 4 : Charges et surcharge du mur extérieure

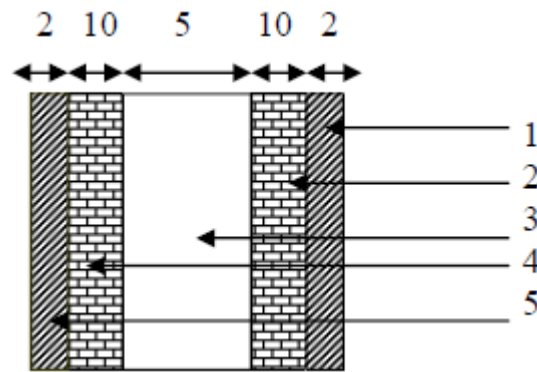


Figure. II-4 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

## ❖ Murs intérieurs:

| $N^{\circ}$ | Eléments         | Epaisseur (M) | Poids volumique [ $\text{KN}/\text{m}^3$ ] | Charges [ $\text{KN}/\text{m}^2$ ] |
|-------------|------------------|---------------|--------------------------------------------|------------------------------------|
| 1           | Enduit en plâtre | 0,02          | 10                                         | 0,2                                |
| 2           | Briques creuses  | 0,1           | 9                                          | 0,9                                |
| 3           | Enduit en plâtre | 0,02          | 10                                         | 0,2                                |
|             |                  |               |                                            | <b>G = 1,4</b>                     |

Tableau II. 5 : Charges et surcharge du murs intérieurs

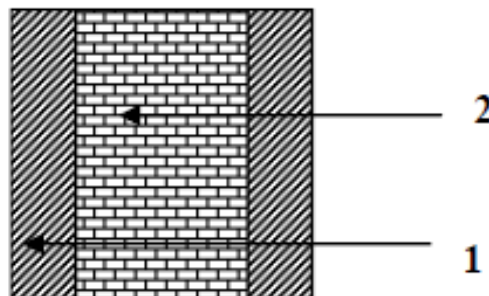


Figure.II-5 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

## e) L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (1 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - \frac{0.03 \times 0.15}{2}$$

$$S = 0,11275 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \times s$$

$$G_{ac} = 0.07275 \times 25 = 1.819 \text{ KN/m}$$

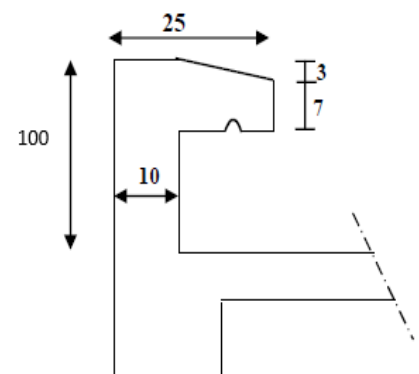


Figure.II-6 : Coupe verticale de l'acrotère.

## f) Balcon en dalle pleine :

| N° | Eléments                 | Epaisseur (m) | Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charges (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----|--------------------------|---------------|--------------------------------------|------------------------------|
| 1  | Revêtement en carrelage  | 0,02          | 2                                    | 0,44                         |
| 2  | Mortier de pose          | 0,02          | 20                                   | 0,40                         |
| 3  | Couche de sable          | 0,02          | 18                                   | 0,36                         |
| 4  | Dalle pleine en béton    | 0,15          | 25                                   | 3,75                         |
| 5  | Enduit en mortier ciment | 0,02          | 22                                   | 0,44                         |
|    |                          |               |                                      | 5.39                         |

Tableau II. 6 : Charges et surcharge Balcon en dalle pleine

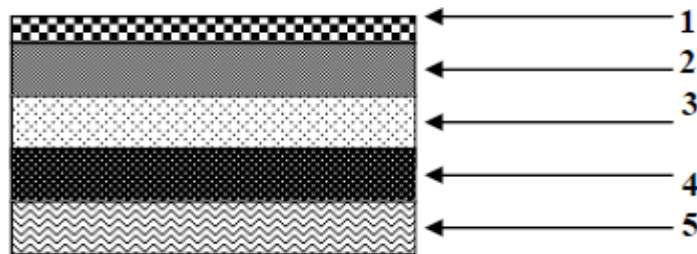


Figure- II-7 : Eléments constituant la dalle pleine.

## g) Les Charges permanentes des voiles :

| N° | Eléments         | Epaisseur (m) | Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Charges (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----|------------------|---------------|--------------------------------------|------------------------------|
| 1  | Béton armé       | 0,25          | 25                                   | 6,25                         |
| 2  | Enduit de plâtre | 0,02          | 10                                   | 0,2                          |
| 3  | Enduit de ciment | 0,02          | 22                                   | 0,44                         |

Tableau II. 7 : Charges et surcharge permanents des voiles

Avec :

$$G_{\text{voile}_{ext}} = 6,25 + 0,2 + 0,44 = 6,89 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{voile}_{int}} = 6,25 + 0,2 \times 2 = 6,65 \text{ KN/m}^2$$

**II-1-2 : Surcharges d'exploitations :**

| Eléments                              | Surcharges           |
|---------------------------------------|----------------------|
| ▪ Acrotère                            | 1KN/m <sup>2</sup>   |
| ▪ Plancher terrasse inaccessible      | 1KN/m <sup>2</sup>   |
| ▪ Plancher étage courant (habitation) | 1.5KN/m <sup>2</sup> |
| ▪ Plancher étage courant (Bureaux)    | 2.5KN/m <sup>2</sup> |
| ▪ Les escaliers                       | 2.5KN/m <sup>2</sup> |
| ▪ Plancher bas d'étage RDC            | 3.5KN/m <sup>2</sup> |
| ▪ Balcons                             | 3.5KN/m <sup>2</sup> |

**II-2/ Pré dimensionnement :**

**II-2-1/ Planchers :**

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour Disposées suivant les petites portées.

Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

La hauteur d'étage doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{tp} > \frac{L}{22.5}$$

Avec :

$h_{tp}$ : hauteur totale du plancher.

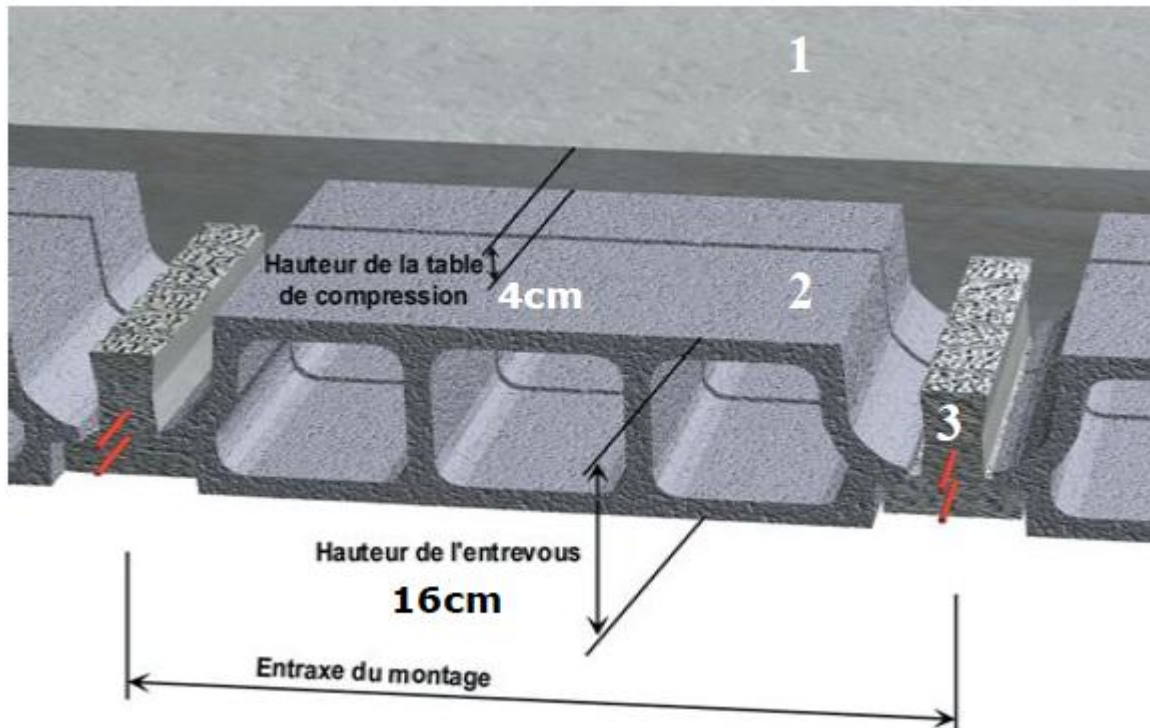
$L$  : longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$L = 445 \text{ cm} \longrightarrow h_{tp} = 19.78 \text{ cm}$

**Conclusion :**

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.



**Figure II .8 :** plancher étage courant

**1 : Dalle de compression**

**2 : Corps creux**

**3 : Poutrelle**

**II-2-2/ Poutres :**

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

❖ Hauteur :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Avec, L : la portée libre de la poutre.

❖ Largeur :

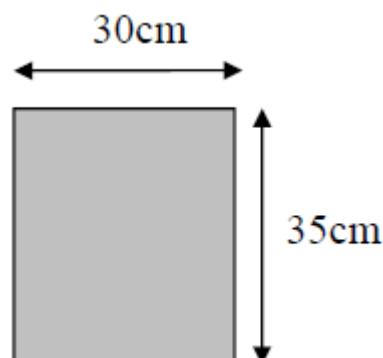
$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

**a) Poutres secondaires :**

$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$$

$$(445-40)/15 \leq h_t \leq (445-40)/10$$

$$27 \leq h_t \leq 40,5$$



$$h_t = 30, 35, 40 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 35 \text{ cm}$

❖ Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

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

**b) Poutres principales :**

❖ Hauteur :

$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$$

$$(490-30)/15 \leq h_t \leq (490-30)/10$$

$$30,66 \leq h_t \leq 46$$

$$h_t = 30, 35, 40, 45 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 40 \text{ cm}$

❖ Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$16 \leq b \leq 28$$

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

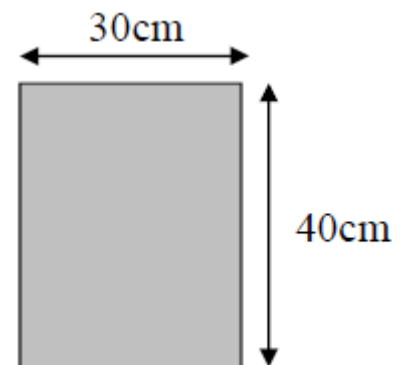
**c) Vérification (RPA99 Art 7-5-1):**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$



|                 | Poutres principales | Poutres secondaires | Vérifié oui/non |
|-----------------|---------------------|---------------------|-----------------|
| Hauteur (cm)    | $40 \geq 30$        | $35 \geq 30$        | Oui             |
| Largeur (cm)    | $30 \geq 20$        | $30 \geq 20$        | Oui             |
| Hauteur/largeur | $1.6 \leq 4$        | $1.2 \leq 4$        | Oui             |

On adoptera les dimensions suivantes :

(30x 35) cm.cm pour les poutres secondaires  
(30x 40) cm.cm pour les poutres principales

### II-2-3 : Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont près dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$  tel que :  $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :  $A_p = N_s / \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$N_s$ : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

#### a) Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C2).

$$S1 = 2,225 \times 2,45 = 5,45125 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,225 \times 2,30 = 5,1175 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,3 \times 2,1 = 4,83 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2,45 \times 2,1 = 5,145 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_t = S1 + S2 + S3 + S4 = 20,54375 \text{ m}^2$$

Avec  $S_t$  : surface brute. S1

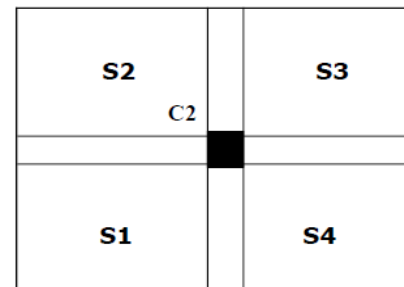


Figure II .9 : Poteau le plus sollicité

k

#### b) Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau (C2):

##### ○ Poutres principales :

$$G_{pp} =$$

$$0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,75$$

$$G_{pp} = 14,25 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } r = 25 \text{ KN/m}^3$$

##### ○ Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 4,525$$

$$\text{D'où : } G_t = G_{pp} + G_{ps} = 14,25 + 11,878125 = 26,128125 \text{ KN}$$

#### c) Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau (C2):

##### ❖ Plancher terrasse inaccessible:

$$G_{pt} = S_t \times G_{pt}$$

$$G_{pt} = 13,87 \times 5,46$$

$$\text{D'où : } G_{pt} = 112,168875 \text{ KN}$$

❖ **Plancher courant :**

$$G_{pc} = S_t \times G_{pc}$$

$$G_{pc} = 13,87 \times 5,1 = 104,773125 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } G_{pc} = 104,773125 \text{ KN}$$

**d) Calcul du poids propre des poteaux :**

$$\text{Poteau d'étage courant} \dots\dots\dots G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,06 = 8,0325 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau de RDC} : \dots\dots\dots G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,4 = 8,925 \text{ KN}$$

**e) Calcul des surcharges d'exploitation :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible} \dots\dots\dots Q = 20,54 \times 1 = 20,54375 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher d'étage courant (Bureaux)} \dots\dots\dots Q = 20,54 \times 2,5 = 51,359375 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant (habitation)} \dots\dots\dots Q = 20,54 \times 1,5 = 30,815625 \text{ KN}$$

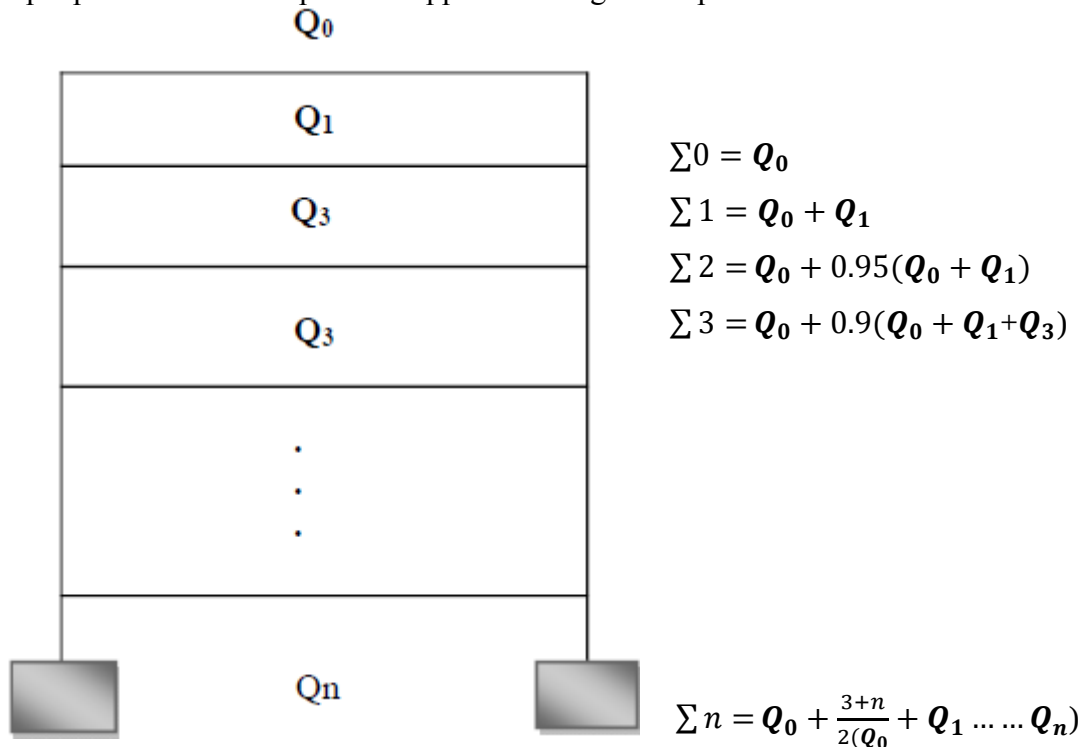
$$\text{Plancher de RDC} \dots\dots\dots Q = 20,54 \times 2,5 = 51,359375 \text{ KN}$$

**II-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes) Soit :  $Q_0$ , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots\dots Q_n$ , les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :





## ❖ Coefficients de dégression de surcharge :

| Niveau | 10 | 9 | 8    | 7   | 6    | 5   | 4    | 3     | 2     | 1    |
|--------|----|---|------|-----|------|-----|------|-------|-------|------|
| coeff  | 1  | 1 | 0,95 | 0,9 | 0,85 | 0,8 | 0,75 | 0,714 | 0,688 | 0,67 |

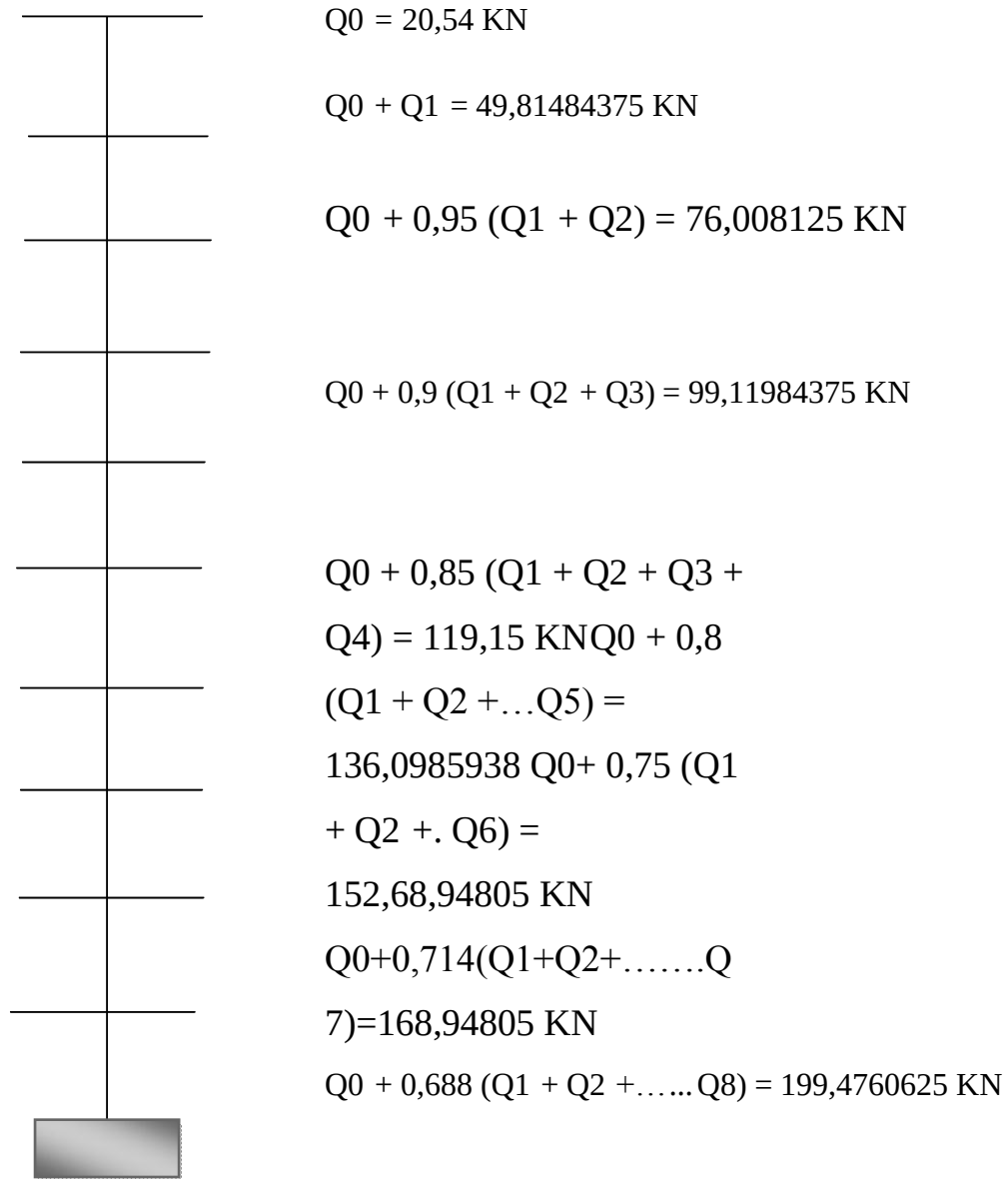


Figure II.10 : Poteau le plus sollicité

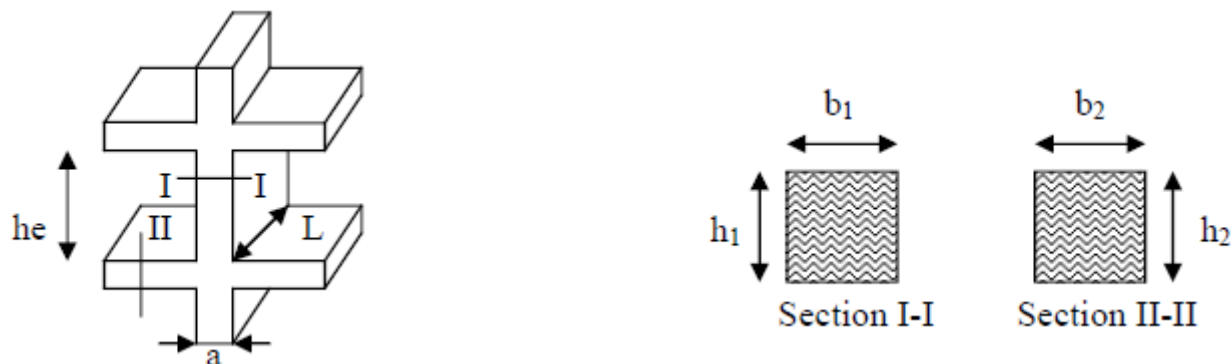
Dimension des sections du poteau (C2) :

|         | Charges permanentes en (KN) |                  |                  |           |            | Charges d'exploitations |           |            | Effort<br>tranchant                   | Section des poteaux<br>( cm <sup>2</sup> ) |       |
|---------|-----------------------------|------------------|------------------|-----------|------------|-------------------------|-----------|------------|---------------------------------------|--------------------------------------------|-------|
| Niveaux | Poids<br>planchers          | Poids<br>poteaux | Poids<br>poutres | G         | Gcum       | coeff                   | Q         | Qcum       | N= G <sub>C</sub> +<br>Q <sub>C</sub> | Smin                                       | Sado  |
| 9       | 112,168875                  | 0                | 26.128125        | 138,297   | 138,297    | 1                       | 20,54375  | 20,543750  | 158,84075                             | 105,8938333                                | 30x35 |
| 8       | 104,773125                  | 8,0325           | 26.128125        | 138,93375 | 277,23075  | 0.95                    | 30,815625 | 49,8148438 | 327,0455938                           | 218,0303958                                | 30x40 |
| 7       | 104,773125                  | 8,0325           | 26.128125        | 138,93375 | 416,1645   | 0.9                     | 30,815625 | 76,008125  | 492,172625                            | 328,1150833                                | 30x40 |
| 6       | 104,773125                  | 8,0325           | 26.128125        | 138,93375 | 555,09825  | 0.85                    | 30,815625 | 99,1198438 | 654,2180938                           | 436,1453958                                | 30x40 |
| 5       | 104,773125                  | 8,0325           | 26.128125        | 138,93375 | 694,032    | 0.8                     | 30,815625 | 119,15     | 813,182                               | 542,1213333                                | 30x40 |
| 4       | 104,773125                  | 8,0325           | 26.128125        | 138,93375 | 832,96575  | 0.75                    | 30,815625 | 136,098594 | 969,0643438                           | 646,0428958                                | 30x40 |
| 3       | 104,773125                  | 8,0325           | 26.128125        | 138,93375 | 971,8995   | 0.714                   | 30,815625 | 152,554138 | 1124,453638                           | 749,6357583                                | 40x50 |
| 2       | 104,773125                  | 8,0325           | 26.128125        | 138,93375 | 1110,83325 | 0.688                   | 30,815625 | 168,94805  | 1279,7813                             | 853,1875333                                | 40x50 |
| 1       | 104,773125                  | 8,925            | 26.128125        | 139,82625 | 1250,6595  | 0.67                    | 51,359375 | 199,476063 | 1450,135563                           | 966,7570417                                | 50x60 |

**Tableau II.8:** Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité.

**II -3Verification selon le RPA99 version2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :



**Figure II.11: Coupe de voile en élévation.**

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ .....en zone I et II

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ .....en zone III

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

| Poteaux<br>( b x h )                                                                            | Conditions exigées par<br>RPA99 ver 2003 | Valeurs calculées                    | observation        |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|--------------------------------------|--------------------|
| <b>RDC</b><br><b>50x60 cm</b>                                                                   | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  | $\text{Min}(b_1, h_1) = 50\text{cm}$ | Condition vérifiée |
|                                                                                                 | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$       | $h_e/20 = 17\text{cm}$               | Condition vérifiée |
|                                                                                                 | $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$                | $b_1/h_1 = 0,83$                     | Condition vérifiée |
| <b>Etages courants</b><br><b>1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup></b><br><b>40x50 cm</b>          | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  | $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm}$ | Condition vérifiée |
|                                                                                                 | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$       | $h_e/20 = 15,3\text{cm}$             | Condition vérifiée |
|                                                                                                 | $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$                | $b_1/h_1 = 0,8$                      | Condition vérifiée |
| <b>Etages courant</b><br><b>3<sup>ème</sup></b><br><b>au 6<sup>ème</sup></b><br><b>30x40 cm</b> | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  | $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm}$ | Condition vérifiée |
|                                                                                                 | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$       | $h_e/20 = 15,3\text{cm}$             | Condition vérifiée |
|                                                                                                 | $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$                | $b_1/h_1 = 0,75$                     | Condition vérifiée |
| <b>Etages courant</b><br><b>7<sup>ème</sup></b><br><b>au 8<sup>ème</sup></b><br><b>30x35 cm</b> | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  | $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm}$ | Condition vérifiée |
|                                                                                                 | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$       | $h_e/20 = 15,3\text{cm}$             | Condition vérifiée |
|                                                                                                 | $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$                | $b_1/h_1 = 0,857$                    | Condition vérifiée |

- **Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_b}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

- ❖ **Pour le poteau de (50x60) cm.cm :**

$$\frac{1450,14}{50 \times 60 \times 25} = 0,0193352 < 0,3 \dots \dots \dots cv$$

- ❖ **Pour les poteaux de (40x50) cm.cm :**

$$\frac{1279,78}{40 \times 60 \times 25} = 0,0255956 < 0,3 \dots \dots \dots cv$$

- ❖ **Pour les poteaux de (30x40) cm.cm :**

$$\frac{969,06}{40 \times 30 \times 25} = 0,032302 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

- ❖ **Pour les poteaux de (30x35) cm.cm :**

$$\frac{327,05}{30 \times 35 \times 25} = 0,0124590476 \dots \dots \dots CV$$

- **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$$\Lambda = L_f / i \leq 50$$

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0,7 L_0$ ).

**i** : rayon de giration ( $i = \sqrt{I/S}$  )

**L<sub>0</sub>** : hauteur libre du poteau ;

**S** : section transversale du poteau (b x h).

**I** : moment d'inertie du poteau ( $I = bh^3/12$ ).

**l** : Élancement du poteau ;

$$l = L_f / i_{\min} \quad \text{tel que : } i_{\min} = \sqrt{\frac{i_{\min}}{S}}$$

- Poteau (50x60) :  $L_0 = 3,40 \longrightarrow \lambda = 13,74 \leq 50 \dots\dots\dots CV$
- Poteau (40x50) :  $L_0 = 3,06 \longrightarrow \lambda = 14,84 \leq 50 \dots\dots\dots CV$
- Poteau (30x40) :  $L_0 = 3,06 \longrightarrow \lambda = 18,55 \leq 50 \dots\dots\dots CV$
- Poteau (30x40) :  $L_0 = 3,06 \longrightarrow \lambda = 21,21 \leq 50 \dots\dots\dots CV$

### Sections adoptées :

- **50x60** cm pour les niveaux (RDC).
- **40x50** cm pour les niveaux (1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage).
- **30x40** cm pour les niveaux (du 3<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage).
- **30x35** cm pour les niveaux (du 7<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage).

### Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

### II-4 Voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

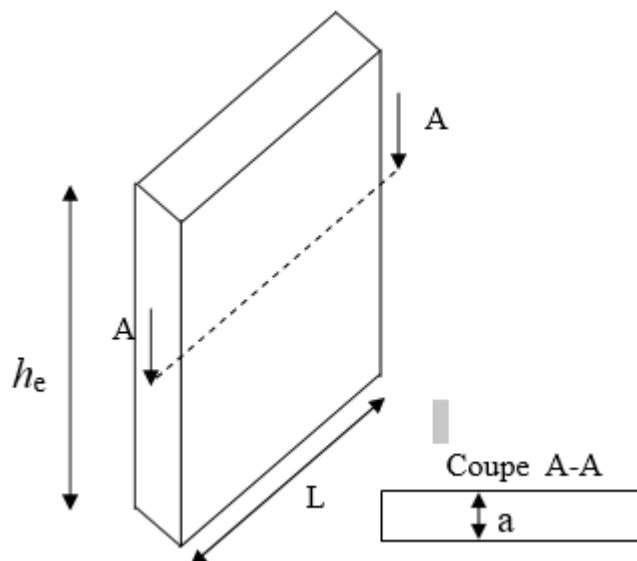
$$a \geq \frac{h_{e \max}}{20}$$

$$h_{e \max} = h - h_t = 408 - 20 = 388 \text{ [cm]}.$$

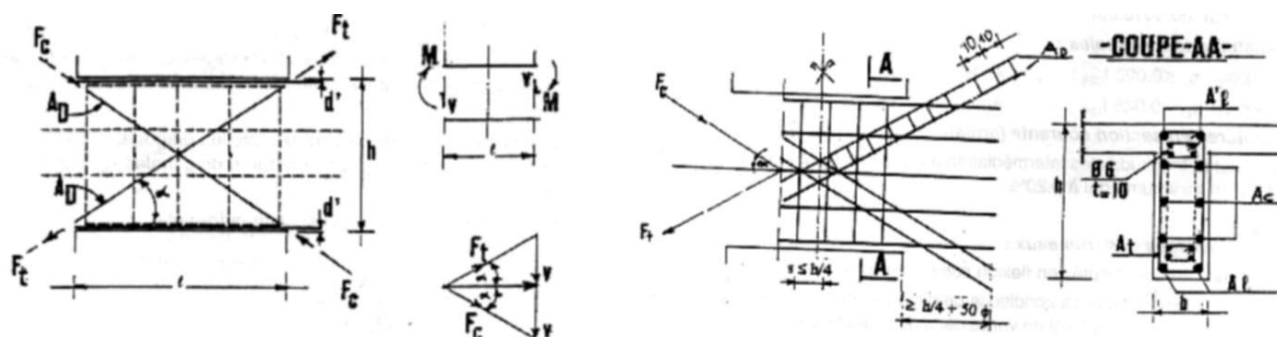
Avec  $h$  : hauteur libre d'étage

$h_t$  : épaisseur du plancher

D'où  $a \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm}$  en prend  $a = 25 \text{ [cm]}$ .



\* **Figure II.12:** dimensionnements d'un voile



### Ferraillage des voiles

- Conclusion :**

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **25 cm**

- Vérification de la largeur : (Art 7.7.1)**

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$$L_{min} \geq 4a$$

Dans notre cas  $L_{min} = 120 \text{ [cm]} > 4 \times 25 = 100 \text{ [cm]}$  **(Condition vérifiée).**



## **Chapitre III**

### **Ferraillage Des Eléments**

### **Non-Structuraux**

**III Calcul des éléments non structuraux :****III-1 Calcul de l'acrotère :**

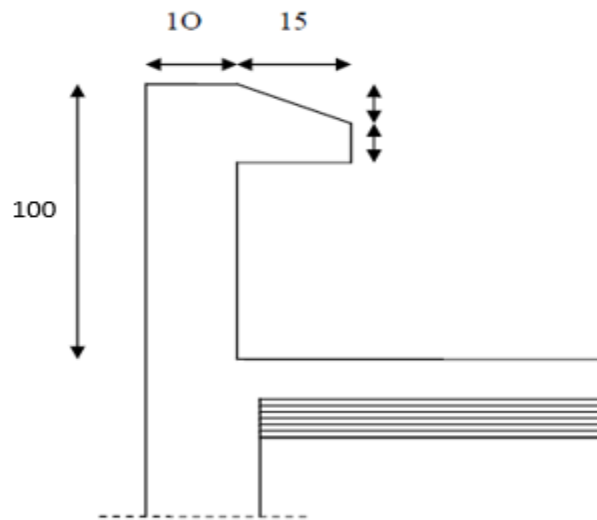
L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

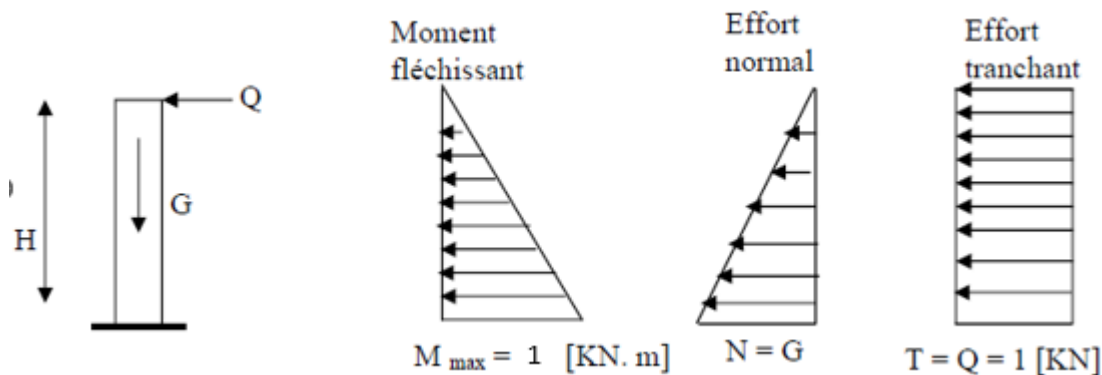
Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

➤ **Dimensions de l'acrotère:**



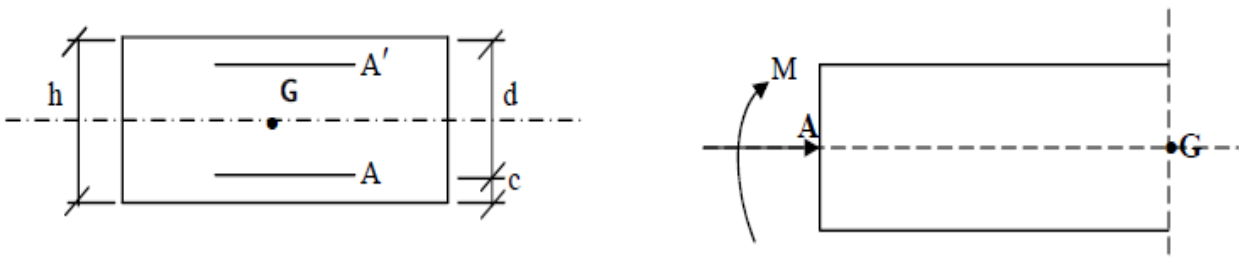
**Figure III- 1 : Coupe verticale de l'acrotère**

➤ **Schéma statique :**



**Figure III- 2 : Schéma statique**



**III-1-1 Détermination des sollicitations :****Figure III- 3 : Détermination des sollicitations.**

$$G = 25[(1 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15) / 2] = 2,81 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G = 2,81 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1\text{ml} = 2,81 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 1 \text{ KN.m}$

**III-1-2 Combinaison des charges:**

- **A l'ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,81 = 3,80 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS:**

$$N_s = 2,818 \text{ KN}$$

$$M_s = 1 \text{ KN.m}$$

**III-1-3 Ferraillage de l'acrotère :**

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul, on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée.

$h$  : Epaisseur de la section : 10 cm

$b$  : largeur de la section : 100 cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 2 cm

$d = h - c$  : Hauteur utile : 8 cm

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au **C.D.G** des armatures tendues.

**a) Calcul des armatures à L'ELU :****➤ Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,5 \times 10^2}{3,80} = 39,47 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ m}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

**❖ Calcul en flexion simple :****➤ Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left( e_u + \frac{h}{2} - C \right) = 2,791 \times \left( 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 1,17222 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,172 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$  La section est simplement armée donc  $A_{sc} = 0$

$$\mu_u = 0,023 \rightarrow \beta = 0,995$$

**➤ Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1,17222 \times 10^5}{0,995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,423 \text{ cm}^2$$

**❖ Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,423 - \frac{3,805 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,109 \text{ cm}^2$$

**III-1-4 Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{48,355 - 0,455 \times 8}{48,355 - 0,185 \times 8}$$

$$= 0,91cm^2$$

$$A_{min} = 0,91cm^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{2,818} = 0,355m$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,006f_{c28} = 2,1MPa$$

**Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{min} = 0,91cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5HA8 = 2,51cm^2/ml \quad \text{avec un espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62cm^2/ml$$

$$\text{Soit : } 4HA8 = 2,01cm^2/ml \quad \text{repartie sur 60 cm de hauteur.}$$

**b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)**

$$\overline{\tau_u} = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875MPa$$

$$\overline{\tau_u} < \tau_u \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

**c) Vérification de l'adhérence des barres : (art A.6.1.1, 3BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,17\text{MPa} \longrightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ (Condition vérifier).}$$

**d) Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32\text{cm}$$

### III-1-5 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

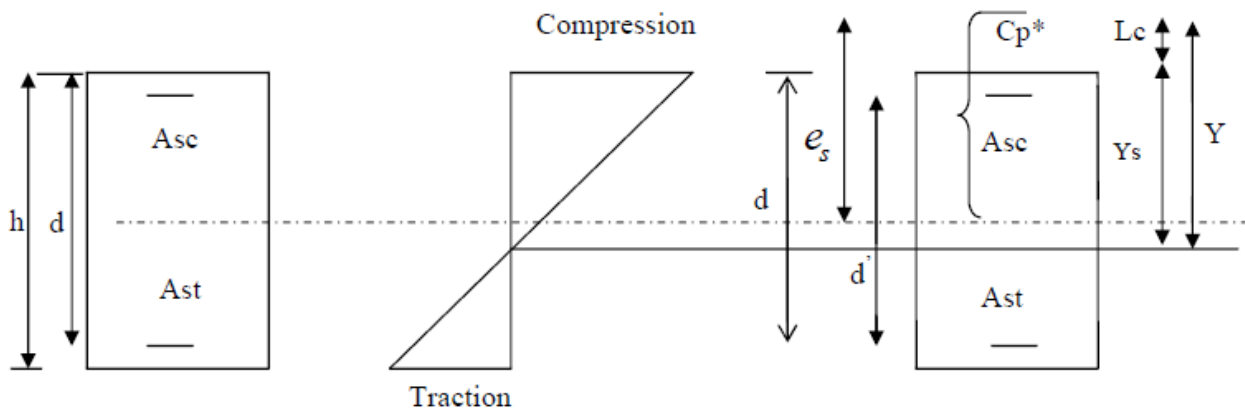
$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; \max \{ 0,5f_e, 110\sqrt{n f_{t28}} \} \right\} = 266,66\text{MPa}$$

$\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA)  $\phi \geq 6\text{mm}$

On a,  $L_c$  : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35,5 = -30,5\text{cm}$$

$$L_c = -30,5\text{cm}$$



**Figure III-4:** Diagramme des contraintes

En se basant sur la figure III-2 On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y.

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$P = -3L_c^2 - 90Asc \frac{L_c - d'}{b} + 90Ast \frac{d - L_c}{b}$$

$$Asc = Ast = 2,51\text{ cm}^2$$

$$P = -3(-30,5)^2 - 90(2,51) \frac{-35,5-6}{100} + 90(2,51) \times \frac{8+30,5}{100}$$

$$P = -2621,33$$

$$q = -2Lc^3 - 90Asc \frac{(Lc - d)^2}{b} - 90Ast \frac{(d - Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-30,5)^3 - 90(2,51) \frac{(-30,5 - 6)^2}{100} - 90(2,51) \times \frac{(8 + 30,5)^2}{100}$$

$$q = 50387,3$$

$$(*) \rightarrow y^3 - 2621,33y + 50387,3 = 0$$

Par utilisation du logiciel MATLAB à l'aide de la fonction (SOLVE), on obtient les racines suivantes de l'équation (\*) :

$$y_1 = 33,26$$

$$y_2 = 25,69$$

$$y_3 = -58,59$$

**Condition :**  $0 < y_{ser} < d$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$Y_{ser}^1 = 33,26 - 30,5 = 2,76 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$Y_{ser}^2 = 25,69 - 30,5 = -4,81 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$Y_{ser}^3 = -58,59 - 30,5 = -89,09 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$Y_{ser} = Y_{ser}^1 = 2,76 \text{ cm avec } Y = Y_{ser} - Lc$$

$$Y = 30,5 + 2,76 = 33,26 \text{ cm}$$

Calculons l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n[Ast(d - y_{ser})^2 + Asc(y_{ser} - d)^2]; n = \frac{E_s}{E_b} = 15: \text{Coefficient d'équivalence.}$$

$$I = \frac{100(2,76)^3}{3} + 15[2,51(8 - 2,76)^2 + 2,51(2,76 - 6)^2]$$

$$I = 2129,87 \text{ cm}^4$$

**a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{33,26 \times 10 \times 2,818 \times 10^3 \text{ N}}{2129,87 \times 10^4 \text{ mm}^4} \times 2,76 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{déjà calculée})$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{33,26 \times 10 \times 2,818 \times 10^3}{2129,87 \times 10^4} (80 - 27,6)$$

$$\sigma_s = 34,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de l'écartement dans les barres :**

**1- Armature verticale:**

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min\{2h | 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

**2- Armature de répartition :**

$$St \leq \min\{2h | 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

▪ **Vérification au flambement :**

**1- Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

**$\lambda$**  : Élancement de l'élément

**$L_f$**  : longueur de flambement

**$i$**  : rayon de giration

**$I$**  : moment d'inertie de la section

**$A$**  : section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0,1)^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,2\sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \times 10^{-5}}} = 41,58$$

**2-vérification à l'élancement :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50, \min \left( \frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max[50, \min(247,3; 100)]$$

$$\lambda = 41,58 \leq \max(50,100) = 100 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

**III-1-6 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_b = 4 \times A C_b W_b$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2)  $\rightarrow A = 0,15$

**(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ )

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 1,819 kN/ml

D'où :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,819 = 0,873 \text{ KN /ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow$

**(Condition vérifiée).**

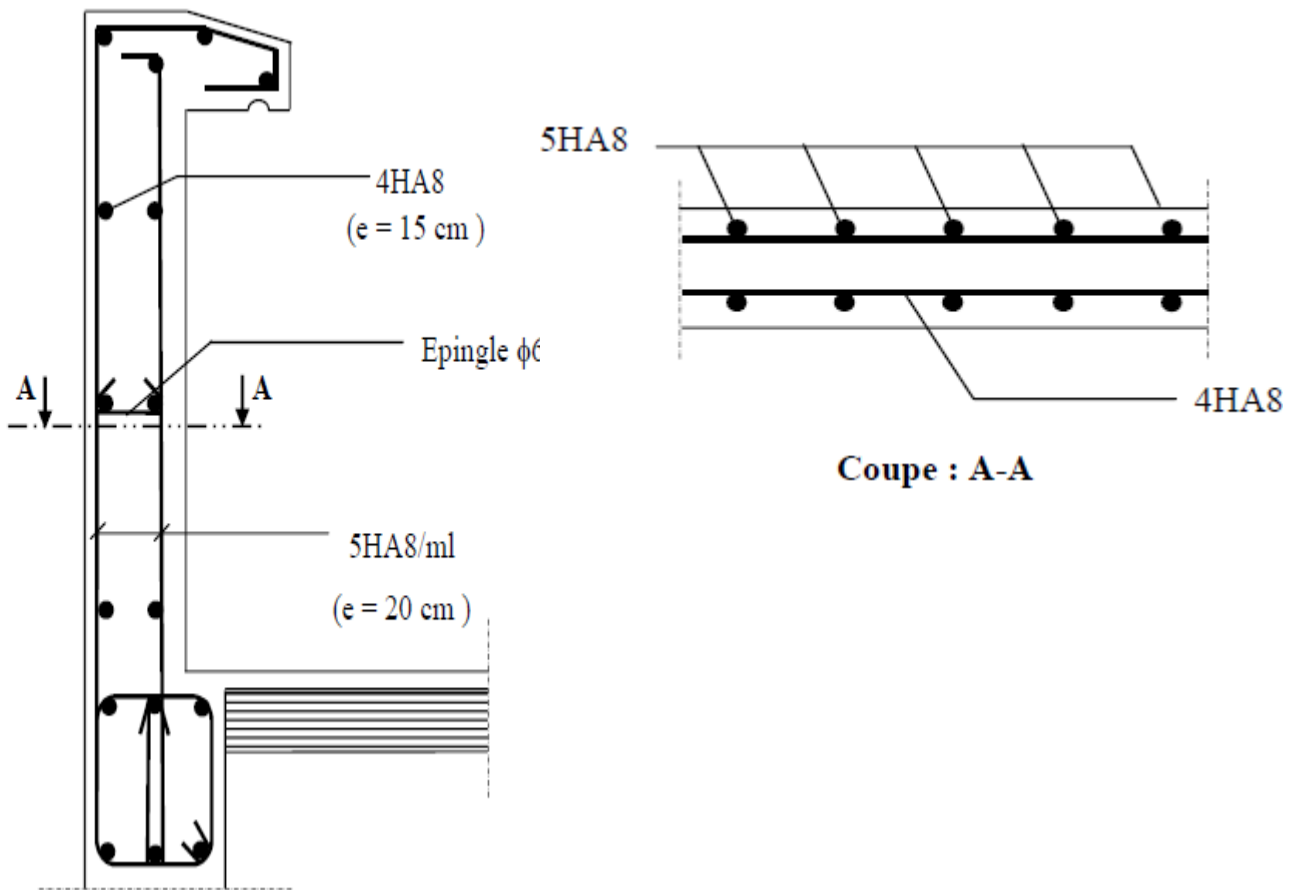


Figure III-5 : Ferrailage de l'acrotère.

### III-2 Calcul d'escaliers :

#### III-2-1 Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

#### III-2-2 Terminologie :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

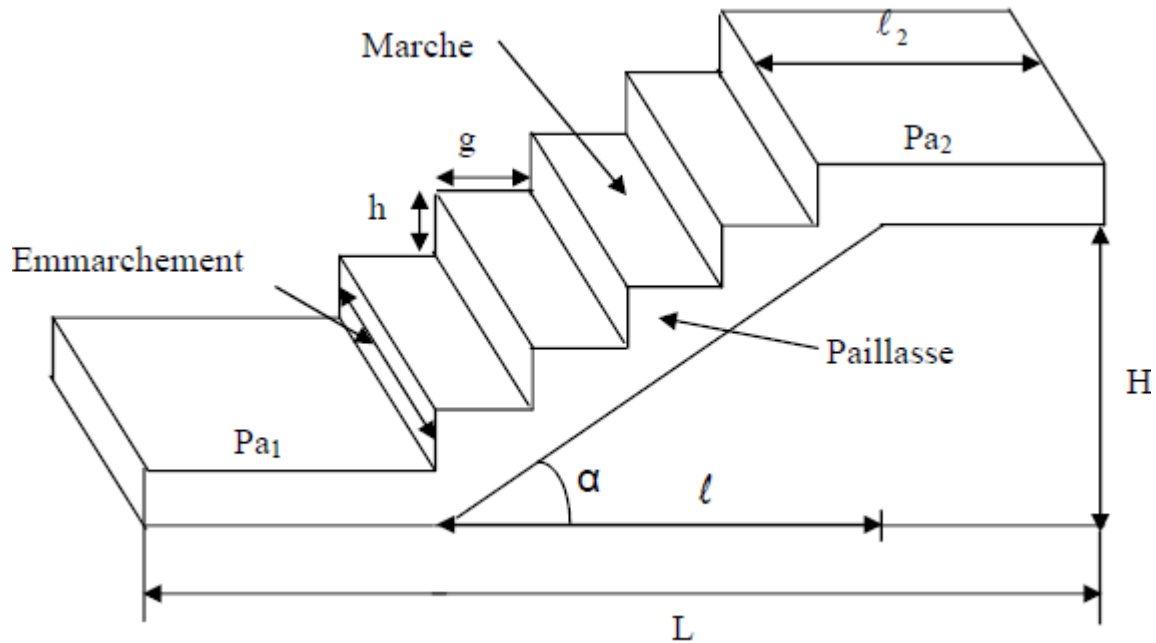
H : hauteur d'une volée.



$l_1$  : longueur de la pailleasse projetée.

$l_2$  : largeur de palier.

$L$  : la somme de la longueur linéaire de la pailleasse et celle des deux paliers.



FigIII.2-1: Schéma de l'escalier

### III-2-3 calcul d'escalier du

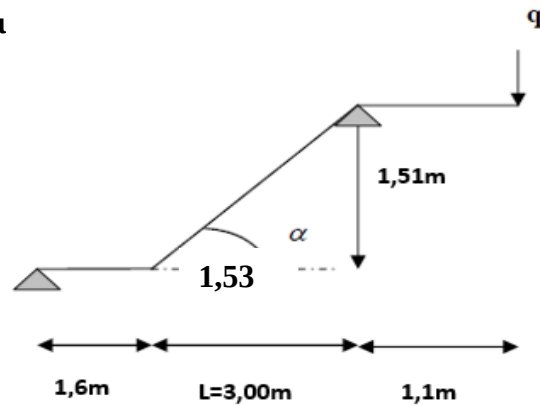


Figure-2-2: schéma statique

**III-2-10-1 Dimensionnement de l'escalier :**

Du fait que les deux volées sont identiques, l'étude se portera sur une seule volée.

**❖ Calcul de h et g :**

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

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend:  $h = 17 \text{ cm}$                        $g = 30 \text{ cm}$

Le nombre de contre marches (n) :  $n = \frac{H}{h}$

- Nombre de marches :  $m = n-1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier, elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

**Application :**

- $h = 17 \text{ cm}$ .
- $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ .
- $m = (n-1) = 8$ .
- $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 66 \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}. \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

- La longueur de ligne de foulée :  $l = g(n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$

**III-2-4 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{avec : } L_0 : \text{longueu de la (paillasse + palier de départ)}.$$

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = \frac{153}{273} = 0,567 \rightarrow \alpha = 29,55^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = 0,87$$

La portée de la paillasse :  $L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} + L_1 = \frac{240}{0,87} + 143 = 418,86\text{cm}$

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow 13,96 \leq e \leq 20,94\text{cm}$$

On adopte  $e_p = 18\text{ cm}$ .

### III-2-10-3/ Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leurs poids sont uniformément repartis sur la paillasse ; le calcul se fera pour 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale et on considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### a) charge permanente :

- **Palier :**

Poids propre:  $25 \times 0,18 \times 1 = 4,5\text{KN/ml}$

Revêtement (mortier + carrelage) :  $(22 + 20) \times 0,02 \times 1 = 0,84$

Poids total:  **$G_1 = 5,34\text{ KN/ml}$**

- **Paillasse :**

Poids de paillasse :  $\dots\dots\dots \frac{25 \times 0,18 \times 1}{\cos\alpha} = 5,17\text{KN/ml}$

Poids propre des marches :  $\dots\dots \frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13\text{KN/ml}$

Garde corps :  $\dots\dots\dots = 0,2\text{KN/m}$

- **poids de revêtement :**

Carrelage (2cm) :  $\dots\dots\dots 22 \times 0,02 \times 1 = 0,44\text{KN / ml}$ .

Mortier de pose :  $\dots\dots\dots 20 \times 0,02 \times 1 = 0,40\text{KN/ml}$

Poids total  **$G_2 = 8,34\text{KN/ml}$**

- **Charge concentrée :**

$q_{\text{mur}} = 2,44 \times (3,06 - 0,18) \times 1 = 7,03\text{KN}$

#### b) charge d'exploitation :

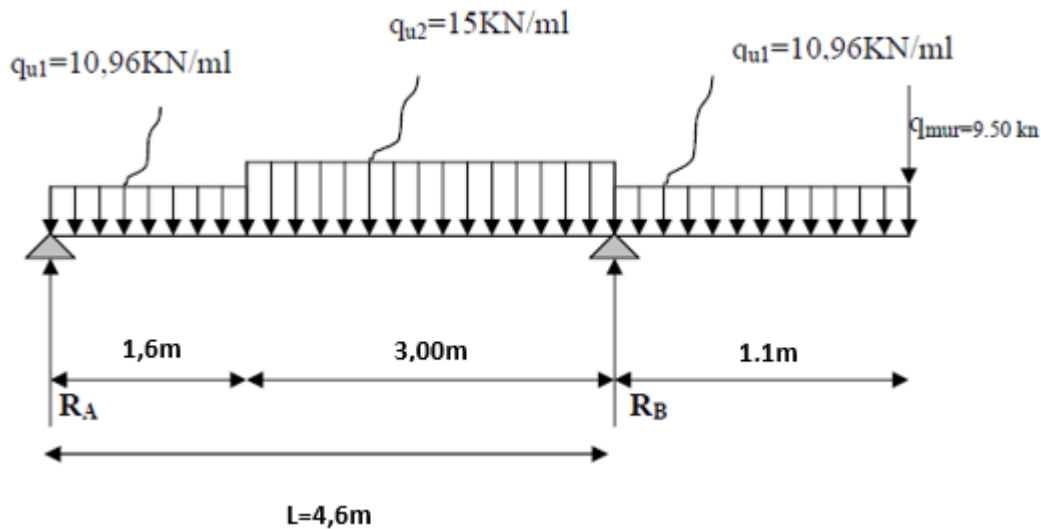
- Palier :  $Q_1 = 2,5\text{ KN/ml}$ .

- Paillasse :  $Q_2 = 2,5\text{ KN/ml}$ .

**III-2-10-4/ Combinaisons des charges :****1- Combinaison à l'état limite ultime (ELU) :**

$$\longrightarrow (1,35G+1,5Q).$$

- Palier :  $lq_{u1} = 1,35 \times 5,34 \times 1,5 \times 2,5 = 10,96 \text{ KN/m}$
- Charge concentrée :  $q_{umur} = 1,35 \times q_{mur} = 9,5 \text{ KN}$
- Paillasse:  $q_{u2} = 1,35 \times 8,34 \times 1,5 \times 2,5 = 15 \text{ KN/ml}$ .

**2- Combinaison à l'état limite de service (ELS) :**

$$\longrightarrow (G+Q)$$

- Palier :  $5,34+2,5 = 7,84 \text{ KN/ml}$
- $q_{sm}$ :  $7,03 \text{ kN}$
- Paillasse:  $q_{s2} = 8,34 + 2,5 = 10,84 \text{ KN/ml}$ .

**III-2-10-5/ Calcul à l'état limite ultime (ELU) :****a) Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \rightarrow 3,00q_{u2} + 1,6q_{u1} + 1,1q_{u1} + q_m = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 3,00 \times 15 + 1,6 \times 10,96 + 1,1 \times 10,96 + 9,50 = 84,09 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 84,09 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1,6\right) + q_{u1} \times \frac{1,6^2}{2} + q_{u1} \times 1,1 \times \left[3 + \frac{1,1}{2} + 1,6\right] + q_m \times 5$$

$$R_B \times L = 15 \times 3 \times (3,1) + 10,96 \times 1,28 + 10,96 \times 1,1 \times [5,15] + 9,5 \times 5$$

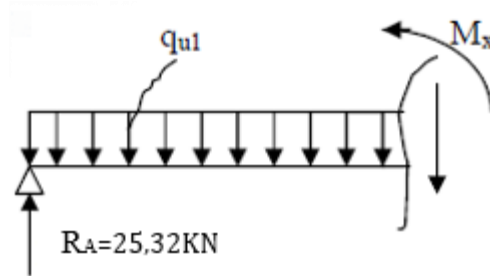
$$R_B = \frac{139,5 + 14,028 + 69,32 + 47,5}{4,6} = 58,77 \text{ KN}$$

$$R_A = 84,09 - 58,77 = 25,32 \text{ KN}$$

$$R_A = 25,32 \text{ KN} \quad R_B = 58,77 \text{ KN}$$

**b) Calculs des efforts interne :**

- **1<sup>ier</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$ .



$$T(x) = R_A - q_u x$$

$$T(x) = 25,32 - 10,96 x$$

$$T(x=0) \rightarrow R_A = 25,32 \text{ KN}$$

$$T(x=1,6) = 25,32 - 10,96 \times 1,6 = 7,78 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \rightarrow R_A = q_{u1}x \rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{25,32}{10,96} = 2,31 \text{ m}$$

$$x = 2,31 \text{ m}, 1,74 \notin [0; 1,43].$$

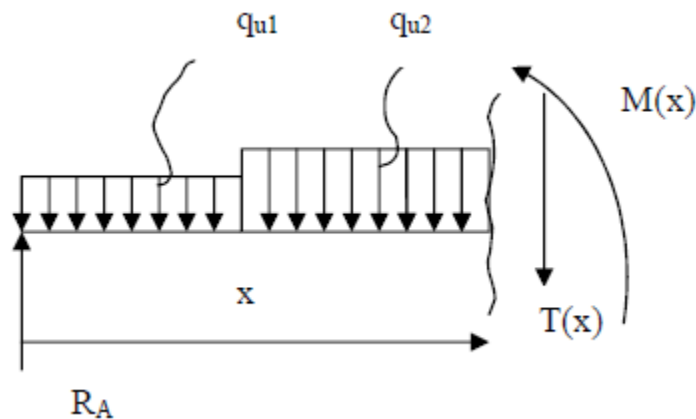
**Calcul du moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 25,32x - \frac{10,96}{2} x^2$$

$$M(x) = 25,32x - 5,48x^2$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \\ x=1,6, & M(x=1,6) = 26,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **2<sup>ier</sup> tronçon :**  $1,6 \leq x \leq 4,6 \text{ m}$ .



$$T(x) \text{ à } 0 = R_A - q_{u1} \times 1,6 - q_{u2}(x - 1,6) = 0$$

$$T(x = 1,6) = 25,32 - 10,96 \times 1,6 - 15(1,6 - 1,6) = 7,78 \text{ KN.}$$

$$T(x = 4,6) = 25,32 - 10,96 \times 1,6 - 15(4,6 - 1,6) = -37,21 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{31,53}{15} = 2,10 \text{ m}$$

$$x = 2,10 \text{ m} \in [1,6; 4,6].$$

**Calcul du moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A x - 1,6 q_{u1} \left(x - \frac{1,6}{2}\right) - q_{u2} \left(\frac{(x - 1,6)^2}{2}\right)$$

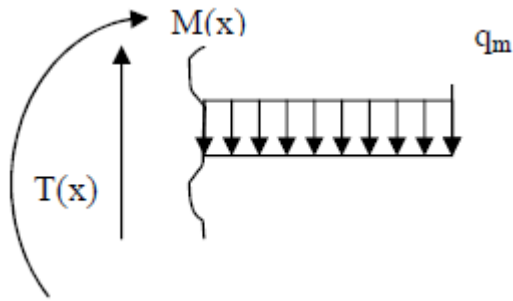
$$M(x) = 25,32x - 1,6 \times 10,96 \left(x - 0,8\right) - 15 \left(\frac{(x - 1,6)^2}{2}\right)$$

$$M(x = 1,6) = 25,32(1,6) - 1,6 \times 10,96(1,6 - 0,8) = 26,48 \text{ KN.m}$$

$$M(x = 4,6) = 25,32(4,6) - 1,6 \times 10,96(4,6 - 0,8) - 15 \left(\frac{(4,6 - 1,6)^2}{2}\right) = -17,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(x = 2,10) = 28,50 \text{ KN.m}$$

- 3<sup>ème</sup> Tronçon :  $0 \leq x \leq 1,1$



$$T(x) = q_{u1} x + q_{um} = 0$$

$$X = 0 \rightarrow T(x) = 10,96 \times 0 + 9,5 = 9,5 \text{ KN}$$

$$X = 1,1 \rightarrow T(x) = 10,96 \times 1,1 + 9,5 = 21,55 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant :**

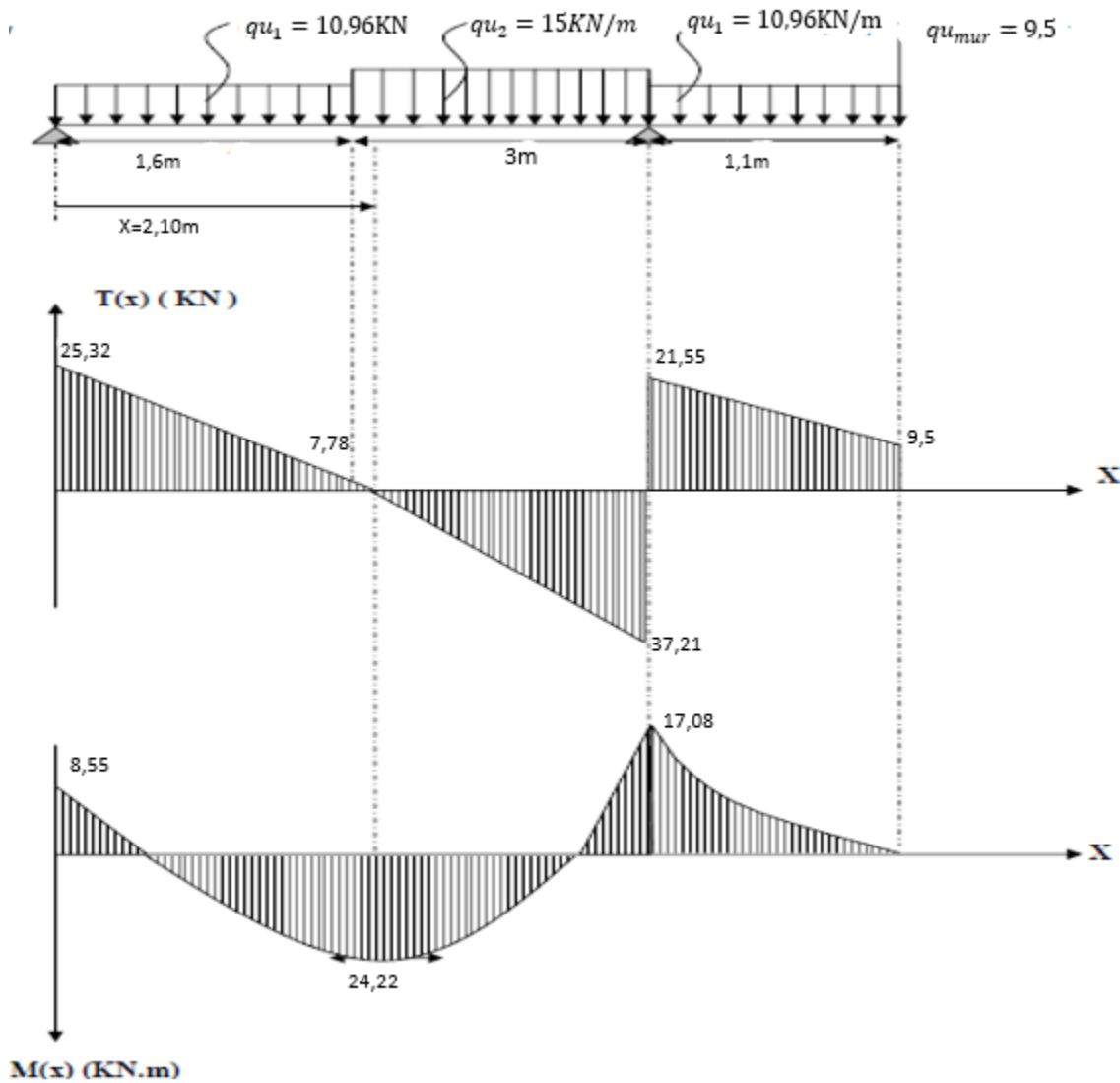
$$M(x) = -q_{um} \times x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$X = 1,1 \text{ m} \rightarrow M(x) = -9,5 \times 1,1 - 10,96 \times \frac{1,1^2}{2} = -17,08 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastrements, les moments en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et de 0.3 respectivement.

- En appui A :  $M_{uA} = -0,3 M_{u \max} = -0,3 (28,50) = -8,55 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{ut} = 0,85 M_{u \max} = 0,85 (28,50) = 24,22 \text{ KN.m}$
- En appui B :  $M_{uB} = -17,08 \text{ KN.m}$



### III-2-10-7/ Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

#### a) Armatures principales :

##### ➤ Appui A :

$$M_{uapp} = 8,55 \text{ KN.m}$$

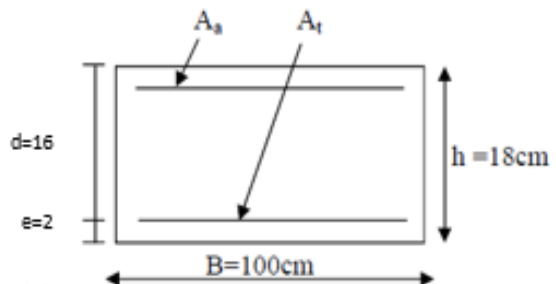
$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{8,55 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_u = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \text{Tableau} \quad \beta = 0,993$$

$$A_{appA} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,55 \times 10^5}{0,993 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 3 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .





➤ **En travée:**

$$M_{ut} = 24,22 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{be}} = \frac{24,22 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,066$$

$$\mu_u = 0,066 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,066 \rightarrow \text{Tableau} \quad \beta = 0,981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24,22 \times 10^5}{0,981 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 4,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Appui B :**

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2f_{be}} = \frac{17,08 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,046$$

$$\mu_u = 0,046 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \text{Tableau} \quad \beta = 0,972$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,08 \times 10^5}{0,972 \times 16 \times 348 \times 10^2} = 3,155 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**b) Armatures de répartition:**➤ **Appuis A :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \rightarrow \frac{2,35}{4} \leq A_r \leq \frac{2,35}{2}$$

$$A_r = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En travée:**

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Appuis B :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \rightarrow \frac{4,52}{4} \leq A_r \leq \frac{4,52}{2}$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**III-2-10-8 Vérification a l ELU :****a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91A4.21) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

- Appuis A :  $A_{\text{appA}} = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2$

- Appui B :  $A_{\text{appB}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2$  *condition vérifiée*

- En travée :  $A_{\text{ut}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2$

**b) Espacement des barres :****❖ Armatures principales**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 [\text{cm}]$$

$$S_t \leq \min(45, 33) [\text{cm}]$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appui A :  $S_t = 33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

Sur appui B :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$  *condition vérifiée*

En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

**❖ Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S \leq \min(60, 45) [\text{cm}] = 45 [\text{cm}]$$

Sur appui A :  $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Sur appui B :  $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  *condition vérifiée*

En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement aux appuis****(BAEL91Art61.3) :**

$$\tau = \frac{-V_{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{se} \Psi_s \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{\max} = 37,21 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,0 = 9,42 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{37,21 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 9,40} = 2,74 \leq 3,15 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

**d) vérification de l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552) :**

$$\tau_u = \frac{-V a^{max}}{bd} \leq \tau_u = \min\{0,1f_{c28}, 4MPa\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{37,21 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,23MPa. \tau \leq \bar{\tau} = 2,5[MPa] \rightarrow \text{la condition est vérifiée,}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132) :**

❖ **Influence sur le béton :**

$$\frac{V_u^{max}}{\gamma_b} \leq 0,4b(0,9d)f_{t28} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 160 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 960KN.$$

$$V_u^{max} = 37,21KN \leq 960 [KN]. \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Influence sur les aciers :**

n doit vérifier que :

$$A_u = \frac{V_u^{max}}{\sigma_s} \leq \min\{A_{apA}; A_{apB}\}$$

$$A_u = \frac{37,61 \times 10^3}{348} = 108,07mm^2 = 1,08cm^2 < A_{apA} = 2,35cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III-2-10-9 Etat limite de service (ELS) :**

❖ Palier :  $q_{s1} = 5,34 + 2,5 = 7,84 \text{ KN/ml}$

❖  $q_{sm} : 7,03. \text{ kN /ml}$

❖ Paillasse:  $s_2 q = 8,34 + 2,5 = 10,84 \text{ KN/ml.}$

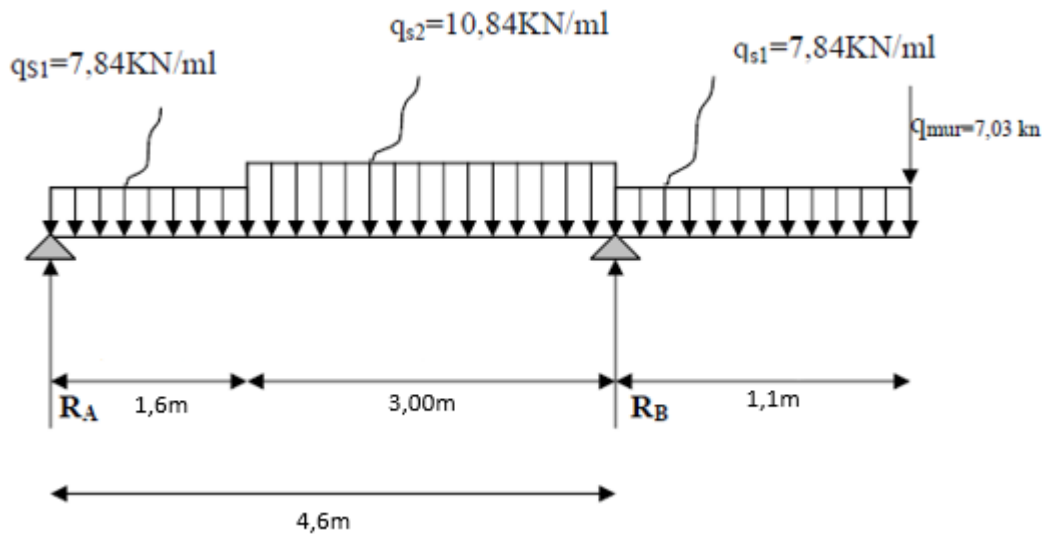


Schéma statique de calcul

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \rightarrow 3,00q_{u2} + 1,6q_{u1} + 1,1q_{u1} + q_m = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 3,00(10,84) + 1,6(7,84) + 1,1(7,84) + 7,03$$

$$R_A + R_B = 60,71 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1,6\right) + q_{u1} \times \frac{1,6^2}{2} + q_{u1} \times 1,1 \times \left[3 + \frac{1,1}{2} + 1,6\right] + q_m \times 5$$

$$R_B \times L = 10,84 \times 3 \times (3,1) + 7,84 \times 1,28 + 7,84 \times 1,1 \times [5,15] + 7,03 \times 5$$

$$R_B = 41,39 \text{ kN}$$

b) Calculs des efforts interne :

- 1<sup>ier</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$ .

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

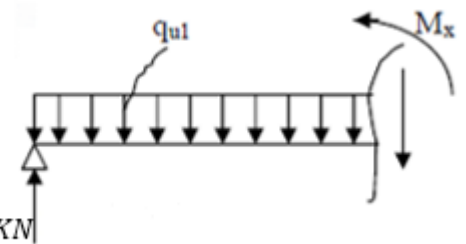
$$T(x) = 19,32 - 7,84 x$$

$$T(x=0) \rightarrow R_A = 19,32 \text{ kN}$$

$$T(x=1,6) = 19,32 - 7,84 \times 1,6 = 6,77 \text{ kN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \rightarrow R_A = q_{u1}x \rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{19,32}{7,84} = 2,46 \text{ m}$$

$$x = 2,46 \text{ m}, 2,46 \notin [0 ; 1,6].$$



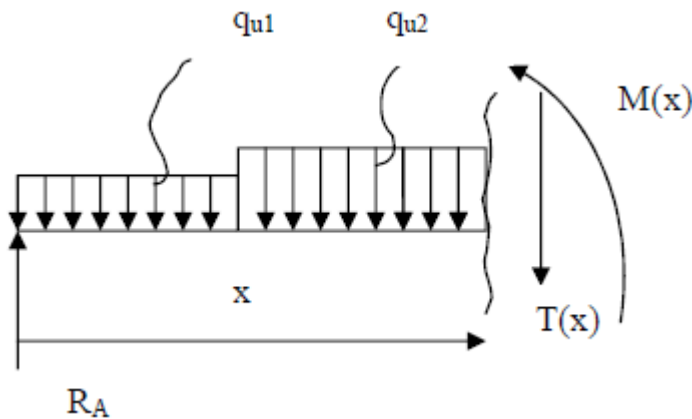
**Calcul du moment fléchissant :**

$$M(x) = R_{AX} - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 19,32x - \frac{7,84}{2}x^2$$

$$M(x) = 19,32x - 3,92x^2$$

$$\begin{cases} x = 0, & M(x = 0) = 0 \\ x = 1,6, & M(x = 1,6) = 20,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **2<sup>ier</sup> tronçon :**  $1,6 \leq x \leq 4,6 \text{ m}$ .



$$T(x) = R_A - q_{u1} \times 1,6 - q_{u2}(x - 1,6) = 0$$

$$T(x = 1,6) = 19,32 - 7,84 \times 1,6 - 10,84(1,6 - 1,6) = 6,77 \text{ KN}$$

$$T(x = 4,6) = 19,32 - 7,84 \times 1,6 - 10,84(4,6 - 1,6) = -25,74 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 2,225 \text{ m}$$

$$x = 2,23 \text{ m} \in [1,6 ; 4,6].$$

**Calcul du moment fléchissant :**

$$M(x) = R_{AX} - 1,6q_{u1} \left(x - \frac{1,6}{2}\right) - q_{u2} \left(\frac{(x - 1,6)^2}{2}\right)$$

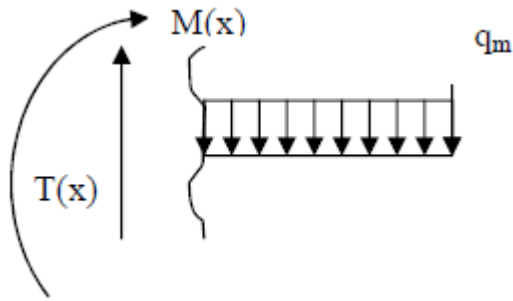
$$M(x) = 19,32x - 1,6 \times 7,84 \left(x - 0,8\right) - 10,84 \left(\frac{(x - 1,6)^2}{2}\right)$$

$$M(x = 1,6) = 19,32(1,6) - 1,6 \times 7,84(1,6 - 0,8) = 20,87 \text{ KN.m}$$

$$M(x = 4,6) = 19,32(4,6) - 1,6 \times 7,84(4,6 - 0,8) - 10,84 \left(\frac{(4,6 - 1,6)^2}{2}\right) = -7,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}(x = 2,23) = 22,92 \text{ KN.m}$$

- **3<sup>eme</sup> Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,1$



$$T(x) = q_{s1} x + q_{um} = 0$$

$$X = 0 \rightarrow T(x) = 7,84 \times 0 + 7,03 = 7,03 \text{ KN}$$

$$X = 1,1 \rightarrow T(x) = 7,84 \times 1,1 + 9,5 = 18,12 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant :**

$$M(x) = -q_{um} \times x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$$

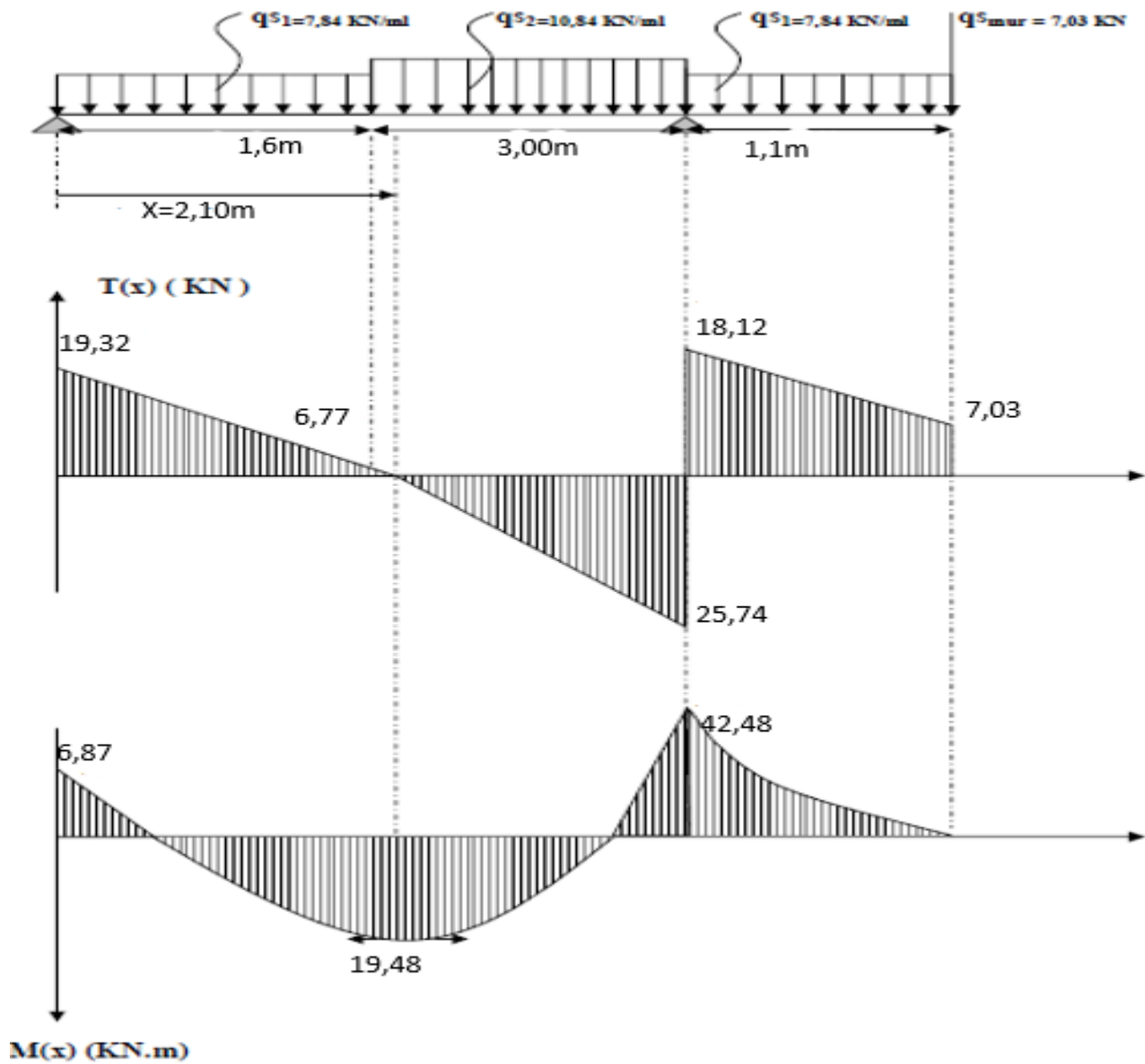
$$X = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$X = 1,1 \text{ m} \rightarrow M(x) = -7,03 \times 1,1 - 7,84 \times \frac{1,1^2}{2} = -12,48 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastrements, les moments en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et de 0.3 respectivement.

- En appui A :  $M_{uA} = -0.3 M_{u \max} = -0,3 (22,92) = -6,87 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{ut} = 0.85 M_{u \max} = 0,85 (22,92) = 19,48 \text{ KN.m}$
- En appui B :  $M_{uB} = -12,48 \text{ KN.m}$

## III-2-10-6 Diagramme des sollicitations : (ELS)



## III-2-10-11 vérification à l'ELS :

## a) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

## ➤ Appui A :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 16} = 0,147$$

$$\rho_1 = 0,147 \xrightarrow{\text{(tableau)}} \begin{cases} \beta_1 = 0,937 \\ K1 = 64,37 \\ K = 1K1 = 0,015 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{6,87 \times 10^3}{2,35 \times 0,937 \times 16} = 194,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,015 \times 194,99 = 2,92 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,92 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Condition est vérifiée).}$$

## ➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16}$$

$$\rho_1 = 0,283 \xrightarrow{\text{(Tableau)}} \begin{cases} \beta_1 = 0,916 \\ K1 = 44,52 \\ K = \frac{1}{44,52} = 0,022 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{19,48 \times 10^3}{4,52 \times 0,916 \times 16} = 294,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 294,05 = 3,30 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,30 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

## ➤ Appui B :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0,28 \begin{cases} \beta_1 = 0,916 \\ K1 = 44,52 \\ K = \frac{1}{44,52} = 0,022 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{cs}}{A\beta_1 d} = \frac{12,48 \times 10^3}{2,35 \times 0,937 \times 16} = 354,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,015 \times 354,23 = 5,31 < 15 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{bc} = 5,31 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Vérification de la flèche :**

**1- Paillasse :**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{18}{460} = 0,039 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée,}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{h}{L} = \frac{18}{460} = 0,039 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Avec :

$$M_t = 10,63 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 12,50 \text{ KN.m}$$

**Conclusion**

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

**Calcul de la flèche :**

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $E_v$  = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

$I_0$  = moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - \dot{c} \right)^2 + \dot{A}_s \left( \frac{h}{2} - C \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - \dot{c} \right)^2 \right] = \frac{100 \times 18^3}{12} + 15 \times \left[ 4,52 \left( \frac{18}{2} - 2 \right)^2 \right] = 51922,2 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{4,52}{100 \times 16} = 0,0028$$

r = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\lambda V = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)^2}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad \text{Avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{4,52 \times 100}{100 \times 16} = 0,28 \rightarrow \beta_1 = 0,916$$

$$\sigma_s = \frac{9,94 \times 10^6}{0,916 \times 160 \times 4,52 \times 10^2} = 150,05 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,028$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu} = 52688,58 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9,94 \times 10^6 \times 4600^2}{10 \times 10818,86 \times 52688,58 \times 10^4} = 3,68 \text{ m} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 9,2 \text{ mm}$$

$f < \bar{f}$  La flèche est vérifiée.

## 2- la console :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on vérifie :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ (condition vérifiée)} \leftarrow \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{18}{110} = 0,16 \\ \frac{1}{16} = 0,06255 \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \text{ (condition vérifiée)} \leftarrow \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{18}{110} = 0,16 \\ \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{4,74}{10 \times 4,74} = 0,1 \end{cases}$$

Avec :  $M_t = M_0 = M_{qS}$

$$M_{qS} = \frac{Q_s L^2}{2} = \frac{7,84 \times (1,1)^2}{2} = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (condition vérifiée)} \leftarrow \begin{cases} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 16} = 0,0035 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{cases}$$

**Conclusion :**

**Les conditions sont vérifiées.**

### III 2-11 Poutre palière :

#### Introduction :

La poutre palière, poutre de section rectangulaire est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une.

#### III 2-11-1 pré dimensionnement

- **Hauteur :**

$$L = 310cm$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \rightarrow 20,67 \leq h \leq 31cm.$$

On prend h = 30cm

- **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 28cm.$$

On prend b = 30cm

Vérification selon le RPA99 version 2003 (zone sismique II a) : Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \rightarrow b = 30cm \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ h \geq 30cm \rightarrow h = 40cm \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,3 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc nous prenons : h = 40 cm ; b = 30cm

#### III -2-11-2/ Charge revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre  $0,40 \times 0,30 \times 25 = 3KN /ml$ .

- Réaction du palier (ELU) :32,61KN/ml.

- Réaction du palier (ELS) :23,63 KN/ml

$$q_u = 1,35 \times 3 + 32,61 = 36,66 \text{ KN /ml.}$$

$$q_s = 23,63 + 3 = 26,63 \text{ KN /ml}$$

### III-2-11-3 à l'ELU :

- **Moment isostatique:**

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{36,66 \times (3,10)^2}{8} = 44,03 \text{ KN.m}$$

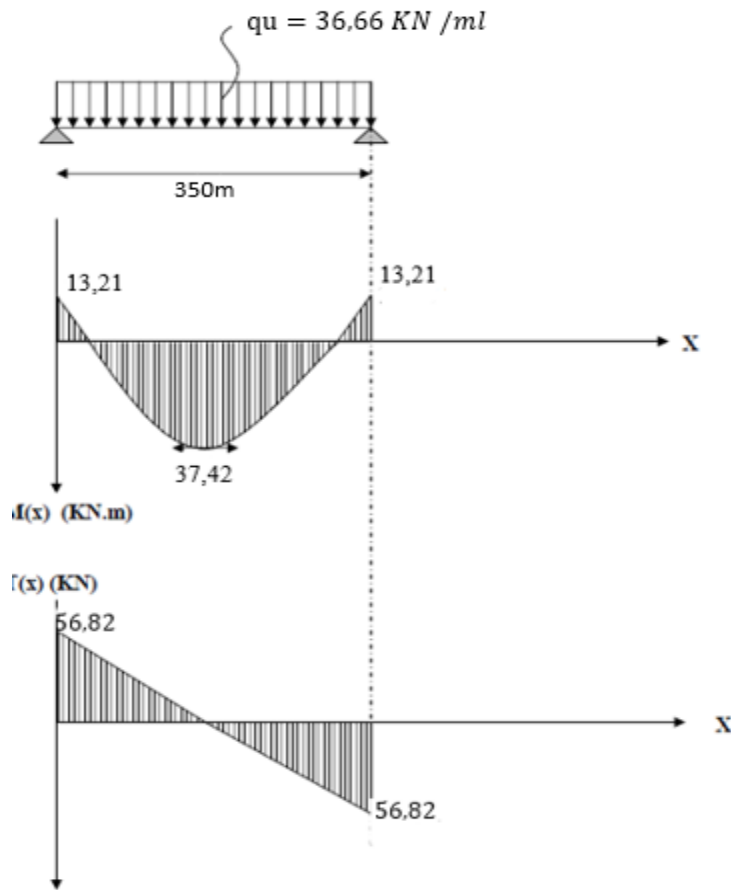
- **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{36,66 \times 3,10}{2} = 56,82$$

En tenant compte des semi encastres on aura :

$$\begin{aligned} M_{uapp} &= (-0,3) M_0 = -13,21 \text{ KN.m.} \\ M_{ut} &= (0,85) M_0 = 37,42 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

### III -2-11-4 Diagramme des sollicitations :



#### III -2-11-4 Diagramme des sollicitations :

#### III-2-11-5 Ferraillage :

##### ➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37,42 \times 10^3}{30 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,116 \rightarrow \beta = 0,928$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{37,42 \times 10^3}{0,928 \times 27,5 \times 348} = 4,21 \text{ cm}^2$$

Soit : 3T16 =  $6,03 \text{ cm}^2$

##### ➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,21 \times 10^3}{30 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 = \mu_l \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,041 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,21 \times 10^3}{0,928 \times 27,5 \times 348} = 1,487 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{app} = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$6,03 + 2,36 = 8,39 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$8,39 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

### III-2-11-6 Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de l'effort tranchant (BAEL91 ArtA522) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{56,82 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,688 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = \min\{0,13 \times 25 ; 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,90 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,25 [\text{MPa}] \rightarrow (\text{condition vérifiée}),$$

#### b) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91 Art5.132) :

- Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{56,82 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 2,36 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{condition vérifiée}),$$

- Influence sur le béton:**

$$T_u^{max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 56,82 \text{ KN} \leq 0,4 \times 300 \times (0,9 \times 275) \times \frac{25}{1,5} = 495$$

$$T_u = 56,82 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \rightarrow (\text{condition vérifiée}),$$

**c) Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91, ArtA613):**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{eu} = \Psi f_{i28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,0 = 9,42 cm$$

$$\tau_e = \frac{56,82 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 942} = 0,243 MPa \leq \bar{\tau}_e$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**d) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 Art6.127) :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{i28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

Le BAEL limite  $L_s$  à  $40\phi$  pour FeE 400.

On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_s$

$$0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16 cm$$

**➤ Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_1 \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\}$$

$$\phi_1 \leq \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 10 \right\}$$

$$\phi_1 \leq \min \{ 11,42; 30; 10 \} = 10 mm$$

On prend un cadre et un étrier en T8

$$A_t = 6T8 = 3,02 cm^2 \text{ exigence du (R. P. A version 2003) [Art. 7.5.2.2]}$$

**➤ Espacement :**

$$\text{Zone nodale: } S_1 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 25 cm \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 16; 25 cm \right\} = 10 cm$$

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

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

e) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2$$

$$A_s = 3,02\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,9\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III -2-8-7 à L'ELS:

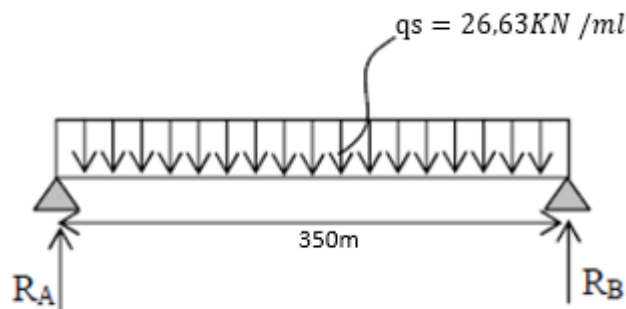


Schéma statique à L'E.L. S

Calcul des Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{26,63 \times 3,50}{2} = 46,60\text{KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{26,63 \times (3,50)^2}{8} = 40,77\text{KN}$$

Moments corrigés :

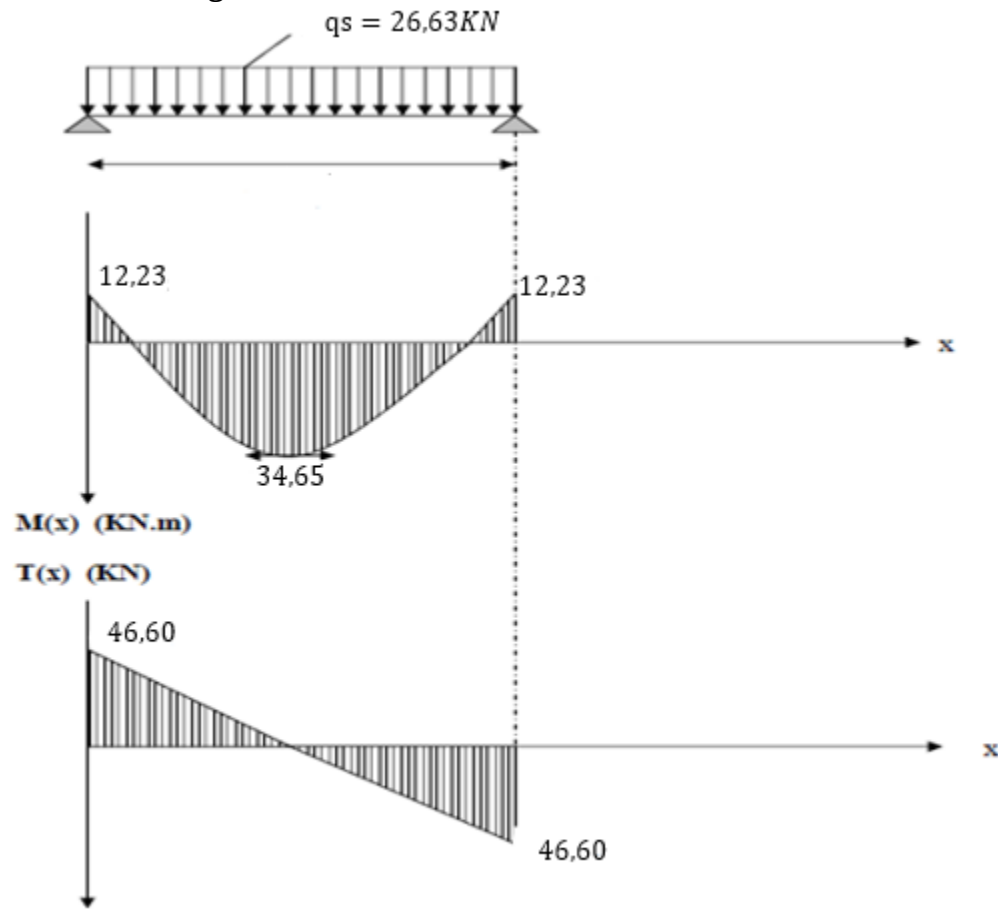
$$\begin{aligned} \text{En travée : } M_t &= 0,85 \times 40,77 = 34,65\text{KN.m} \\ \text{En appuis : } M_a &= -0,3 \times 40,77 = -12,23\text{KN.m} \end{aligned}$$

• Effort tranchant :

$$V^{\max} = R_A = R_B = 46,60\text{KN}$$



## III -2-11-8 Diagrammes des sollicitations :



## III-2-11-9 Vérification à L'E.L. S :

## a) Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :  $kgfkkch\}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{6} \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{355} = 0,112 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{355} = 0,112 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35,65}{10 \times 41,95} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{6,03}{30 \times 30} = 0,0067 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées

## b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

## c) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

$$\text{Aux appuis: } A_a = 2,36cm^2 \quad M_a = -12,58KN.m$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{30 \times 27,5} = 0,286$$

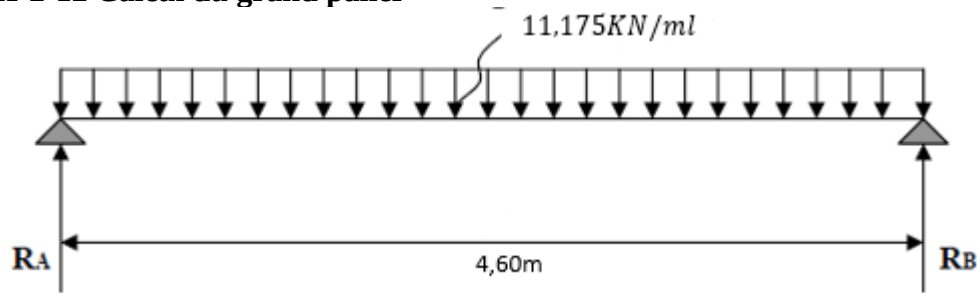
$$\rho = 0,286 \rightarrow \beta = 0,910 \rightarrow \alpha = 0,270 \rightarrow k = 0,024$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,23 \times 10^3}{2,36 \times 0,910 \times 27,5} = 207,08MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,024 \times 207,08 = 4,969Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 4,96Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## III-2-12 Calcul du grand palier



(RDC) :

## Schéma statique du palier

G et Q : charges et surcharges verticales revenant à la dalle pleine.

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} \rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = 15,33 \text{ cm}$$

Sachant que le **RPA** exige un minimum de 12 cm

Alors on adopte une épaisseur = 18 cm

## III-2-12-1 Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1m de la dalle pleine.

- Poids de la dalle + revêtement :  $G = [0,18 \times (25) + 0,05 \times (20) \times 1 \text{ ml} = 5,5 \text{ kN/ml}]$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 1 \text{ ml} = 2,5 \text{ kN/ml}$

## A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q$$

$$q_u = 11,175 \text{ kN/ml}$$

## A l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 8 \text{ kN/ml}$$

## III-2-12-2 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{11,175 \times (4,60)^2}{8} = 29,55 \text{ kN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{11,175 \times 4,60}{2} = 25,70 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } \Rightarrow R_A = R_B = 25,70 \text{ kN}$$

En tenant compte des semi encastres on aura :

$$M_{uapp} = (-0,3)M_0 = -8,865 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85)M_0 = 25,117 \text{ kN.m}$$

## III-2-12-3 Ferraillage :

- Armatures longitudinales :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25,117 \times 10^3}{100 \times 15,5^2 \times 14,2} = 0,073 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,073 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25,117 \times 10^3}{0,966 \times 15,5 \times 348} = 4,82 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T14 = 9,23 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 16 cm.

➤ An appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,86 \times 10^3}{100 \times (15,5)^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 = \mu_l \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,023 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,86 \times 10^3}{0,989 \times 15,5 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Soit : A<sub>app</sub> = 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

- Armatures de répartitions :

➤ En travée:

$$\frac{9,23}{4} \leq A_r$$

$$A_{min} = 2,3 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml

➤ En appuis :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \rightarrow \frac{3,14}{4} \leq A_r \leq \frac{3,14}{2}$$

$$A_{min} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml

## III-2-12-4 Vérification a l ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{app} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,87 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{ut} = 9,23 \text{ cm}^2 > 1,87 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

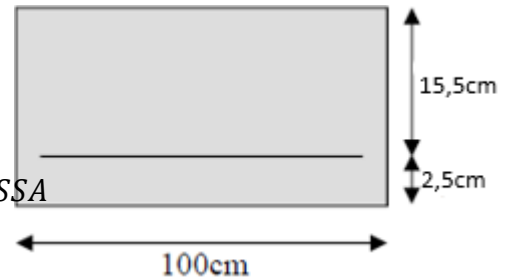
b) Répartition des barres :

- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = (16; 25) (\text{cm}) \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- Armatures de répartition :



$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = (25; 25)(cm) < 33cm \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91 Art 61.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V^{max}}{0,9d \sum u_i} = \tau_{se} = \overline{\Psi}_s \times f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 ; \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{max} = 25,70KN (\text{voir réaction d'appuis}).$$

$$\sum u_i = \eta \times \Phi \times \pi = 4 \times 3,14 \times 1,0 = 12,56cm$$

$$\tau_{se} = \frac{25,70 \times 10^3}{0,9 \times 155 \times 125,6} = 1,46 < 3,15MPa \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

d) vérification des efforts tranchants (BAEL91. ArtA552) :

$$\tau_{se} = \frac{V_a^{max}}{bd} \leq \tau_u \leq \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{25,70 \times 10^3}{1000 \times 155} = 0,165[MPa] \rightarrow \tau < \bar{\tau} = 2,5[MPa] \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91 ArtA5.132) :

- Influence sur le béton:

$$V_u^{max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 155 \times 25}{1,5} = 960KN$$

$$V_u^{max} = 25,70KN \leq 930[KN]$$

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left( 25,70 - \frac{8,86}{0,9 \times 0,155} \right) \times 10^3 = -1,82cm^2$$

$$A = 3,14cm^2 > -1,82cm^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835Kpa$$

$$L_s = \emptyset \times 35,27$$

D'où le RPA recommande une longueur de scellement égal à  $40 \times \emptyset$

Alors, on adopte une longueur de  $L_s = \emptyset \times 40$

## III-2-12-5 Vérification à L'E.L. S :

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{8 \times 4,60}{2} = 18,4 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{8 \times (4,60)^2}{8} = 21,16 \text{ KN}$$

Moments corrigés :

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85 \times 21,16 = 17,98 \text{ KN.m} \\ \text{En appuis : } M_a = -0,3 \times 21,16 = -6,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant :

$$V^{max} = R_A = R_B = 18,4 \text{ KN}$$

## 1-Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} &= \frac{18}{460} = 0,039 \\ \frac{1}{16} &= 0,0625 \end{aligned} \right\} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} &= \frac{18}{460} = 0,039 \\ \frac{M_t}{10M_0} &= \frac{17,98}{10 \times 21,16} = 0,085 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} &= \frac{9,23}{100 \times 15,5} = 0,0059 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées  
Donc il est nécessaire de calculer la flèche :

## ❖ Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche est :

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :  $E_v$  = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

$I_0$  = moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - \bar{c} \right)^2 + \bar{A}_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 55384,05 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{9,23}{100 \times 15,5} = 0,0059$$

$\rho$  = Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\lambda V = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0059 \times 5} = 1,42$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad \text{Avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{9,23 \times 100}{100 \times 15,5} = 0,59 \rightarrow \beta_1 = 0,887$$

$$\sigma_s = \frac{17,98 \times 10^6}{0,887 \times 155 \times 9,23 \times 10^2} = 141,68 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,73$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} = 43063,87 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{17,98 \times 10^6 \times 4600^2}{10 \times 10818,86 \times 43063,87 \times 10^4} = 8,16 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9,2 \text{ mm}$$

$f < \bar{f}$  La flèche est vérifiée.

#### b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

#### c) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq 15 \text{ Mpa}$$

##### • Aux appuis :

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2, M_a = -6,34 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15,5} = 0,20$$

$$\rho = 0,20 \rightarrow \beta = 0,929 \rightarrow \kappa = 0,018$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,34 \times 10^3}{3,14 \times 0,929 \times 15,5} = 140,22 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa (FPN)}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_{st} = 0,018 \times 140,22 = 2,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,52 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- En travée :

$$A_t = 9,23 \text{ cm}^2, \quad M_t = 17,98 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 15,5} = 0,59$$

$$\rho = 0,59 \rightarrow \beta = 0,887 \rightarrow \kappa = 0,034$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot dA} = \frac{17,98 \times 10^6}{0,887 \times 155 \times 9,23 \times 10^2} = 141,68 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_{st} = 0,034 \times 141,68 = 4,81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,81 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III-3 Calcul des Balcons :

Dans notre structure on trouve deux types de balcon (Corps creux et dalle pleine) Le calcul se fera juste pour celui de dalle pleine.

#### ✓ Balcon en dalle pleine :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine.

#### III-3-1-pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,60m

Longueur : 2,80m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

ep doit être au moins égale à 12cm (RPA99version 2003)

On adopte ep = 15cm

#### III-3-2-Schéma statique de calcul :

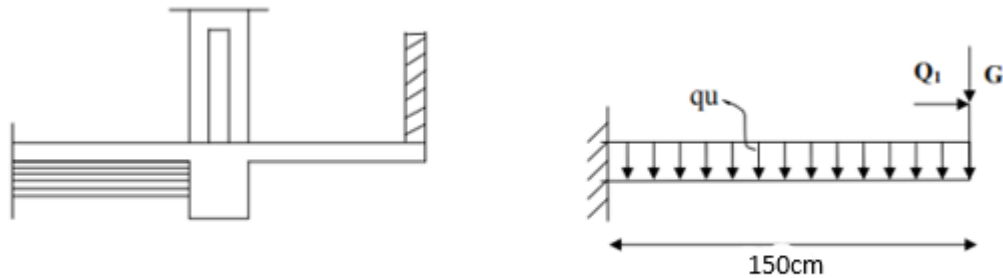


Figure.3-1 Schéma statique du balcon

$q_u$ : charge et surcharge pondérées de la dalle.

$Q_1$ : surcharge exercée sur le garde-corps.

$G_1$  : poids du garde-corps.



**III-3-3 Calcul d'efforts :**

$$G = 5,39 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 1,78 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$$

**III-3-4 Combinaisons de charges :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

- **A l'ELU :**

La dalle :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = [1,35(5,39) + 1,5(3,5)] \times 1\text{ml} = 12,527 \text{ KN/ml}$ .

Garde-corps :  $q_{u1} = 1\text{ml} \times 1,35G_1 = 1 \times 1,35 \times 1,78 = 2,4 \text{ KN/ml}$ .

$$q_{u2} = 1,5Q_1 = 1 \times 1,5 \times 1\text{ml} = 1,5 \text{ KN/ML}$$

- **A l'ELS :**

La Dalle :  $q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (5,39 + 3,5) \times 1\text{ml} = 8,89 \text{ KN/ml}$

Garde-corps :  $q_{s1} = G_1 \times 1\text{ml} = 1,78 \text{ KN/ml}$

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/ml}$$

**III-3-5 ferraillage :**

a) **Calculs des moments d'encastrement :**

- **A l'ELU :**

❖ Le moment dû à la charge  $q_u$  de la dalle pleine :

$$\Rightarrow M_{qu} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{12,527 \times (1,50)^2}{2} = 14,09 \text{ KN.m}$$

❖ Le moment dû à la charge  $N_u$  de garde-corps :

$$\Rightarrow Mu_1 = q_{u1} \times L = 2,4 \times 1,50 = 3,6 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow Mu_2 = q_{u2} \times H = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m}$$

❖ Le moment total est :

$$M_u = M_{u(1+2)} + M_{qu} = 1,5 + 3,6 + 14,09 = 19,19 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

❖ Le moment dû à la charge  $q_u$  de la dalle pleine

$$\Rightarrow M_{qs} = \frac{Q_u L^2}{2} = \frac{8,89 \times (1,50)^2}{2} = 10 \text{ KN.m}$$

❖ Le moment dû à la charge  $N_u$  de garde-corps :

$$\Rightarrow M_{s1} = q_{s1} \times L = 1,78 \times 1,50 = 2,67 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{s2} = q_{s2} \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$$

❖ Le moment total est :

$$M_s = M_{s2} + M_{qs} = 2,67 + 1 + 10 = 13,67 \text{ KN.m}$$

## b) Calcul des armatures à l'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; \quad d = 0,15 - 0,02 = 0,13 \text{ m}$$

## ➤ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,19 \times 10^3}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,079$$

$$\mu = 0,089 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,079b \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$At = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,19 \times 10^5}{0,982 \times 13 \times 348 \times 10^3} = 4,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $St = 24 \text{ cm}$

$$St = 24 \text{ cm} \leq \min(2h; 25) = 25 \text{ cm (fissuration préjudiciable)}.$$

## ➤ Armatures de répartition :

$$At = \frac{3,92}{4} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $St = 21 \text{ cm}$

$$St = 21 \text{ cm} \leq \min(2h; 25) = 25 \text{ cm}$$

## III-3-6 vérification à l'ELU :

## a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$At = 4,71 \text{ cm} \geq A_{\min} = 1,57 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

## b) Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,34 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } V_u = q_u \times L + q_{u1} + q_{u2} = 12,527 \times 1,5 + 2,4 + 1,5 = 22,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22,69}{1 \times 0,13} \times 10^{-3} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

## c) Adhérence de barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{22,69}{0,9 \times 0,13 \times 15,7 \times 10} = 1,23 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 1,0 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

**d) Vérifications de la contrainte de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_{\max}}{b \times a} = \frac{2 \times 22,69}{1 \times 1,6 \times 0,13 \times 10^3} = 0,218 \text{MPa} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 13,34 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

**e) Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \phi$$

$\Rightarrow$  Le **BAEL** propose  $L_s = 40 \phi$  Si  $f_e = 400 \text{MPa}$

Donc on adopte  $L_s = 40 \phi$

$\Rightarrow$  Soit des crochets de longueur  $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{cm}$ .

Soit  $L_a = 16 \text{cm}$ .

**III-3-7 Vérification à l'ELS :**

**a) État limite de résistance à la compression de béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$  et  $\sigma_{bc} = K \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,30$$

$$K_1 = 42,47 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,024 \rightarrow \beta = 0,913$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A} = \frac{10,33 \times 10^6}{0,913 \times 0,13 \times 3,92 \times 10^5} = 222,02 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 222,02 = 5,32 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,32 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

**b) Vérification de la flèche :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{160} = 0,093 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} (\text{Condition vérifiée})$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{15}{90} = 0,16 \\ \frac{M_t}{10M_0} &= \frac{10}{10 \times 10} = 0,1 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \left( \text{Condition vérifiée} \right)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_1}{bd} &= \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0030 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \left( \text{Condition vérifiée} \right)$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas

**c) Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

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

$$M_s = 10,33\text{KN.m}$$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - hA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,10y - 612,3 = 0 \Rightarrow y = 4,77\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + hA_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 12995,33\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13,67 \times 10^3}{12995,33} \times 4,77 = 5,01\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,01\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \left( \text{Condition vérifiée} \right)$$

**d) Vérification de la contrainte d'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{nf_{t28}} \right\}. \text{ Avec: } \eta = 1,6 \text{ Pour HA} > 6\text{mm}$$

$\eta$  Coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{13,67}{12995,33} \times 10^3 (13 - 4,77) = 129,85\text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \left( \text{Condition vérifiée} \right)$$

• **Planchers**

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent l'hourdis, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- Soit en dalle pleine.

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

- Fonction de résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage d'éducation, on adopte un plancher à corps creux.

Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

### III.1.1. Dimensionnement des poutrelles

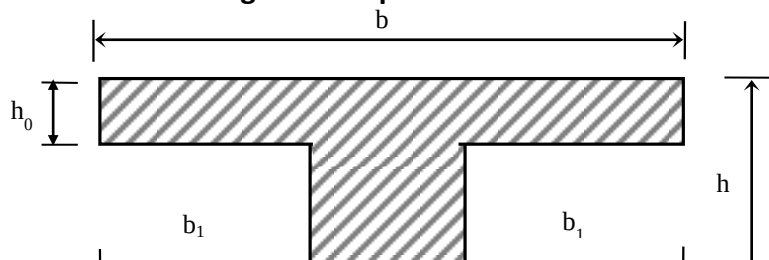
Notre construction étant une construction courante de surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$ ).

Dans notre structure on a un seul type de plancher à corps creux :

- Corps creux : 16 cm ;
- Dalle de compression : 4 cm.

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm, entre axes. Hauteur du plancher :  $h_t = 20 \text{ cm}$ , Épaisseur de la nervure :  $h_0 = 4 \text{ cm}$ , Largeur de la dalle de compression :  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

#### III.1.1.1. Calcul de la largeur de la poutrelle



**Figure III.8:** Schéma d'un plancher à corps creux

Le calcul de la largeur ( $b$ ) se fait à partir des conditions suivantes :  $b = 2b_1 + b_0$

La portée maximale est :  $L = 450 \text{ cm}$  et  $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \rightarrow b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Pour avoir :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$ .

### III.1.2. Méthode de calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode des trois moments ;
- La méthode de Caquot.

#### III.1.2.1. Méthode forfaitaire et les conditions d'application de la méthode

Le règlement B.A.E.L 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants, cette dernière est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
- Le moment d'inertie des sections est constant dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est de :  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

##### III.1.2.1.1. Principe de calcul de la méthode

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques ( $M_0$ ) de la travée indépendante.

Selon le B.A.E.L 91, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e) / 2 ;$

- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$  : dans une travée intermédiaire ;
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$  : dans une travée de rive.

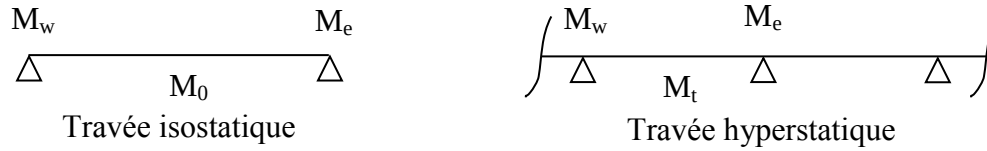


Figure III.9: Types des travées

### III.1.2.1.2. Moments

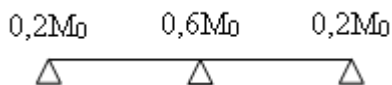
Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques ( $M_0$ ) de la travée indépendante.

- Le Moment maximal dans la travée indépendante :  $M_0$  ;
- Le Moment maximale dans la travée étudiée :  $M_t$  ;
- Le Moment sur l'appui gauche de la travée :  $M_w$  ;
- Le Moment sur l'appui droit de la travée :  $M_e$  ;
- Le rapport suivant :  $\alpha = Q / (G + Q)$ .

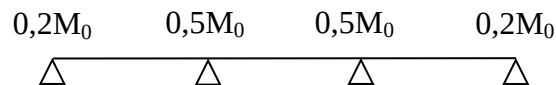
#### • Moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

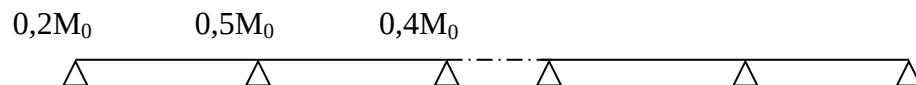
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue à trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées :



**III.1.2.1.3. Effort tranchant**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement B.A.E.L 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \qquad T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

– Effort tranchant à droite :  $T_w$                       Effort tranchant à gauche :  $T_e$

**III.1.2.2. Méthode de trois moments (Méthode R.D.M)**

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis, nous avons appliqués cette méthode si la 4<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifié (la condition de fissuration), dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

Elle est définie par la formule suivante :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Avec :  $S_0 = S \times a$

- Les portées entre les appuis :  $l_i, l_{i+1}$  ;
- Sont les moments aux appuis :  $M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$  ;
- Représente l'aire du diagramme du moment :  $S$  ;
- La distance entre le c g de l'aire de diagramme et l'appui :  $a$ .

Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée. Après résoudre les équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.

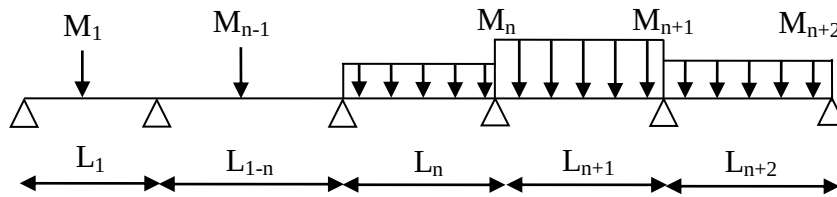


### III.1.2.2.1. Méthode de calcul

Vu que la 3<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

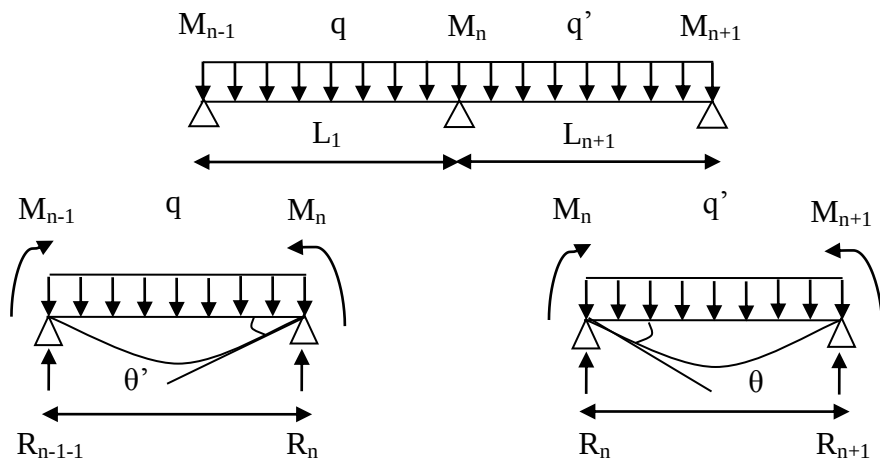
### III.1.2.2.2. Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis



**Figure III.10:** Poutres continues à plusieurs appuis,

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



**Figure III.11:** Isolant deux travées adjacentes

$M_n$ ,  $M_{n-1}$ ,  $M_{n+1}$  : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ( $\theta' = \theta$ ).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$ ,  $L_{n+1}$  sous les charges connues  $q$ ,  $q'$  peuvent être tracé selon la méthode classique.  $M_n$ ,  $M_{n-1}$ ,  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.

$G_n, G_{n+1}$  : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$  : sont la signification indiqué sur la figure.

$S_n$  et  $S_{n+1}$  : les Aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée équation CLAPEYRON.

### III.1.2.2.3. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement B.A.E.L 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \quad \text{et} \quad T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

- Effort tranchant à droite :  $T_w$
- Effort tranchant à gauche :  $T_e$

### III.1.3. Calcul de la poutrelle (Étage courant)

Type 01 : Les travées AB-BC-CD-DE

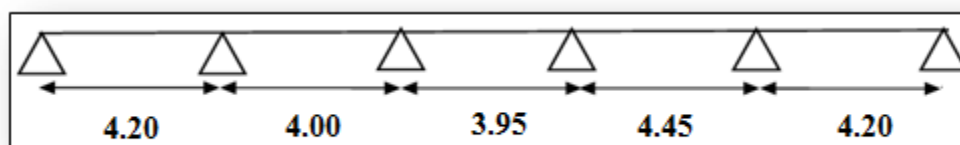


Figure III.12: Type 01 de la poutrelle

### III.1.3.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 5,10 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante : ( $I = \text{cte}$ )  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{4,20}{4,00} = 1,05; \frac{4,00}{3,95} = 1,01; \frac{3,95}{4,45} = 0,89; \frac{4,45}{4,20} = 1,06 \rightarrow 0,8 \leq \frac{L}{L+1} \leq 1,2$  Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable :  $\rightarrow$  Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages courante.

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

### III.1.3.2. Calcul les sollicitations

$$G = 5,10 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,10 + 1,5 \times 1,50) \times 0,65 = 5,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,10 + 1,50) \times 0,65 = 4,29 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 1,5/(5,10 + 1,5) = 0,23$$

#### – Calcul les moments fléchissant

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{AB} = \frac{5,94 \times 4,20^2}{8} = 13,10 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{BC} = \frac{5,94 \times 4,00^2}{8} = 11,88 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{CD} = \frac{5,94 \times 3,95^2}{8} = 11,58 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{DE} = \frac{5,94 \times 4,45^2}{8} = 14,70 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{EF} = \frac{5,94 \times 4,20^2}{8} = 13,10 \text{ KN.m}$$

#### – Calcul les moments en appuis

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 13,10 = 2,62 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5 \times 13,10 = 6,55 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4 \times 11,88 = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4 \times 14,70 = 5,88 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5 \times 14,70 = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2 M_0^{EF} = 0,2 \times 13,10 = 2,62 \text{ KN.m}$$

– Calcul les moments en travées

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = Q/(G + Q) = 1,5/(5,10 + 1,5) = 0,23 \\ 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,23 = 1,53 > 1,05 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,23}{2} = 0,765 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,23}{2} = 0,63 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

• Travée de rive (AB) et (EF) :

$$M_T^{(AB)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05 M_0^{AB}; [1 + 0,3\alpha] M_0^{AB}) - \frac{M_A + M_B}{2} = 9,42 \text{ KN.m} \\ [1,2 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{AB}}{2} = 8,31 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(AB)} = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(EF)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05 M_0^{EF}; [1 + 0,3\alpha] M_0^{EF}) - \frac{M_E + M_F}{2} = 9,02 \text{ KN.m} \\ [1,2 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{EF}}{2} = 8,31 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(EF)} = 9,02 \text{ KN.m}$$

• Travée intermédiaire (BC), (CD) :

$$M_T^{(BC)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05 M_0^{BC}; [1 + 0,3\alpha] M_0^{BC}) - \frac{M_B + M_C}{2} = 7,05 \text{ KN.m} \\ [1 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{BC}}{2} = 6,35 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(BC)} = 7,05 \text{ KN.m}$$

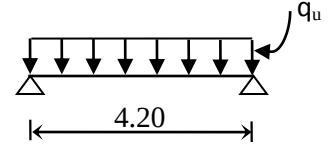
$$M_T^{(CD)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05 M_0^{CD}; [1 + 0,3\alpha] M_0^{CD}) - \frac{M_C + M_D}{2} = 7,06 \text{ KN.m} \\ [1 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{CD}}{2} = 6,19 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(CD)} = 7,06 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(DE)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left( 1,05 M_0^{DE}; [1 + 0,3\alpha] M_0^{DE} \right) - \frac{M_D + M_E}{2} = 9,09 \text{ KN.m} \\ [1 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{DE}}{2} = 7,86 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(DE)} = 9,09 \text{ KN.m}$$

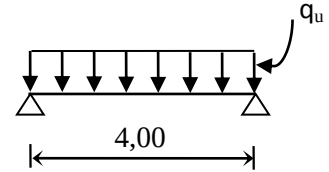
– **Calcul des efforts tranchants**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

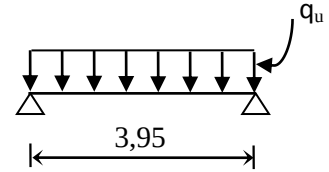
$$T^{AB} = \begin{cases} T_w = \frac{2,62 - 6,55}{4,20} + 5,94 \frac{4,20}{2} = 11,54 \text{ KN} \\ T_e = \frac{2,62 - 6,55}{4,20} - 5,94 \frac{4,20}{2} = -13,41 \text{ KN} \end{cases}$$



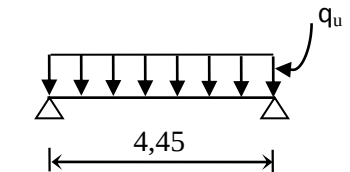
$$T^{BC} = \begin{cases} T_w = \frac{6,55 - 4,75}{4} + 5,94 \frac{4}{2} = 12,33 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,55 - 4,75}{4} - 5,94 \frac{4}{2} = -11,43 \text{ KN} \end{cases}$$



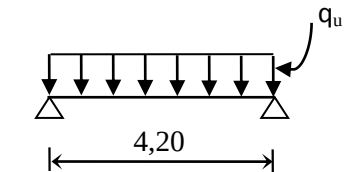
$$T^{CD} = \begin{cases} T_w = \frac{4,75 - 5,88}{3,95} + 5,94 \frac{3,95}{2} = 11,45 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4,75 - 5,88}{3,95} - 5,94 \frac{3,95}{2} = -12,02 \text{ KN} \end{cases}$$



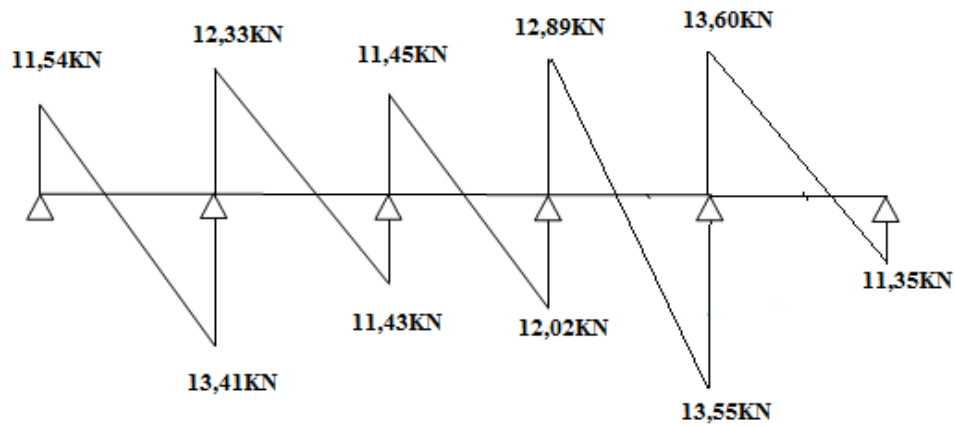
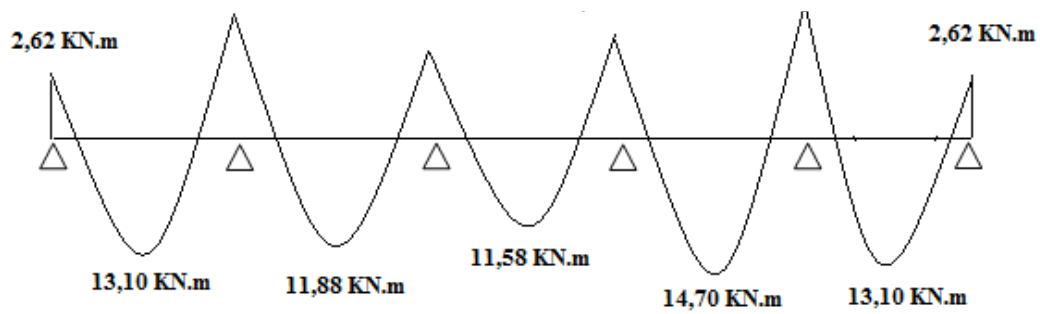
$$T^{DE} = \begin{cases} T_w = \frac{5,88 - 7,35}{4,45} + 5,94 \frac{4,45}{2} = 12,89 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,88 - 7,35}{4,45} - 5,94 \frac{4,45}{2} = -13,55 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T^{EF} = \begin{cases} T_w = \frac{7,35 - 2,62}{4,20} + 5,94 \frac{4,20}{2} = 13,60 \text{ KN} \\ T_e = \frac{7,35 - 2,62}{4,20} - 5,94 \frac{4,20}{2} = -11,35 \text{ KN} \end{cases}$$



## III.1.3.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants

Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants  $T$  [KN]Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant,  $M$  [KN.m]

## III.1.4. Calcul du poutrelle (Terrasse)

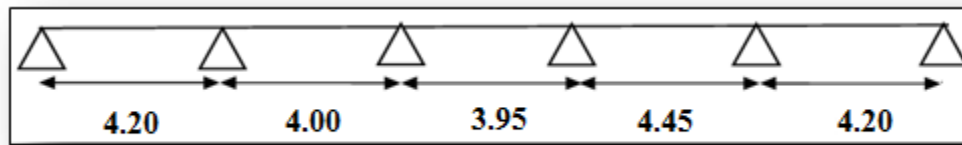


Figure III.15: Type 01 de la poutrelle terrasse

## III.1.4.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation :  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$  :  
 $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2) = Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5, 46; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- Poutrelle à d'inertie constante ( $I = \text{Cte}$ )  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{4.20}{4.00} = 1.05; \frac{4.00}{3.95} = 1.01; \frac{3.95}{4.45} = 0.89; \frac{4.45}{4.20} = 1.06 \rightarrow 0.8 \leq \frac{L}{L+1} \leq 1.2$  Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable :  $\rightarrow$  Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages courante.

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

## III.1.4.2. Calcul les sollicitations

$$G = 5,46 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,46 + 1 \times 1) \times 0,65 = 5,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,46 + 1) \times 0,65 = 4,32 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 1/(5,46 + 1) = 0,16$$

- **Calcul les moments fléchissant**

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{AB} = \frac{5,44 \times 4,20^2}{8} = 12,00 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{BC} = \frac{5,44 \times 4,00^2}{8} = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{CD} = \frac{5,44 \times 3,95^2}{8} = 10,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{DE} = \frac{5,44 \times 4,45^2}{8} = 13,47 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{EF} = \frac{5,44 \times 4,20^2}{8} = 12,00 \text{ KN.m}$$

– **Calcul les moments en appuis**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 12,00 = 2,4 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5 \times 12 = 6,00 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4 \times 10,88 = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4 \times 13,47 = 5,39 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5 \times 13,47 = 6,74 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2M_0^{EF} = 0,2 \times 12 = 2,4 \text{ KN.m}$$

– **Calcul les moments en travées**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = Q/(G + Q) = 1/(5,46 + 1) = 0,16 \\ 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,16 = 1,04 < 1,05 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,16}{2} = 0,524 \text{ (travée itermidiare )} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,16}{2} = 0,624 \text{ (travée de rive )} \end{array} \right.$$



- Travée de rive (AB) et (EF) :

$$M_T^{(AB)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left( 1,05M_0^{AB}; [1+0,3\alpha]M_0^{AB} \right) - \frac{M_A + M_B}{2} = 8,4 \text{ KN.m} \\ [1,2+0,3\alpha] \frac{M_0^{AB}}{2} = 7,49 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(AB)} = 8,4 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(EF)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left( 1,05M_0^{EF}; [1+0,3\alpha]M_0^{EF} \right) - \frac{M_E + M_F}{2} = 8,03 \text{ KN.m} \\ [1,2+0,3\alpha] \frac{M_0^{EF}}{2} = 7,49 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(EF)} = 8,03 \text{ KN.m}$$

- Travée intermédiaire (BC), (CD) :

$$M_T^{(BC)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left( 1,05M_0^{BC}; [1+0,3\alpha]M_0^{BC} \right) - \frac{M_B + M_C}{2} = 6,25 \text{ KN.m} \\ [1+0,3\alpha] \frac{M_0^{BC}}{2} = 5,70 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(BC)} = 6,25 \text{ KN.m}$$

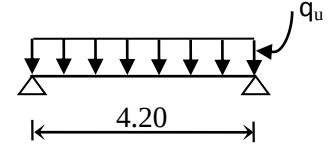
$$M_T^{(CD)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left( 1,05M_0^{CD}; [1+0,3\alpha]M_0^{CD} \right) - \frac{M_C + M_D}{2} = 6,27 \text{ KN.m} \\ [1+0,3\alpha] \frac{M_0^{CD}}{2} = 5,56 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(CD)} = 6,27 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(DE)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left( 1,05M_0^{DE}; [1+0,3\alpha]M_0^{DE} \right) - \frac{M_D + M_E}{2} = 8,08 \text{ KN.m} \\ [1+0,3\alpha] \frac{M_0^{DE}}{2} = 7,06 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(DE)} = 8,08 \text{ KN.m}$$

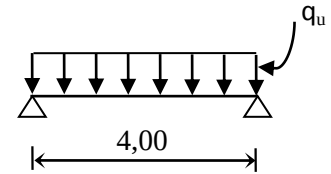
## – Calcul des efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

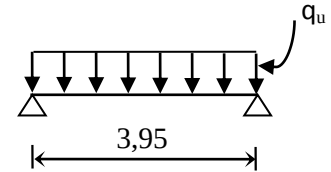
$$T^{AB} = \begin{cases} T_w = \frac{2,4 - 6,00}{4,20} + 5,44 \frac{4,20}{2} = 10,57 \text{ KN} \\ T_e = \frac{2,4 - 6,00}{4,20} - 5,44 \frac{4,20}{2} = -12,28 \text{ KN} \end{cases}$$



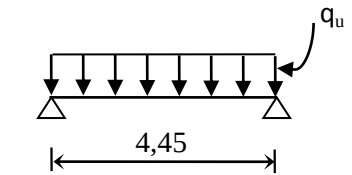
$$T^{BC} = \begin{cases} T_w = \frac{6,00 - 4,35}{4} + 5,44 \frac{4}{2} = 11,71 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,00 - 4,35}{4} - 5,44 \frac{4}{2} = -10,06 \text{ KN} \end{cases}$$



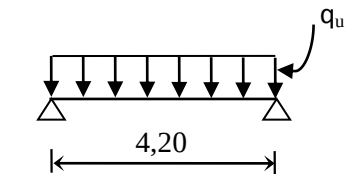
$$T^{CD} = \begin{cases} T_w = \frac{4,35 - 5,39}{3,95} + 5,44 \frac{3,95}{2} = 10,48 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4,35 - 5,39}{3,95} - 5,44 \frac{3,95}{2} = -11,01 \text{ KN} \end{cases}$$



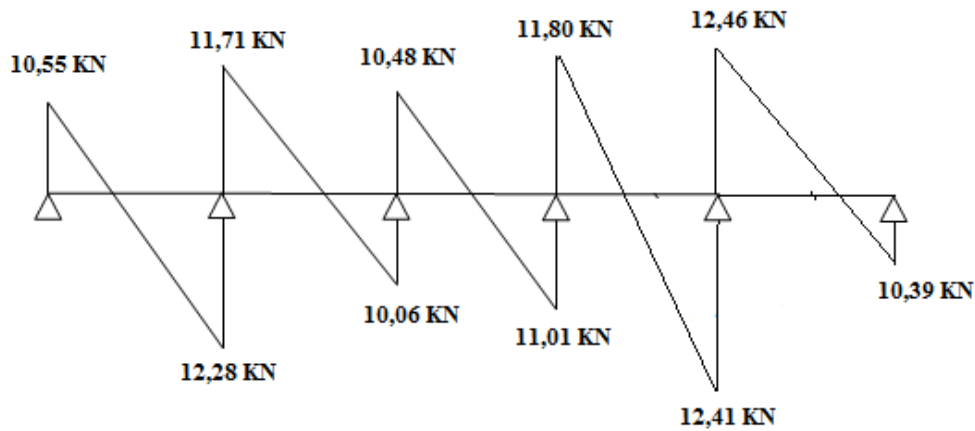
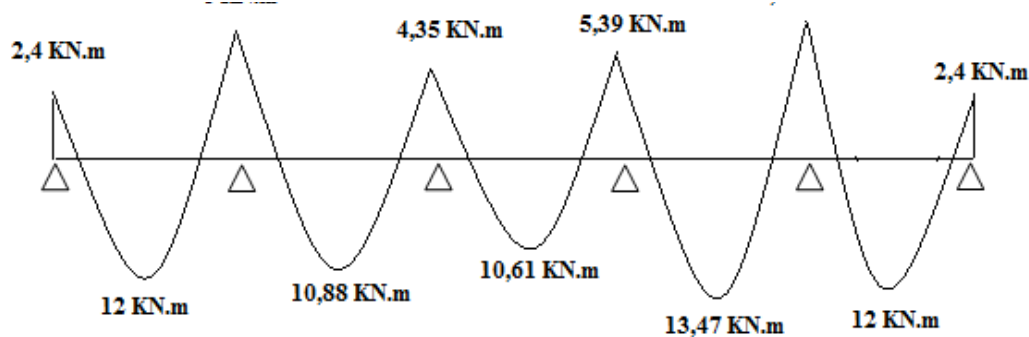
$$T^{DE} = \begin{cases} T_w = \frac{5,39 - 6,74}{4,45} + 5,44 \frac{4,45}{2} = 11,80 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,39 - 6,74}{4,45} - 5,44 \frac{4,45}{2} = -12,41 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T^{EF} = \begin{cases} T_w = \frac{6,74 - 2,40}{4,20} + 5,44 \frac{4,20}{2} = 12,46 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,74 - 2,40}{4,20} - 5,44 \frac{4,20}{2} = -10,39 \text{ KN} \end{cases}$$



## III.1.4.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants

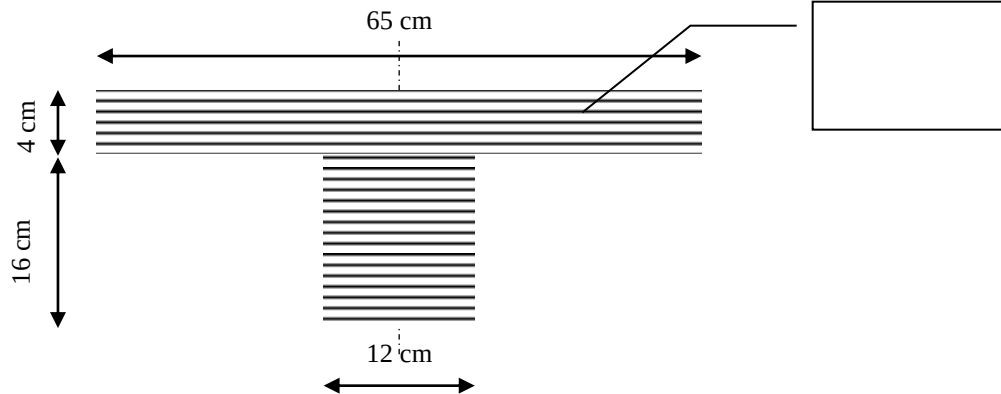
Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants  $T$  [KN]Figure III.17: Diagramme des moments fléchissant,  $M$  [KN.m]

## III.1.5. Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U.R

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendra les fibres inférieures, et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferraillage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en (T) dont les dimensions sont données comme suit :



**Figure III.18:**Section de poutrelle calculée (en T).

*Données*

- Largeur de la poutrelle :  $b = 65$  cm.
- Largeur de la :  $b_0 = 12$  cm.
- Hauteur de la section :  $h_t = 20$  cm.
- Hauteur de la section :  $h_0 = 4$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9 h_t = 18$  cm
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400$  MPa
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa
- Contrainte limite de traction du béton :  $f_{t28} = 2,1$  MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

On prend les sollicitations maximales suivantes :

**III.1.5.1. Sollicitations**

- *État limite ultime (E.L.U.R)*

$$M_{T \max} = 14,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}} = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ rive}} = 2,62 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 13,60 \text{ KN}$$

- *État limite de service (E.L.S)*

$$M_{T \max} = 10,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}} = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ rive}} = 2,07 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 10,28 \text{ KN.m}$$

### III.1.5.2. Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U.R

- *Vérification de l'étendue de la zone comprimée*

Dans l'étude d'une section en (T), il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibre par la table ( $M_t/A$ )

$$M_{t \text{ ab}} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times (18 - 2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 19,37 \text{ KN.m} < M_{t \text{ ab}} = 58,95 \text{ KN.m}$$

- *Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')*

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  et  $d = 18 \text{ cm}$  et  $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$  soumise à :

#### III.1.5.2.1. Calcul de ferraillage à l'E.L.U.R

##### a. En travée

$$M_{t \max} = 14,70 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.10:** Calcul de ferraillage de poutrelle en travée

|                                            |                                            |               |                                                       |
|--------------------------------------------|--------------------------------------------|---------------|-------------------------------------------------------|
| <b>Moment ultime <math>M_u</math></b>      | $M_u$                                      | 14,70 KN.m    | $\mu = 0,049 < \mu_l = 0,392$<br>pas d'acier comprimé |
| <b>Moment réduit</b>                       | $\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$ | 0,049         |                                                       |
| <b>Etat limite de compression du béton</b> | $\mu_l = 0,392$                            | $\mu < \mu_l$ |                                                       |
| <b>Coefficient de la fibre neutre</b>      | $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$       | 0,063         |                                                       |

|                                          |                                          |                      |  |
|------------------------------------------|------------------------------------------|----------------------|--|
| <b>Coefficient <math>\beta</math></b>    | $\beta = 1 - 0,4 \alpha$                 | 0,975                |  |
| <b>Section d'aciers <math>A_s</math></b> | $M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$ | 2,41 cm <sup>2</sup> |  |

Nous avons adopté : 3T12  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

– Condition de non fragilité

Selon B.A.E.L 91 Article A.4.2.1 section en T

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_{\text{Adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 2,41) = 2,41 \text{ cm}^2.$$

Le choix :  $A_s = 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

### b. Sur appuis

#### 1. Sur appuis intermédiaire

$$M_{\text{Ainter}} = 7,35 \text{ KN.m}$$

Au niveau des appuis les moments sont négatifs donc la table de compression est tendue, le calcul sera fait pour une section rectangulaire  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$  et  $d = 18 \text{ cm}$  ;

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa.}$$

**Tableau III.11:** Calcul de ferraillage de poutrelle sur appuis intermédiaire

|                                            |                                            |                      |                                                       |
|--------------------------------------------|--------------------------------------------|----------------------|-------------------------------------------------------|
| <b>Moment ultime <math>M_u</math></b>      | $M_u$                                      | 7,35 KN.m            | $\mu = 0,025 < \mu_l = 0,392$<br>pas d'acier comprimé |
| <b>Moment réduit</b>                       | $\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$ | 0,025                |                                                       |
| <b>Etat limite de compression du béton</b> | $\mu_l = 0,392$                            | $\mu < \mu_l$        |                                                       |
| <b>Coefficient de la fibre neutre</b>      | $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$       | 0,032                |                                                       |
| <b>Coefficient <math>\beta</math></b>      | $\beta = 1 - 0,4 \alpha$                   | 0,987                |                                                       |
| <b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>   | $M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$   | 1,19 cm <sup>2</sup> |                                                       |

Nous avons adopté : 2T12 Soit  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

#### 2. En appuis de rive

$$M_{\text{Arive}} = 2,62 \text{ KN.m}$$

Tableau III.12: Calcul de ferraillage de poutrelle sur appuis en rive

|                                        |                                          |                      |                                                      |
|----------------------------------------|------------------------------------------|----------------------|------------------------------------------------------|
| Moment ultime $M_u$                    | $M_u$                                    | 2,62 KN.m            | $\mu=0,009 < \mu_l=0,392$<br>pas d'acier<br>comprimé |
| Moment réduit                          | $\mu=M_u/ (b \times d^2 \times f_{bc})$  | 0,009                |                                                      |
| Etat limite de compression<br>du béton | $\mu_l=0,392$                            | $\mu < \mu_l$        |                                                      |
| Coefficient de la fibre<br>neutre      | $\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$           | 0,011                |                                                      |
| Coefficient $\beta$                    | $\beta = 1-0,4 \alpha$                   | 0,996                |                                                      |
| Section d'aciers $A_s$                 | $M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$ | 0,42 cm <sup>2</sup> |                                                      |

Nous avons adopté : 1T10  $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

– Condition de non fragilité

Selon B.A.E.L 91 Article A.4.2.1 section en T

- Pour appuis intermédiaire

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24 ; 0,26)$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(\text{inter})} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26 ; 1,19) = 1,19 \text{ cm}^2.$$

Le choix :  $A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$ .

#### 1. Pour appuis de rive

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24 ; 0,26)$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(\text{Rive})} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26 ; 0,42) = 0,42 \text{ cm}^2.$$

Le choix : 1T10 = 0,79 cm<sup>2</sup>.

- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal d'après le BAEL91 (Art A.5.1.1) :  $T_{\max} = 13,60 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13,60 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,63 \text{ MPa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu préjudiciable

Fissuration peu préjudiciable selon l'Article A.5.1.1 B.A.E. L91

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,17 \times f_{ct28}; 5 \text{ MPa}) = 4,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

- Ferraillage transversal

Selon le B.A.E.L 91 Article A.7.2.2

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{L \min} \right\}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 5,71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\Phi = 6 \text{ mm}$

On adopte :  $2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.5.22

$S_t$  : Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{ct28})} K$$

$K = 1 \rightarrow$  flexion simple ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  (Les armatures sont perpendiculaires).



$$\begin{cases} S_t \leq 0,8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \\ S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{12(0,63 - 0,3 \times 2,1)} = 32 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18 ; 32 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12} = 47,5 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le R.P.A 99/Version 2003 Article 7.5.2.2

$$A_{t\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t\min} = 0,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis Art : A.5.1 .313/ BAEL91

Influence sur le béton : on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,60 \text{ KN}$$

$$V_u = 17,03 \leq 129,60 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_{au}}{0,9 \times d} \right] \rightarrow A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[ 13,60 + \frac{7,35 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,17 \text{ cm}^2 < A_s$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\text{On a : } b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \frac{13,60 \times 26,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \frac{0,2 \times 2,1}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## III.1.5.2.2. Vérification à E.L.S

- En travée

$M_{ELS} = 10,62 \text{ KN.m}$

**Tableau III.13:** Vérification à l'état limite de service E.L.S en travée

| Moment service                                             | $M_{ELS}$                                                                                                                                                                                                 | 10,62 KN.m                              |
|------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Position de l'axe neutre                                   | $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,78 \times 18 = 28,16 \text{ cm}^2$ $y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 28,16}$ | 4,58 cm                                 |
| Moment d'inertie                                           | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{65 \times 4,58^3}{3} + 15 \times 3,39(18 - 4,58)^2$                                                                                                        | 11239,46 cm <sup>4</sup>                |
| Coefficient                                                | $K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{10,62 \times 10^3}{11239,46}$                                                                                                                                              | 0,95 MPa/cm                             |
| Contrainte dans le béton                                   | $\sigma_b = K \times y = 0,95 \times 4,58$                                                                                                                                                                | 4,35 MPa                                |
| Contrainte dans l'acier                                    | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,95(18 - 4,58)$                                                                                                                                              | 191,24 MPa                              |
| Vérification de contrainte dans le béton<br>A 4.5.2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$                                                                                                                                                       | 4,35 MPa < 15 MPa<br>Condition vérifiée |
| Vérification contrainte dans l'acier                       | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$                                                                                                                                                          | 191,24 MPa < 400 MPa                    |

- Sur appuis

$$M_{ELS} = 6,82 \text{ KN.m}$$

Tableau III.14: Vérification à l'état limite de service E.L.S sur appuis

| Moment service                                            | $M_{ELS}$                                                                                                                                                                                                 | 6,82 KN.m                               |
|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Position de l'axe neutre                                  | $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,26}{65} = 0,52 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,52 \times 18 = 18,77 \text{ cm}^2$ $y = -0,52 + \sqrt{0,52^2 + 18,77}$ | 3,84 cm                                 |
| Moment d'inertie                                          | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times 2,26(18 - 3,84)^2$                                                                                                        | 8023,97 cm <sup>4</sup>                 |
| Coefficient                                               | $K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{6,82 \times 10^3}{8023,97}$                                                                                                                                                | 0,85 MPa/cm                             |
| Contrainte dans le béton                                  | $\sigma_b = K \times y = 0,85 \times 3,84$                                                                                                                                                                | 3,26 MPa                                |
| Contrainte dans l'acier                                   | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,85(18 - 3,84)$                                                                                                                                              | 180,54 MPa                              |
| Vérification de contrainte dans le béton Art 4.5.2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$                                                                                                                                                       | 3,26 MPa < 15 MPa<br>condition vérifiée |
| Vérification contrainte dans l'acier                      | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$                                                                                                                                                          | 180,54 MPa < 400 MPa                    |

Tableau III.15: Ferraillage des poutrelles

|           |               | Terrasse    | Etage courante |
|-----------|---------------|-------------|----------------|
| En travée |               | 3T12 = 3,39 | 3T12 = 3,39    |
| En appuis | Rives         | 1T10 = 0,79 | 1T10 = 0,79    |
|           | Intermédiaire | 2T12 = 2,26 | 2T12 = 2,26    |

## III.1.5.3. Ferraillage de la dalle de compression

L : distance entre l'axe des poutrelles (L = 65 cm).

$$A \geq 4 \times \frac{L}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferraillage de la dalle de compression, Nous avons adopté un treillis Soudés de (150×150) de diamètre  $\Phi 6$

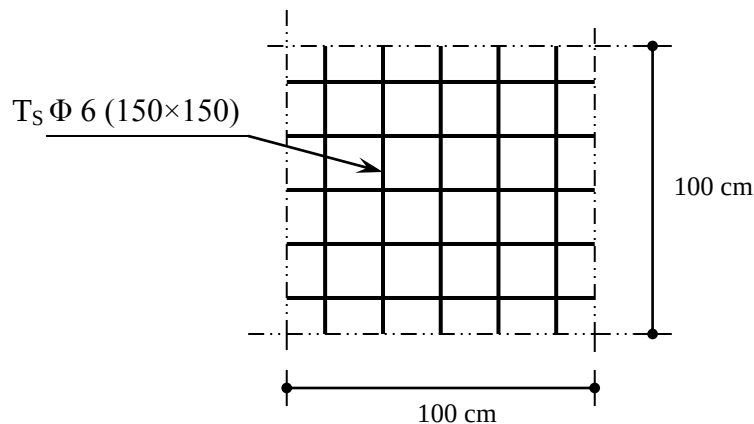


Figure III.19:Schéma de ferraillage de la dalle de compression

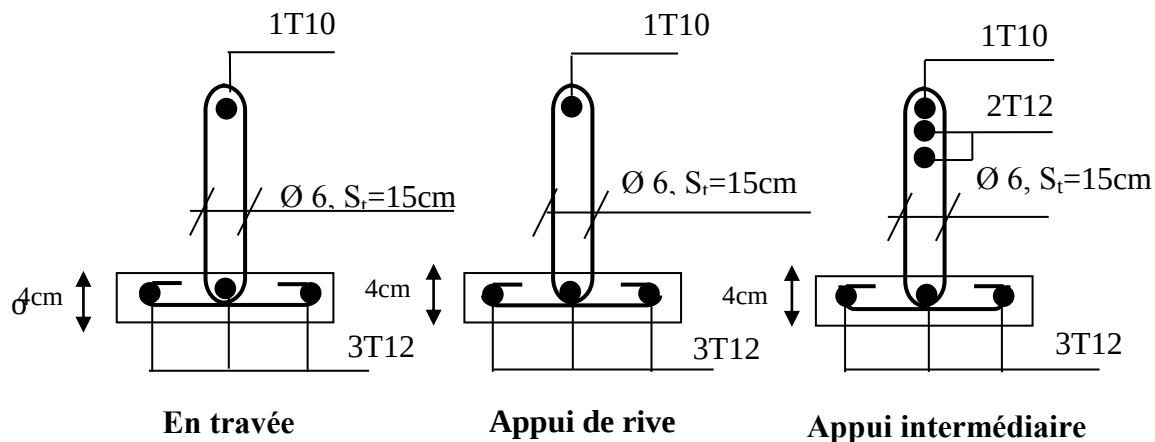


Figure III.20:Schéma de ferraillage des poutrelles terrasse



**Chapitre IV**  
**ÉTUDE SISMIQUE**

### **IV.1. Étude sismique**

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

#### **IV.1.1. Méthodes de calcul**

Selon le R.P.A 99/Version 2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

##### **IV.1.1.1. Méthode statique équivalente**

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

##### **IV.1.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale**

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximaux des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

##### **IV.1.1.3. Choix de la méthode**

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bloc ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2, D'où la méthode choisie sera la méthode d'analyse modale spectrale.

### **IV.2. Modélisation des structures**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul Représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS V 9.7.4 qui peut les calculer suivant différentes méthodes : (Réponse Spectrum Fonction, Time History Function, ...)

(Réponse Spectrum Fonction) a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les

modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

#### **IV.2.1. Présentation du logiciel ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau.... etc).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds ;
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines) ;
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta q$  selon RPA99/version 2003 correspondant à la surcharge d'exploitation ;
- La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

#### **IV.3. Calcul de la masse de la structure**

La valeur ( $W$ ) à prendre en compte est égale à la somme des poids ( $W_i$ ) calculés à chaque niveau  $i$  de la structure :  $W = \sum w_i$  et  $w_i = G_i + \beta P_i$

- Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure :  $G_i$

- Charge d'exploitation :  $P_i$
- Coefficient de pondération, est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation :  $\beta$

Pour notre projet (Bâtiments recevant du public temporairement - salles de classes -)  $\beta = 0,4$

#### IV.3.1. Détermination des poids ( $W_i$ )

##### IV.3.1.1. Détermination des poids du chaque niveau

Tableau IV.1: Poids de chaque étage.

| Niveaux                | Poids   |
|------------------------|---------|
| 8 <sup>eme</sup> Etage | 2915,83 |
| 7 <sup>eme</sup> Etage | 2851,64 |
| 6 <sup>eme</sup> Etage | 2851,64 |
| 5 <sup>eme</sup> Etage | 2851,64 |
| 4 <sup>eme</sup> Etage | 2851,64 |
| 3 <sup>eme</sup> Etage | 2851,64 |
| 2 <sup>eme</sup> Etage | 3016,88 |
| 1 <sup>er</sup> Etage  | 3016,88 |
| RDC                    | 3512,8  |
| Poids Total            | 26720,6 |

#### IV.4. Détermination et estimation du période fondamentale

##### IV.4.1. Période fondamentale

Période fondamentale de la structure ( $T$ ) : D'après le R.P.A99/Version 2003 :

$$T = \min (T_1 = C_T h_N^{3/4}; T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{D_x}; T_3 = 0,09 h_N / \sqrt{D_y})$$

$$T = \min (T_1 = 0,6164 \text{ s}; T_2 = 0,562 \text{ s}; T_3 = 0,5627 \text{ s}) = T_3 = 0,562 \text{ s}$$

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.
- $D$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On doit vérifier aussi que la période dynamique ( $T_{\text{dynamique}}$ ) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale ( $T_{\text{statique}}$ ).

- $T_{\text{dyn}} = 0,71 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,562 = 0,73 \text{ sec} \rightarrow$  condition vérifiée.



### IV.5. Détermination de la force sismique totale (V)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des

$$\text{R.P.A99/Version 2003 : } V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

A : Coefficient d'accélération de zone : A = 0,15

- Zone sismique : (Mila à zone IIa) [R.P.A 99/Version 2003. Tableau 4.1]
- Groupe d'usage : Bâtiment d'habitation à Groupe 2 [R.P. A 99/Version 2003. Tableau 4.1]

D : Facteur d'amplification dynamique moyenne : est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure T selon formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$\xi$ : pourcentage d'amortissement critique :  $\xi = 7\%$

- Voiles ou murs en béton armé/ maçonnerie.
- Remplissage dense.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$: \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,882 > 0,7$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Sol ferme site 3 donc T1 = 0,15 sec et T2 = 0,5 sec.

Q : Facteur de qualité : Pour avoir la valeur de Pq tout dépend des six critères de Q, Critères :

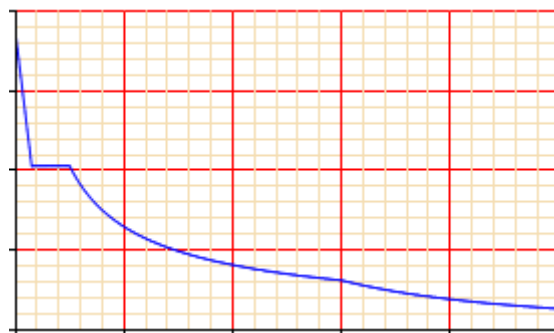
**Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités Pq**

|                                                               |             |      |
|---------------------------------------------------------------|-------------|------|
| <b>Conditions minimales sur les files de contreventement.</b> | Observé     | 0,00 |
| <b>Redondance en plan.</b>                                    | Observé     | 0,00 |
| <b>Régularité en élévation.</b>                               | Observé     | 0,00 |
| <b>Régularité en plan.</b>                                    | Non observé | 0,05 |
| <b>Contrôle de qualité de matériaux.</b>                      | Non observé | 0,05 |
| <b>Contrôle de qualité de l'exécution.</b>                    | Non observé | 0,10 |

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20.$$

R : Coefficient de comportement de la structure : R = 4.

- Portiques contreventés par des voiles



**Figure IV.1** Forme du spectre de réponse.

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base ( $V_t$ ) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% du résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :  $V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$

#### IV.5.1. Force sismique totale ( $V$ )

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,74 \times 1,20 \times 26720,6}{4} = 2092.22 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,77 \times 1,20 \times 26720,6}{4} = 2128.30 \text{ KN}$$

- **Sens longitudinal**

$$V_{dx} = 2212,05 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 2092,22 \text{ KN} = 1673,78 \text{ KN}$$

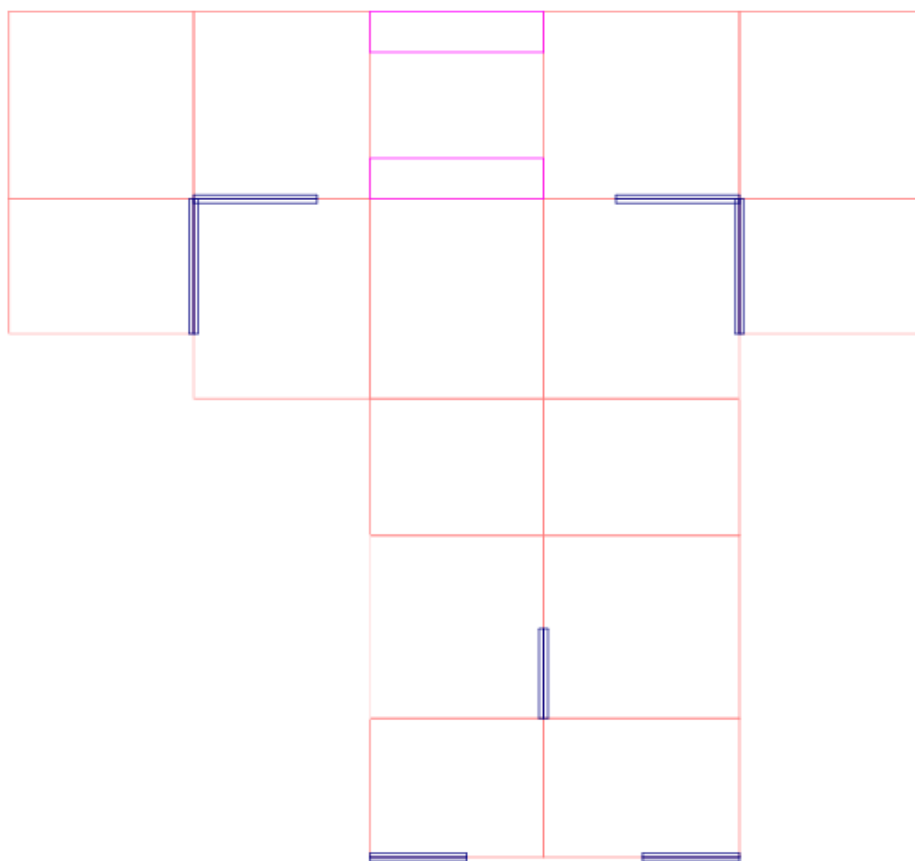
- **Sens transversal**

$$V_{dy} = 2541,21 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 2128,3 \text{ KN} = 1702,64 \text{ KN}$$

#### IV.6. Disposition des voiles

La présence des charges variables dans les dalles des étages de notre structure et la forme architecturale compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs solutions, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes R.P.A 99/Version 2003 tel que période, déplacements, la masse et l'effort tranchant à la base.



**Figure IV.2:** Disposition des voiles

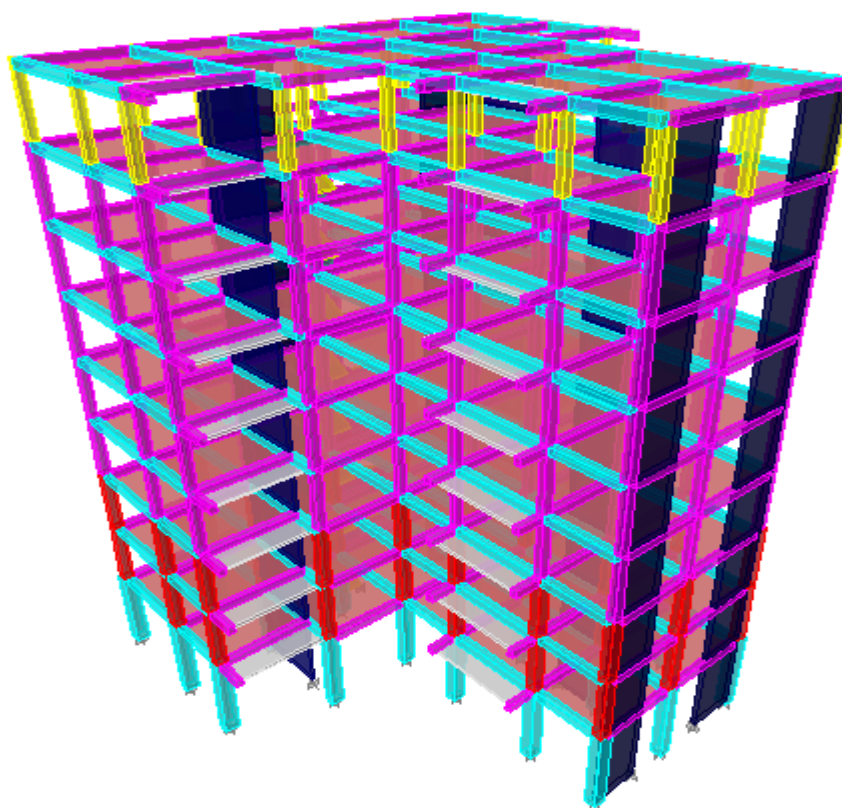


Figure IV.3: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS

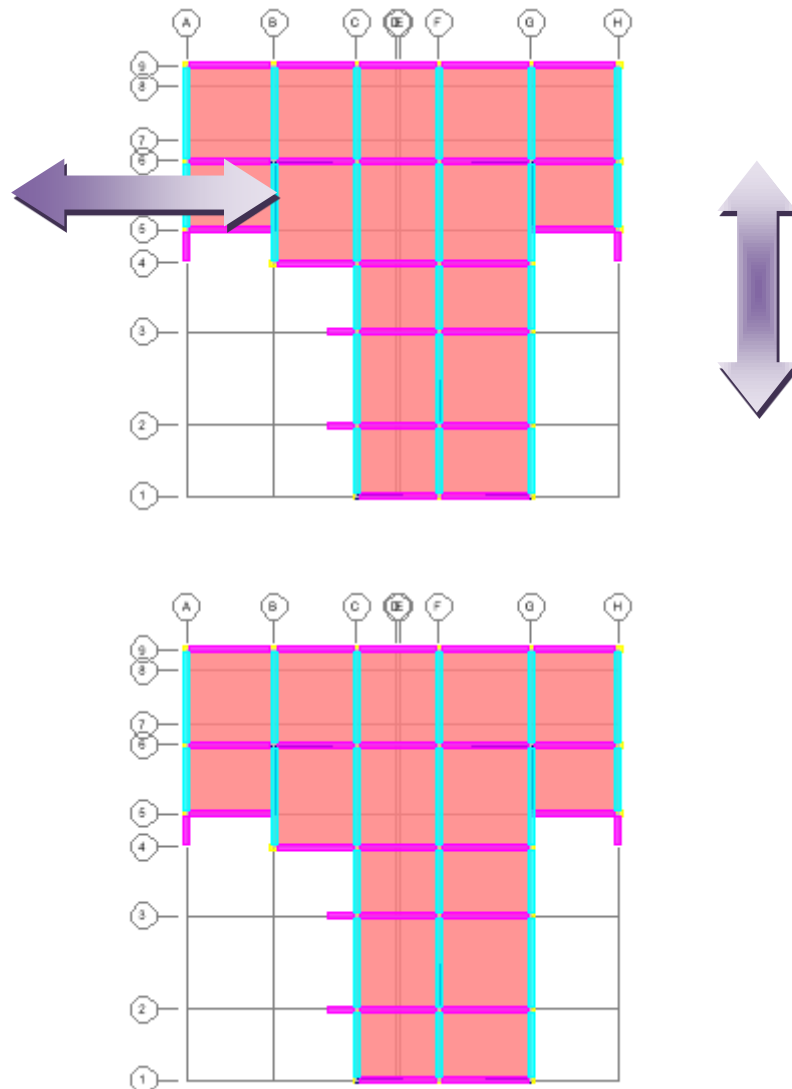
#### IV.7. Calcul des coefficients de participation modale

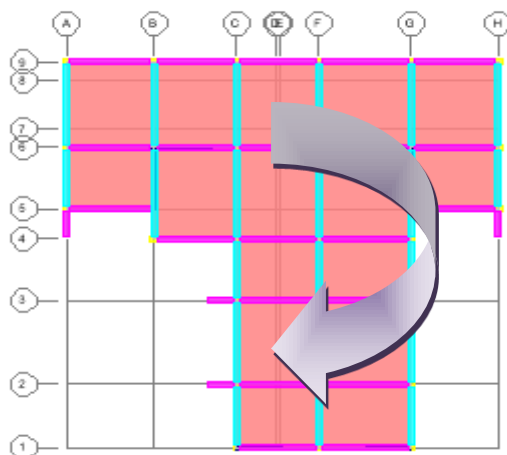
On doit vérifier que :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$  Avec :  $\bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$

Tableau IV.3: Tableau des modes et des périodes

| Mode | Période  | UX      | UY      | SumUX   | SumUY   |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|
| 1    | 0.705515 | 46.6958 | 0.175   | 46.6958 | 0.175   |
| 2    | 0.60839  | 1.9201  | 67.3454 | 48.6159 | 67.5204 |
| 3    | 0.489976 | 23.0128 | 3.5142  | 71.6287 | 71.0346 |
| 4    | 0.202938 | 11.6142 | 0.0341  | 83.2429 | 71.0687 |
| 5    | 0.174589 | 0.331   | 16.6886 | 83.5739 | 87.7574 |
| 6    | 0.146983 | 3.8116  | 0.515   | 87.3855 | 88.2723 |
| 7    | 0.091478 | 5.5615  | 0.025   | 92.947  | 88.2973 |
| 8    | 0.083192 | 0.0943  | 6.2283  | 93.0413 | 94.5256 |

- Sens longitudinal :  $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \rightarrow 93,04\% \geq 90\% \rightarrow$  Condition vérifiée
- Sens transversal :  $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \rightarrow 94,525\% \geq 90\% \rightarrow$  Condition vérifiée





**Figure IV.4 :** les principaux modes de la vibration.

#### IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

D'après les règles de **RPA99/V2003**, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le (**RPA99/V2003 ;(Article 7.4.3.1)**) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0,3$$

Avec :

- $N_d$ : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique.

- $B$  : la section transversale des poteaux.

- $f_{c28}$  : 25 Mpa.

Les résultats de calcul résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4:** Tableau de vérification d'effort normal.

| Niveau                 | $B (m^3)$ | $N_d(KN)$ | V     |
|------------------------|-----------|-----------|-------|
| 8 <sup>eme</sup> Etage | 0.105     | 99.37     | 0.038 |
| 7 <sup>eme</sup> Etage | 0.12      | 244.69    | 0.082 |
| 6 <sup>eme</sup> Etage | 0.12      | 410.54    | 0.137 |
| 5 <sup>eme</sup> Etage | 0.12      | 584.51    | 0.195 |
| 4 <sup>eme</sup> Etage | 0.12      | 764.73    | 0.255 |
| 3 <sup>eme</sup> Etage | 0.12      | 830.56    | 0.277 |
| 2 <sup>eme</sup> Etage | 0.2       | 1144.28   | 0.229 |
| 1 <sup>er</sup> Etage  | 0.2       | 1326.87   | 0.265 |
| RDC                    | 0.3       | 1487.04   | 0.198 |

### IV.9. Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K$$

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

- Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  - y compris l'effort de torsion - :  $\delta_{ek}$

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

**Tableau IV.5:** Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

| Niveau                   | Sens longitudinal<br>(m) |                | Sens transversal<br>(m) |                | $\Delta x(m)$  | $\Delta y(m)$  | 1%h    |
|--------------------------|--------------------------|----------------|-------------------------|----------------|----------------|----------------|--------|
|                          | $\delta_{ex}$            | $\delta_x$     | $\delta_{ey}$           | $\delta_y$     |                |                |        |
| 8 <sup>eme</sup><br>Etag | 0.00070<br>6             | 0.0096016      | 0.00049<br>2            | 0.0066912      | 0.0003236<br>8 | 0.000485<br>52 | 0.0306 |
| 7 <sup>eme</sup><br>Etag | 0.00075<br>8             | 0.0092779<br>2 | 0.00050<br>7            | 0.0062056<br>8 | 0.0007221<br>6 | 0.000330<br>48 | 0.0306 |
| 6 <sup>eme</sup><br>Etag | 0.00081<br>7             | 0.0100000<br>8 | 0.00053<br>4            | 0.0065361<br>6 | 0.0005385<br>6 | 0.000257<br>04 | 0.0306 |
| 5 <sup>eme</sup><br>Etag | 0.00086<br>1             | 0.0105386<br>4 | 0.00055<br>5            | 0.0067932      | 0.0000856<br>8 | 0.000012<br>24 | 0.0306 |
| 4 <sup>eme</sup><br>Etag | 0.00086<br>8             | 0.0106243<br>2 | 0.00055<br>4            | 0.0067809<br>6 | 0.0006242<br>4 | 0.000416<br>16 | 0.0306 |
| 3 <sup>eme</sup><br>Etag | 0.00081<br>7             | 0.0100000<br>8 | 0.00052                 | 0.0063648      | 0.0013831<br>2 | 0.000979<br>2  | 0.0306 |
| 2 <sup>eme</sup><br>Etag | 0.00070<br>4             | 0.0086169<br>6 | 0.00044                 | 0.0053856      | 0.0020318<br>4 | 0.001126<br>08 | 0.0306 |
| 1 <sup>er</sup><br>Etag  | 0.00053<br>8             | 0.0065851<br>2 | 0.00034<br>8            | 0.0042595<br>2 | 0.0037209<br>6 | 0.002203<br>2  | 0.0306 |
| RDC                      | 0.00023<br>4             | 0.0028641<br>6 | 0.00016<br>8            | 0.0020563<br>2 | 0.0028641<br>6 | 0.002056<br>32 | 0.034  |

### IV.10. Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments

si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

#### IV.10.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules (4.10) suivantes :  $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

La force concentrée ( $F_t$ ) au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 TV$

Où (T) est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25V$  et sera prise égale à (0) quand (T) est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit ( $V - F_t$ ) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :  $F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$

- Effort horizontale revenant au niveau i :  $F_i$
- Niveau du plancher où s'exerce la force i :  $h_i$
- Niveau d'un plancher quelconque :  $h_j$
- Poids revenant au plancher i ; j :  $W_i$  ;  $W_j$
- Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K -1) :  $\Delta K$
- Hauteur de l'étage (K) :  $h_K$

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \rightarrow \text{Effet (P - } \Delta) \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \rightarrow \text{Amplifiant les effets de : } \frac{1}{(1 - \theta_K)} \\ \theta_K > 0,2 \rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$



Tableau IV.6: Vérification à l'effet P-Δ

| Niveau                   | Haut<br>eur | P <sub>K</sub> | Sens-x         |                |             | Sens-y         |                |          |
|--------------------------|-------------|----------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|----------|
|                          |             |                | Δ <sub>k</sub> | V <sub>k</sub> | Θ           | Δ <sub>k</sub> | V <sub>k</sub> | Θ        |
| 8 <sup>eme</sup><br>Etag | 3.06        | 2915.83        | 0.00032        | 297.12         | 0.0010<br>4 | 0.00048<br>6   | 377.52         | 0.001225 |
| 7 <sup>eme</sup><br>Etag | 3.06        | 5767.47        | 0.00072        | 503.93         | 0.0027<br>0 | 0.00033<br>0   | 658.94         | 0.000945 |
| 6 <sup>eme</sup><br>Etag | 3.06        | 8619.11        | 0.00054        | 680.8          | 0.0022<br>3 | 0.00025<br>7   | 893.11         | 0.000811 |
| 5 <sup>eme</sup><br>Etag | 3.06        | 11470.7<br>5   | 0.00009        | 833.9          | 0.0003<br>9 | 0.00001<br>2   | 1091.78        | 0.000042 |
| 4 <sup>eme</sup><br>Etag | 3.06        | 14322.3<br>9   | 0.00062        | 958.28         | 0.0030<br>5 | 0.00041<br>6   | 1253.37        | 0.001554 |
| 3 <sup>eme</sup><br>Etag | 3.06        | 17174.0<br>4   | 0.00138        | 1059.8         | 0.0073<br>2 | 0.00097<br>9   | 1382.39        | 0.003976 |
| 2 <sup>eme</sup><br>Etag | 3.06        | 20190.9<br>2   | 0.00203        | 1136.6         | 0.0118<br>0 | 0.00112<br>6   | 1480.63        | 0.005018 |
| 1 <sup>er</sup> Etag     | 3.06        | 23207.8        | 0.00372        | 1198.7<br>2    | 0.0235<br>4 | 0.00220<br>3   | 1556.18        | 0.010738 |
| RDC                      | 3.4         | 26720.6        | 0.00286        | 1241.4<br>1    | 0.0181<br>3 | 0.00205<br>6   | 1605.27        | 0.010067 |

## IV.11. Caractéristiques Géométriques

### IV.11.1. Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X<sub>G</sub>, Y<sub>G</sub>) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

La masse de l'élément " i " : M<sub>i</sub>

Les coordonnées de l'élément " i " : X<sub>Gi</sub>, Y<sub>Gi</sub>

## IV.11.2. Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

## IV.11.2.1. Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

## IV.11.2.2. Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la R.P.A 99/ Version 2003 Article 4.2.7 est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{pmatrix}$$

Tableau VI.7: Centre de masse et Centre de rigidité

| Etage                  | Centre de masse |        |        | Centre de rigidité |        | Excentricité |       |
|------------------------|-----------------|--------|--------|--------------------|--------|--------------|-------|
|                        | Masse(K N)      | XCM(m) | YCM(m) | XCR(m)             | YCR(m) | ex(m)        | ey(m) |
| RDC                    | 326.4745        | 10.918 | 12.341 | 10.675             | 12.64  | 0.243        | 0.299 |
| 1 <sup>er</sup> Etage  | 302.149         | 10.912 | 12.369 | 10.487             | 14.195 | 0.425        | 1.826 |
| 2 <sup>eme</sup> Etage | 293.7241        | 10.91  | 12.377 | 10.393             | 14.939 | 0.517        | 2.562 |
| 3 <sup>eme</sup> Etage | 286.5305        | 10.908 | 12.385 | 10.332             | 15.254 | 0.576        | 2.869 |
| 4 <sup>eme</sup> Etage | 286.5305        | 10.908 | 12.385 | 10.293             | 15.419 | 0.615        | 3.034 |
| 5 <sup>eme</sup> Etage | 286.5305        | 10.908 | 12.385 | 10.267             | 15.517 | 0.641        | 3.132 |
| 6 <sup>eme</sup> Etage | 286.5305        | 10.908 | 12.385 | 10.252             | 15.569 | 0.656        | 3.184 |
| 7 <sup>eme</sup> Etage | 280.329         | 10.931 | 12.288 | 10.25              | 15.573 | 0.681        | 3.285 |
| 8 <sup>eme</sup> Etage | 267.6333        | 10.946 | 12.26  | 10.278             | 15.476 | 0.668        | 3.216 |

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 28,88 = 1,44 \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 21,30 = 1,065 \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max (e_x; e_y; e_a) = 3,285 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Chapitre V**

**FERRAILLAGE DES  
ÉLEMENTS STRUCTURAUX**

### V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Nous constatons généralement deux types de comportement pour les poteaux :

- La compression simple ;
- La flexion composée.

Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normal de compression (N) centré.

Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal (N) et un moment fléchissant (M) appliqués au centre de gravité du béton seul.
- Soit un effort normal (N) excentré de  $e_0 = \frac{M}{N}$  par rapport au centre de gravité du béton seul. Le point d'application de (N) est appelé le centre de Pression.

#### V.1.1. Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

$$\text{Nous considérons les sollicitations suivantes : } \begin{cases} N_{\max} \rightarrow M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les combinaisons suivantes :

- Situation durable : Selon BAEL 91

1<sup>er</sup> Genre :  $1,35G + 1,5Q$

- Situation accidentelle : Selon le RPA 99/ Version 2003 Article 5.2

2<sup>ème</sup> Genre :  $0,8G \pm E$

3<sup>ème</sup> Genre :  $G + Q + E$

Dans le calcul relatif aux E.L.U.R, nous avons introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s$ ,  $\gamma_b$ ) :

- Pour situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,00 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$
- Pour les autres cas :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,50 \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

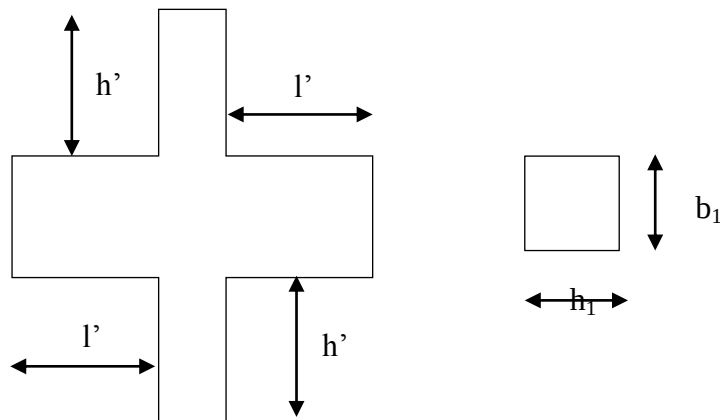
### V.1.2. Ferrailage exigé par R.P.A99/Version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone IIa)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau
- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  avec :  $l' = 2h$

Nous avons :

- Hauteur d'étage :  $h_e = 340 \text{ cm}$
- Hauteur de la poutre :  $h = 40 \text{ cm}$
- La section du poteau considéré :  $b_1 = 50 \text{ cm}$ ,  $h_1 = 60 \text{ cm}$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{340}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$



**Tableau V.16:** Sections mi **Figure V.21:** Zone nodale ée par le R.P.A 99

| Famille des poteaux     | $A_{\min} = 0,8 \% \times B$ | $A_{\max 1} = 4 \% \times B$ | $A_{\max 2} = 6 \% \times B$ |
|-------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| (50×60) cm <sup>2</sup> | 24 cm <sup>2</sup>           | 120 cm <sup>2</sup>          | 180 cm <sup>2</sup>          |

### V.1.3. Calcul des armatures longitudinale

#### Données

- Largeur du poteau  $b = 50$  cm ;
- Hauteur de la section  $h = 60$  cm ;
- Enrobage  $c = 3$  cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h = 54$  cm ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

- **Ferraillage des poteaux rectangulaire (50×60) cm<sup>2</sup>**

- **Combinaison du 1<sup>er</sup> genre : 1,35G + 1,5Q**

$$N_{\max} = 1719.1 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{15}{1719.1} = 0,0087 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 1719.1 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 0,0087 \right) = 427.54 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,5 \times 0,6 \times 10^2 = 3443,31 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 1719.1 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \frac{1719.1}{0,5 \times 0,54 \times 14,17 \times 10^3} \right) = 713,91 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1719,1 \text{ KN} < 3443,3 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 15 \text{ KN.m} < 713,91 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = 0$ ).

- **Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre : 0,8G ± E**

$$N_{\min} = 618,89 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 41,20 \text{ KN.m}$$

Détermination le centre de pression :  $e = \frac{M}{N} = \frac{41,2}{618,89} = 0,067 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 618,89 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 0,067 \right) = 189,99 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times 0,5 \times 0,6 \times 10^3 = 4490,64 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 618,89 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \frac{618,89}{0,5 \times 0,54 \times 18,48 \times 10^3} \right) = 312,89 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 618,89 \text{ KN} < 4490,64 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 189,99 \text{ KN.m} < 312,89 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_s=0$ ).

– **Combinaison de 3<sup>ème</sup> genre : G+Q+E**

$$M_{\max} = 138,069 \text{ KN.m} ; N_{\min} = 801,98 \text{ KN}$$

Détermination le centre de pression :  $e = \frac{M}{N} = \frac{138,069}{801,98} = 0,17 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 801,98 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 0,17 \right) = 328,81 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times 0,5 \times 0,6 \times 10^3 = 4490,64 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 801,98 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \frac{801,98}{0,5 \times 0,54 \times 18,48 \times 10^3} \right) = 317,29 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 801,98 \text{ KN} < 4490,64 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 328,81 \text{ KN.m} > 317,29 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. Nous devons d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d-c)N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h}\right) b \times h^2 \times f_{cb}$$

$$(d-c)N_u - M_u = (0,54 - 0,03) \times 801,98 - 328,81 = 80,20$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h}\right) b \times h^2 \times f_{cb} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,60}\right) 0,50 \times (0,60)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 968,13$$

$$80,20 < 968,13$$

Donc la section partiellement comprimée.

#### V.1.3.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

**Tableau V.17:** Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire

|                                        |                                                       |                      |                                              |
|----------------------------------------|-------------------------------------------------------|----------------------|----------------------------------------------|
| Moment ultime M <sub>u</sub>           | M <sub>u</sub>                                        | 138,069 KN.m         | μ=0,051< μl=0,392<br>pas d’acier<br>comprimé |
| Moment réduit                          | μ=M <sub>u</sub> /b×d <sup>2</sup> ×f <sub>bc</sub> ) | 0,051                |                                              |
| Etat limite de compression<br>du béton | μl=0,392                                              | μ<μl                 |                                              |
| Coefficient de la fibre neutre         | α=1,25(1-√1-2μ)                                       | 0,066                |                                              |
| Coefficient β                          | β =1-0,4 α                                            | 0,974                |                                              |
| Section d’aciers A <sub>s</sub>        | M <sub>u</sub> / (σ <sub>s</sub> × β×d)               | 8,15 cm <sup>2</sup> |                                              |

Les armatures ne sont pas nécessaires : ( $A_3 = 8,15 \text{ cm}^2$ ).

#### - Section adoptée

La section d'armature que nous devons tenir en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par R.P.A 99/Version2003

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max(A_1; A_2; A_s; A_{\text{min RPA}}) = \max(0; 0; 8,15; 24) = 24 \text{ cm}^2$$

Pour une section de béton ( $50 \times 60$ ) cm<sup>2</sup>

$$A_{\text{adopté}} = A_{\text{min RPA}} = 24 \text{ cm}^2$$

Nous avons adopté : 8T20 = 25,13 cm<sup>2</sup>

#### • Ferrailage des différents sections des poteaux

Pour but de facilité le processus de calcul, la méthode de calcul du ferrailage des poteaux pour les autres sections est la même que celle de poteau de RDC. Le tableau illustré ci-dessous résumant les résultats du ferrailage des poteaux



Tableau V.18: Ferrailage des poteaux

| Type de poteau | Combinaison       | As calculé | As RPA | Choix des barres | As    |
|----------------|-------------------|------------|--------|------------------|-------|
| 40X50          | $N_{max}=1493,61$ | 0          | 16     | 4T20<br>4T16     | 20,61 |
|                | $M_{cors}=1,75$   |            |        |                  |       |
|                | $N_{min}=1055,31$ | 0          |        |                  |       |
|                | $M_{corrs}=96,18$ |            |        |                  |       |
|                | $M_{max}=129,86$  | 0          |        |                  |       |
|                | $N_{cors}=722,8$  |            |        |                  |       |
| 30X40          | $N_{max}=1091,99$ | 0          | 9,6    | 8T14             | 12,31 |
|                | $M_{cors}=2,16$   |            |        |                  |       |
|                | $N_{min}=752,69$  | 0          |        |                  |       |
|                | $M_{corrs}=61,49$ |            |        |                  |       |
|                | $M_{max}=88,09$   | 6,55       |        |                  |       |
|                | $N_{cors}=610,74$ |            |        |                  |       |
| 30X35          | $N_{max}=180,85$  | 0          | 8,4    | 4T14<br>4T12     | 10,68 |
|                | $M_{cors}=6,39$   |            |        |                  |       |
|                | $N_{min}=95,02$   | 0          |        |                  |       |
|                | $M_{corrs}=9,11$  |            |        |                  |       |
|                | $M_{max}=50,89$   | 4,25       |        |                  |       |
|                | $N_{cors}=42,95$  |            |        |                  |       |

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_{max} = 125,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{125,96}{0,5 \times 0,54} = 466,52 \text{ KN/m}^2 = 0,46652 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,46652 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Armature transversale**

Selon R.P.A99/Version 2003 Article 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- Effort tranchant de calcul :  $V_u$
- Hauteur totale de la section brute :  $h_1$
- Espacement des armatures transversales :  $S_t$

- **Condition d'espacement :**

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Nous avons pris :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(3,4 - 0,40) = 2,10 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,10}{0,40} = 4,2 \text{ cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t' \leq 15\Phi_L = 30 \text{ cm}$$

Nous avons pris :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Calcul de l'élancement géométrique :  $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

- Longueur de flambement du poteau :  $L_f$
- Dimension de la section droite du poteau :  $b$

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(3,4 - 0,40) = 2,1 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,1}{0,50} = 4,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = 4,2 \text{ cm}$$

Donc :  $\rho = 3,75$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 125,96 \times 10^3}{60 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 2,95 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t \times b}$  en % est donnée comme suit :

$3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\text{L'interpolation : } \begin{cases} 5 \rightarrow 0,3\% \\ 4,54 \rightarrow x\% \\ 3 \rightarrow 0,8\% \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\% : \text{La section minimale égale à } 0,25\%$$

$$A_{t_{\min}} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6T8 = 3,02 cm<sup>2</sup>

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa})$$

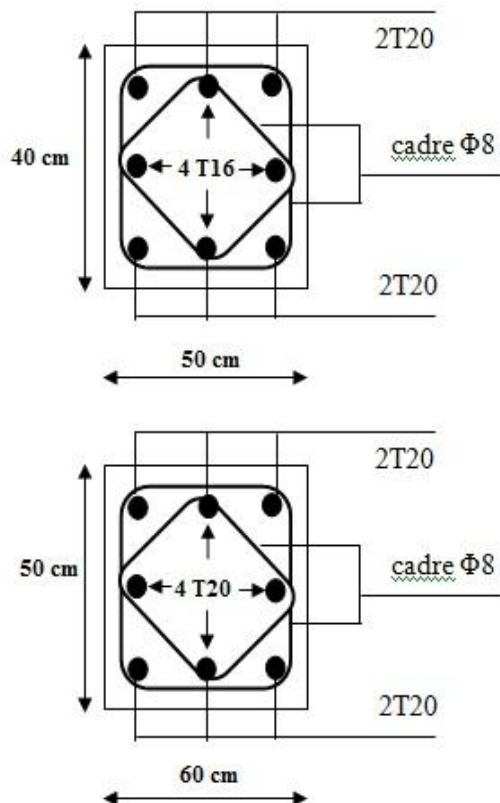
- **En zone courante**

$$\frac{3,02 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 2,01 \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,46652 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,46652 \text{ MPa}$$

- **En zone nodale**

$$\frac{3,02 \times 10^2 \times 400}{400 \times 100} = 3,02 \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,46652 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,46652 \text{ MPa}$$

- Schéma de ferrailage



## V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le R.P.A 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

### V.2.1. Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc nous avons fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>eme</sup> genre

– Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (Moment correspondant  $M_{sp1}$ ) :  $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre (Moment correspondant  $M_{sp2}$ ) : 
$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p1} = G + Q \pm E \end{cases}$$

Si  $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$  ;

Si  $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au (ELU) on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

- Pour situation accidentelle : 
$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$
- Pour les autres cas : 
$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

### V.2.2. Recommandation du R.P.A 99/Version 2003 pour le ferrailage des poutres

- **Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0,5% de section d'armature.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\Phi$  (zone II).
- Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

- **Armatures transversales (Article 7.5.2.2)**

La quantité des armatures transversales doit vérifier :  $A_t = 0,003 \times S \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ( $h/4 ; 1,2\Phi$ ).
- En dehors de la zone nodale :  $S \leq h/2$

### V.2.3. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm<sup>2</sup>

- **Armatures longitudinales**

Nous calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adoptée, nous avons :

$$A_{\min} = 0,5\% b \times h = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \times h = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \times h = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

**Données**

- Largeur de la poutre  $b=30$  cm ;
- Hauteur de la section  $h = 40$  cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h = 36$  cm ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

**V.2.3.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R**

- **en travée**

(Sp1)  $M_{t_{sp1}} = 54,64$  KN.m

(Sp2)  $M_{t_{sp2}} = 59,74$  KN.m

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = \frac{59,74}{54,64} = 1,09 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous (Sp1) } = 54,64 \text{ KN.m}$$

**Tableau V.4:** Calcul de ferrailage de la poutre principale en travée

|                                        |                                        |             |                                                   |
|----------------------------------------|----------------------------------------|-------------|---------------------------------------------------|
| Moment ultime $M_u$                    | $M_u$                                  | 54,64 KN.m  | $\mu=0,099 < \mu_l=0,392$<br>pas d'acier comprimé |
| Moment réduit                          | $\mu=M_u/ (b\times d^2\times f_{bc})$  | 0,099       |                                                   |
| Etat limite de compression<br>du béton | $\mu_l=0,392$                          | $\mu<\mu_l$ |                                                   |
| Coefficient de la fibre<br>neutre      | $\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$         | 0,118       |                                                   |
| Coefficient $\beta$                    | $\beta =1-0,4 \alpha$                  | 0,953       |                                                   |
| Section d'aciers $A_s$                 | $M_u / (\sigma_s\times \beta\times d)$ | 4,58 cm²    |                                                   |

Nous avons adopté : **3T14+2T12 = 6,88**

- **sur appuis**

(Sp1)  $M_{a_{sp1}} = 129,84$  KN.m

(Sp2)  $M_{a_{sp2}} = 136,85$  KN.m

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = \frac{136,85}{129,84} = 1,05 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous (Sp1) } = 129,84 \text{ KN.m}$$

Tableau V.5: Calcul de ferrailage de la poutre principale sur appuis

|                                        |                                          |               |                                                   |
|----------------------------------------|------------------------------------------|---------------|---------------------------------------------------|
| Moment ultime $M_u$                    | $M_u$                                    | 129,84 KN.m   | $\mu=0,236 < \mu_l=0,392$<br>pas d'acier comprimé |
| Moment réduit                          | $\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$   | 0,236         |                                                   |
| Etat limite de compression<br>du béton | $\mu_l=0,392$                            | $\mu < \mu_l$ |                                                   |
| Coefficient de la fibre<br>neutre      | $\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$           | 0,34          |                                                   |
| Coefficient $\beta$                    | $\beta =1-0,4 \alpha$                    | 0,864         |                                                   |
| Section d'aciers $A_s$                 | $M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$ | 11,99 cm²     |                                                   |

le choix du type d'armature **3T16+5T14=13,73**

#### V.2.4. Ferrailage des poutres secondaire (30×35) cm<sup>2</sup>

- Armatures **longitudinales**

Nous calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adoptée, nous avons :

$$A_{\min} = 0,5\%b \times h = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \times h = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \times h = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

#### Données

- Largeur de la poutre  $b=30$  cm ;
- Hauteur de la section  $h = 35$  cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h = 31,5$  cm ;
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

##### V.2.4.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

- **En travée**

$$(Sp1) M_{t_{sp1}} = 42,77 \text{ KN.m}$$

$$(Sp2) M_{t_{sp2}} = 49,03 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = \frac{49,03}{42,77} = 1,14 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous } (S_{p1}) = 42,77 \text{ KN.m}$$

**Tableau V.6:** Calcul de ferrailage de la poutre principale en travée

|                                        |                                          |                      |                                                  |
|----------------------------------------|------------------------------------------|----------------------|--------------------------------------------------|
| Moment ultime $M_u$                    | $M_u$                                    | 42,77 KN.m           | $\mu=0,10 < \mu_l=0,392$<br>pas d'acier comprimé |
| Moment réduit                          | $\mu=M_u/ (b \times d^2 \times f_{bc})$  | 0,10                 |                                                  |
| Etat limite de compression<br>du béton | $\mu_l=0,392$                            | $\mu < \mu_l$        |                                                  |
| Coefficient de la fibre<br>neutre      | $\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$           | 0,132                |                                                  |
| Coefficient $\beta$                    | $\beta =1-0,4 \alpha$                    | 0,947                |                                                  |
| Section d'aciers $A_s$                 | $M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$ | 4,12 cm <sup>2</sup> |                                                  |

Nous avons adopté : **5T12=5,65**

– **Sur appuis**

( $S_{p1}$ )  $M_{a_{sp1}} = 78,99 \text{ KN.m}$

( $S_{p2}$ )  $M_{a_{sp2}} = 100,79 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = \frac{100,79}{78,99} = 1,27 > 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous } (S_{p2}) = 100,79 \text{ KN.m}$$

**Tableau V.7:** Calcul de ferrailage de la poutre principale sur appuis

|                                        |                                          |               |                                                   |
|----------------------------------------|------------------------------------------|---------------|---------------------------------------------------|
| Moment ultime $M_u$                    | $M_u$                                    | 100,79 KN.m   | $\mu=0,239 < \mu_l=0,392$<br>pas d'acier comprimé |
| Moment réduit                          | $\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$   | 0,239         |                                                   |
| Etat limite de compression<br>du béton | $\mu_l=0,392$                            | $\mu < \mu_l$ |                                                   |
| Coefficient de la fibre<br>neutre      | $\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$           | 0,347         |                                                   |
| Coefficient $\beta$                    | $\beta =1-0,4 \alpha$                    | 0,861         |                                                   |
| Section d'aciers $A_s$                 | $M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$ | 10,68 cm²     |                                                   |

le choix du type d'armature **6T14+2T12=11,50**



### V.2.5. Vérifications nécessaires pour les poutres principale (30×40) cm<sup>2</sup>

#### – Condition de non fragilité

Selon le B.A.E.L 91 Article A-4.2.1

$$A_{\min} = \frac{0,23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{Adopté}} > A_{\min} \rightarrow$  condition vérifiée.

### V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{111,88 \times 10^3}{300 \times 360} = 1,04 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.1.211

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

### V.2.7. Calcul des armatures transversales

#### • Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_L) = \min (400/35 ; 300/10 ; 16) = \min (11,43 ; 30 ; 16)$$

$$\Phi_t = 12 \text{ mm}$$

#### • Calcul de L'espace

Selon le RPA 99 version 2003

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (32,4 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30,00 \text{ cm}$$

#### – Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_L ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (10 ; 19,2 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10,00 \text{ cm}$$

#### – Zone courante :

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 40/2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

#### • Section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1 \text{ MPa} ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(1,04 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = 0,11 \text{ cm} \quad (1)$$

#### V.2.7.1.1. Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{1,04}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0,55 \times b}{f_e} = \frac{0,55 \times 30}{235} = 0,070 \text{ cm} \quad (2)$$

De (1) et (2) : On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où :  $A_t \geq 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

#### V.2.7.1.2. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$$T_{\text{max}} = 111,88 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 129,84 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{\text{app}}}{Z} = \frac{129,84}{0,94 \times 36} = \frac{129,84 \times 10^2}{33,84} = 384,69$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

#### V.2.7.1.3. Entraînement des armatures

##### a. Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

- Coefficient de scellement :  $\psi_s = 1,5$  pour H.A
- Effort tranchant max :  $T_{\text{max}} = 111,88 \text{ KN}$
- Nombre des armatures longitudinales tendues :  $n = 12$
- Périmètre d'armature tendu :  $\mu = \pi \times \Phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{111,88 \times 10^3}{0,9 \times 36 \times 5,024 \times 12 \times 10^2} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u \text{ ser}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ ser}} = 0,57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### b. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- Diamètre d'une barre est  $\Phi = 1,6 \text{ cm}$

- La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$
- Cette longueur dépassée la largeur de la poutre 30 cm donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \times \Phi_L = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

### c. Calcul des crochets

Crochets courants angle de  $90^\circ$

Profondeur utile  $d = 40,5 \text{ cm}$ .

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi_L}{2} + r \right) ;$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 \times r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi_L = 1,2 \text{ cm} ; L_2 = 24,8 \text{ cm} ; L_1 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,4 \text{ cm} ; L_2 = 23,6 \text{ cm} ; L_1 = 4,77 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,6 \text{ cm} ; L_2 = 22,4 \text{ cm} ; L_1 = 7,89 \text{ cm}$$

### d. Longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone IIa .

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

### V.2.8. Vérification à l'E.L.S

$$M_{ELS} = 51,31 \text{ KN.m}$$

Tableau V.8: Vérification à l'état limite de service en travée

|                                                                         |                                                                                                                                                                                                             |                                         |
|-------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| <b>Moment service</b>                                                   | $M_{ELS}$                                                                                                                                                                                                   | 51,31 KN.m                              |
| <b>Position de l'axe neutre</b>                                         | $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,58}{30} = 2,29 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 2,29 \times 36 = 164,88 \text{ cm}^2$ $y = -2,29 + \sqrt{2,29^2 + 164,88}$ | 10,75 cm                                |
| <b>Moment d'inertie</b>                                                 | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{30 \times 10,75^3}{3} + 15 \times 4,58(36 - 10,75)^2$                                                                                                        | 56223,5125 cm <sup>4</sup>              |
| <b>Coefficient</b>                                                      | $K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{51,31 \times 10^3}{56223,5125}$                                                                                                                                              | 0,91 MPa/cm                             |
| <b>Contrainte dans le béton</b>                                         | $\sigma_b = K \times y = 0,91 \times 10,75$                                                                                                                                                                 | 9,78 MPa                                |
| <b>Contrainte dans l'acier</b>                                          | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,91(36 - 10,75)$                                                                                                                                               | 344,66 MPa                              |
| <b>Vérification de contrainte dans le béton</b><br>Article 4.5.2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$                                                                                                                                                         | 9,78 MPa < 15 MPa<br>Condition vérifiée |
| <b>Vérification contrainte dans l'acier</b>                             | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$                                                                                                                                                            | 344,66 MPa < 400 MPa                    |

Tableau V.9: Vérification à l'état limite de service su appuis

|                                                                         |                                                                                                                                                                                                              |                                          |
|-------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| <b>Moment service</b>                                                   | <b>M<sub>ELS</sub></b>                                                                                                                                                                                       | 94,32 KN.m                               |
| <b>Position de l'axe neutre</b>                                         | $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{11,99}{30} = 5,99 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 5,99 \times 36 = 431,28 \text{ cm}^2$ $y = -5,99 + \sqrt{5,99^2 + 431,28}$ | 15,62 cm                                 |
| <b>Moment d'inertie</b>                                                 | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{30 \times 15,62^3}{3} + 15 \times 11,99(36 - 15,62)^2$                                                                                                        | 112810,05 cm <sup>4</sup>                |
| <b>Coefficient</b>                                                      | $K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{94,32 \times 10^3}{112810,05}$                                                                                                                                                | 0,84 MPa/cm                              |
| <b>Contrainte dans le béton</b>                                         | $\sigma_b = K \times y = 0,84 \times 15,62$                                                                                                                                                                  | 13,12 MPa                                |
| <b>Contrainte dans l'acier</b>                                          | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,84(36 - 15,62)$                                                                                                                                                | 256,79 MPa                               |
| <b>Vérification de contrainte dans le béton</b><br>Article 4.5.2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$                                                                                                                                                          | 13,12 MPa < 15 MPa<br>Condition vérifiée |
| <b>Vérification contrainte dans l'acier</b>                             | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$                                                                                                                                                             | 256,79 MPa < 400 MPa                     |

### V.2.9. Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,08 > 0,0625 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0,08 > 0,033 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0099 < 0,0105 \rightarrow$  Condition vérifiée

### V.2.10. Vérifications nécessaires pour les poutres secondaire (30×35) cm<sup>2</sup>

- **Condition de non fragilité**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-4.2.1

$$A_{\min} = \frac{0,23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{Adopté}} > A_{\min} \rightarrow$  condition vérifiée.

### V.2.11. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{91,26 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,97 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.1.211

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

### V.2.12. Calcul des armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\Phi_t = \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_L) = \min (350/35 ; 300/10 ; 14) = \min (10 ; 30 ; 16)$$

$$\Phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Calcul de L'espacement**

Selon le RPA 99 version 2003

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (28,35 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30,00 \text{ cm}$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_L ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (8,75 ; 19,2 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10,00 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 35/2 \rightarrow S_t = 17,5 \square 20 \text{ cm}$$

- Section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$f_{tj}^* = \min (2,1 \text{ MPa}; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$f_e = 235 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(1,04 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = 0,11 \text{ cm} \quad (1)$$

#### V.2.12.1.1. Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,97}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,55 \times b}{f_e} = \frac{0,55 \times 30}{235} = 0,070 \text{ cm} \quad (2)$$

De (1) et (2) : On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où :  $A_t \geq 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

#### V.2.12.1.2. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$T_{\max} = 91,26 \text{ kN}$        $M_{\text{app}} = 100,79 \text{ kN.m}$

$$\delta_u = \frac{M_{\text{app}}}{Z} = \frac{100,79}{0,94 \times 31,5} = \frac{100,79 \times 10^2}{29,61} = 340,39$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

#### V.2.12.1.3. Entraînement des armatures

##### a. Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

- Coefficient de scellement :  $\psi_s = 1,5$  pour H.A
- Effort tranchant max :  $T_{\max} = 91,26 \text{ kN}$
- Nombre des armatures longitudinales tendues :  $n = 12$
- Périmètre d'armature tendu :  $\mu = \pi \times \Phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{91,26 \times 10^3}{0,9 \times 31,5 \times 5,024 \times 12 \times 10^2} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u\text{ser}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\text{ser}} = 0,53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### b. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

– Diamètre d'une barre est  $\Phi = 1,6 \text{ cm}$

– La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$

– Cette longueur dépassée la largeur de la poutre 30 cm donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \times \Phi_L = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

### c. Calcul des crochets

Crochets courants angle de  $90^\circ$

Profondeur utile  $d = 40,5 \text{ cm}$ .

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi_L}{2} + r \right) ;$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 \times r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi_L = 1,2 \text{ cm} ; L_2 = 24,8 \text{ cm} ; L_1 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,4 \text{ cm} ; L_2 = 23,6 \text{ cm} ; L_1 = 4,77 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,6 \text{ cm} ; L_2 = 22,4 \text{ cm} ; L_1 = 7,89 \text{ cm}$$

### d. Longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone IIa .

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$



## V.2.13. Vérification à l'E.L.S

Tableau V.10: Vérification à l'état limite de service en travée

|                                                                         |                                                                                                                                                                                                               |                                         |
|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| <b>Moment service</b>                                                   | <b>M<sub>ELS</sub></b>                                                                                                                                                                                        | 31,03 KN.m                              |
| <b>Position de l'axe neutre</b>                                         | $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,12}{30} = 2,06 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 2,29 \times 31,5 = 129,78 \text{ cm}^2$ $y = -2,06 + \sqrt{2,06^2 + 129,78}$ | 9,52 cm                                 |
| <b>Moment d'inertie</b>                                                 | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{30 \times 9,52^3}{3} + 15 \times 4,12(31,5 - 9,52)^2$                                                                                                          | 39484,86 cm <sup>4</sup>                |
| <b>Coefficient</b>                                                      | $K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{31,03 \times 10^3}{39484,86}$                                                                                                                                                  | 0,81 MPa/cm                             |
| <b>Contrainte dans le béton</b>                                         | $\sigma_b = K \times y = 0,81 \times 9,52$                                                                                                                                                                    | 7,71 MPa                                |
| <b>Contrainte dans l'acier</b>                                          | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,81(31,5 - 9,52)$                                                                                                                                                | 267,06 MPa                              |
| <b>Vérification de contrainte dans le béton</b><br>Article 4.5.2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$                                                                                                                                                           | 7,71 MPa < 15 MPa<br>Condition vérifiée |
| <b>Vérification contrainte dans l'acier</b>                             | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$                                                                                                                                                              | 267,06 MPa < 400 MPa                    |

Tableau V.11: Vérification à l'état limite de service su appuis

|                                                                         |                                                                                                                                                                                                                |                                          |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| <b>Moment service</b>                                                   | <b>M<sub>ELS</sub></b>                                                                                                                                                                                         | 57,31 KN.m                               |
| <b>Position de l'axe neutre</b>                                         | $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{10,68}{30} = 5,34 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 5,34 \times 31,5 = 337,05 \text{ cm}^2$ $y = -5,34 + \sqrt{5,34^2 + 337,05}$ | 13,78 cm                                 |
| <b>Moment d'inertie</b>                                                 | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{30 \times 13,78^3}{3} + 15 \times 10,68(31,5 - 13,78)^2$                                                                                                        | 76469,17 cm <sup>4</sup>                 |
| <b>Coefficient</b>                                                      | $K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{57,31 \times 10^3}{76469,17}$                                                                                                                                                   | 0,75 MPa/cm                              |
| <b>Contrainte dans le béton</b>                                         | $\sigma_b = K \times y = 0,75 \times 13,78$                                                                                                                                                                    | 10,33 MPa                                |
| <b>Contrainte dans l'acier</b>                                          | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,75(31,5 - 13,78)$                                                                                                                                                | 199,35 MPa                               |
| <b>Vérification de contrainte dans le béton</b><br>Article 4.5.2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$                                                                                                                                                            | 10,33 MPa < 15 MPa<br>Condition vérifiée |
| <b>Vérification contrainte dans l'acier</b>                             | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$                                                                                                                                                               | 199,35 MPa < 400 MPa                     |

V.2.14. Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,08 > 0,0625 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0,08 > 0,033 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0101 < 0,0105 \rightarrow$  Condition vérifiée

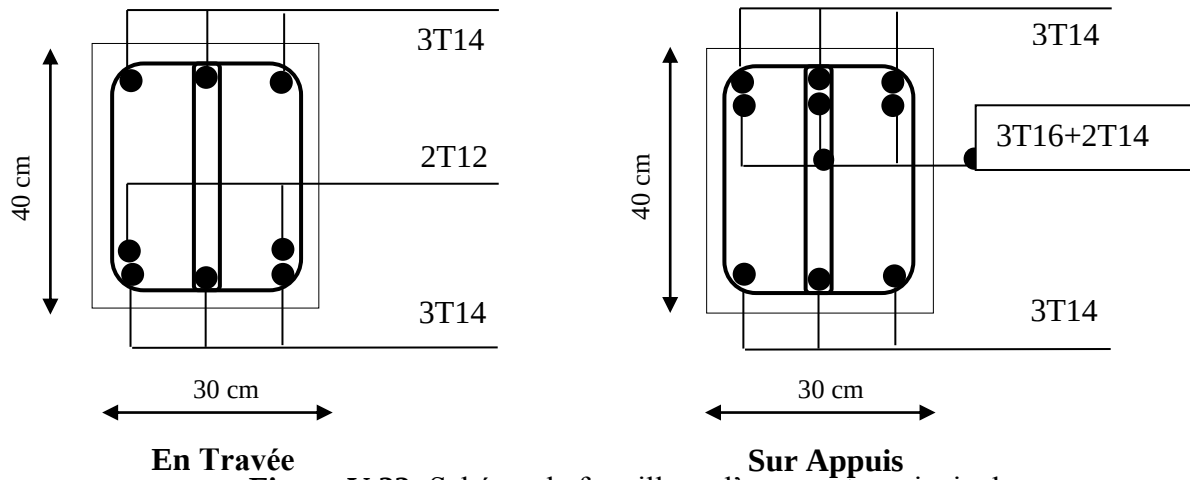


Figure V.22: Schéma de ferrailage d'une poutre principale

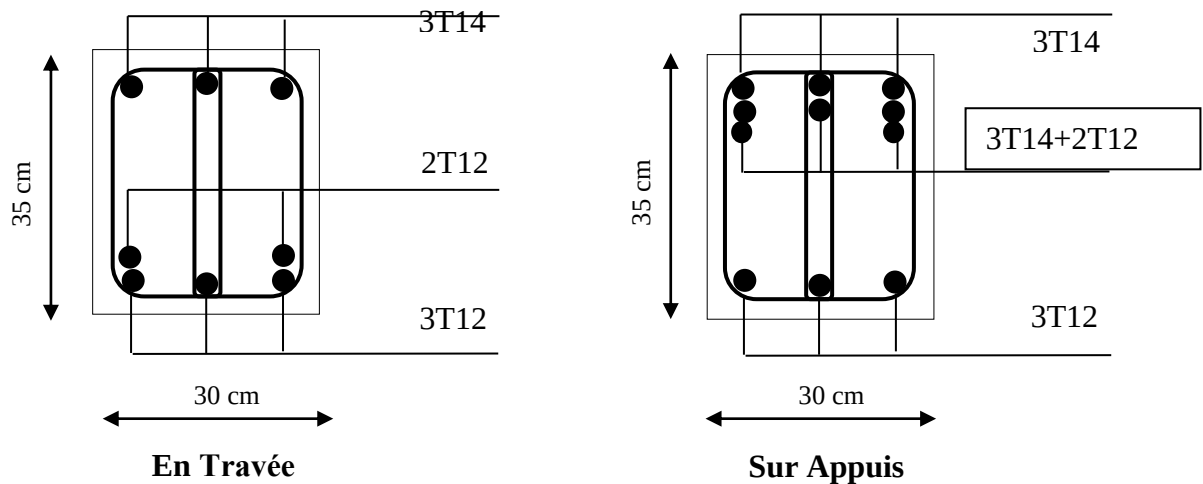


Figure V.23: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire

### V.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur,

Ainsi tout poteau allongé de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

Nous devons disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

#### V.3.1. Voiles assurant

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) ;
- D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

#### V.3.2. Système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents (action climatique) ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes, de l'interaction portique-voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

- **Conception**

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION).

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

- **Principe de calcul des voiles**

Dans les calculs, nous devons considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

- **Combinaisons de calcul**

- Vérification du béton :  $G + Q \pm E$
- Calcul des aciers de flexion :  $0,8G \pm E$

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99/version 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

1. Armatures verticales ;
2. Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
3. Armatures transversales.

### V.3.3. Recommandations du R.P.A99/version 2003

- **Armatures verticales**

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99/version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

### V.3.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

- Effort normal appliqué : N
- Moment fléchissant appliqué : M
- Section du voile : A
- Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée : V
- Moment d'inertie : I

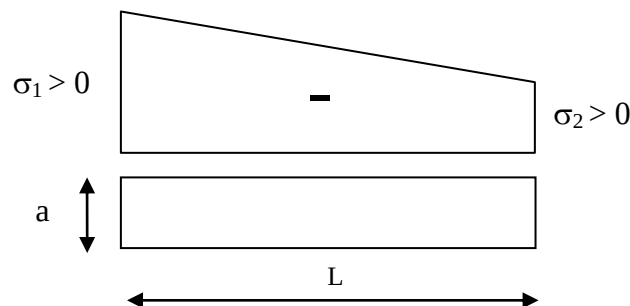
Nous distinguons trois cas :

#### 1er cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/version 2003 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$



#### 2ème cas :

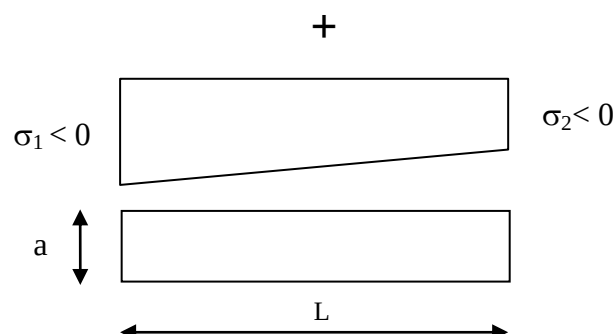
Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

Nous calculons la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$ , avec la section minimale exigée par le R.P.A 99/version 2003.

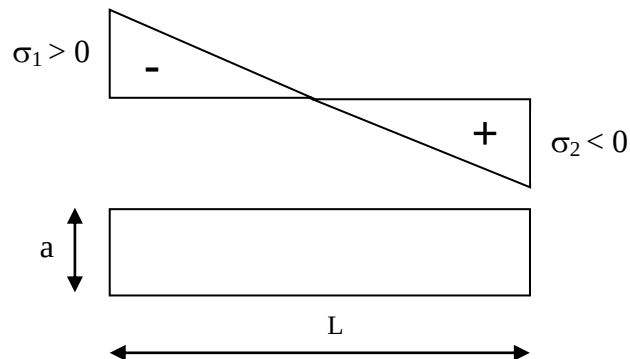
Si :  $A_v < A_{\min} = 0,20 \% a \times L$ , on ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .



#### 3ème cas :

Si : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.



### V.3.5. Calcul de voile

- $G + Q \pm E$

Données

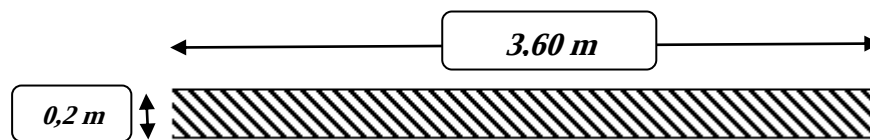


Figure V.24: Section de voile à calculé

- $A = 0,9 \text{ m}^2$  ;
- $I = 1,269 \text{ m}^4$  ;
- $V = 1,5 \text{ m}$  ;
- $N = 1493,5$  ;
- $M = 18,17 \text{ KN.m}$  ;
- $T = 10,67 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1493,5 \times 10^{-3}}{0,9} + \frac{18,17 \times 1,5 \times 10^{-3}}{1,269}$$

$$1,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1493,5 \times 10^{-3}}{0,9} - \frac{18,17 \times 1,5 \times 10^{-3}}{1,269}$$

$$1,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nous avons : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) de même signes, la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendu », donc la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/2003.

- $0,8G \pm E$

**Données**

- $N = 1322,41$  ;
- $M = 13,75 \text{ KN.m}$  ;
- $T = 8,1 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1322,41 \times 10^{-3}}{0,9} + \frac{13,75 \times 1,5 \times 10^{-3}}{1,269} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1322,41 \times 10^{-3}}{0,9} - \frac{13,75 \times 1,5 \times 10^{-3}}{1,269} = 1,45 \text{ MPa}$$

Nous avons : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) de même signes, la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendu », donc la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/2003.

**V.3.5.1.1. Détermination des armatures verticales**

On calcule le ferrailage pour une bonde de 1 mètre ( $L=1\text{m}$ ).

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L_{\text{TENDU}} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit : **9T10 = 7,07**

**V.3.5.1.2. Détermination des armatures horizontales**

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L_{\text{TENDU}} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit : **9T10 = 7,07**

- **Espacement**

D'après le RPA99/2003 :

$$S \leq \min (1,5 e ; 30) \text{ cm} \longrightarrow S \leq \min (22,5 ; 30)$$

En prend :  $S=20\text{cm}$

**V.3.5.1.3. Calcul des armatures transversales**

D'après le D.T.RB.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le B.A.E.L 91/version 2003, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/\text{m}^2$  au moins ; nous avons pris donc  $4\Phi 8$  par  $\text{m}^2$ .

**V.3.5.1.4. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec: } \tau_u = \frac{v}{0,9 \times b_0 \times h}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28}$$



$$\tau_u = \frac{10,67 \times 10^3}{0,9 \times 20 \times 1000} = 0,059 < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- Schéma de ferrailage

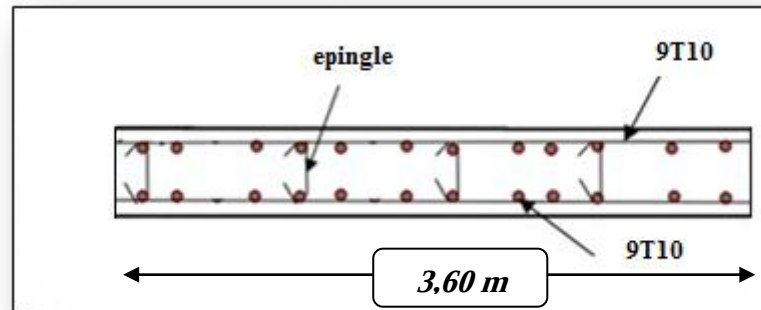


Figure V.25: Schéma de ferrailage du voile

## **Chapitre IV**

# **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### VI.1. Fondation

Nous appelons une fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain, elle transmet toutes les charges permanentes et variables au sol, dans les bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure. Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeurs, il s'agira de fondations profondes.

Il existe plusieurs types des fondations :

- a. Fondation superficielle
  - Semelle isolée
  - Semelle filante
  - Radier générale
- b. Fondation profondes (semelle sous pieux)

### VI.2. Combinaisons des charges

Selon le R.P.A 99/ version 2003 Article 10.1.4.1, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

- $G + Q + E$
- $0,8G \pm E$

D'après le D.T.R BC.2.33.1

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$

À l'aide de ces combinaisons de charges et avec la contrainte admissible :  $\sigma_{\text{sol}} = 1,5$  bars, nous pouvons déterminer le système de fondation à adopter.

#### VI.2.1. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal, charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction ou dynamique

- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol structure.

### VI.2.2. Choix de type de fondation

Pour le choix de type de fondation à prévoir, des critères ont été prises en considération :

- Le poids de la structure ;
- La capacité portante de sol ;
- L'économie dans la réalisation ;
- La facilité et la rapidité d'exécution ;
- Stabilité total de l'ouvrage ;
- Type d'ouvrage à construire.

### VI.2.3. Détermination du type de fondation

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure, nous avons déterminé les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que fondations superficielles pour les poteaux, et des semelles continues pour les voiles. Si la surface totale de l'ensemble des semelles est importante (environ supérieur à 50% de la surface d'emprise) nous pouvons estimer qu'économiquement, il est préférable d'adopter des semelles filantes ou si le système de fondation (isolées sous poteaux et continues sous voiles) n'est pas homogène et avec superficie plus grande pour les semelles.

Sous voiles, nous pouvons homogénéiser le système et d'adopter des semelles filantes pour l'ensemble. De ce fait nous adoptons un système homogène semelles filantes.

### VI.2.4. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$

Pour cette vérification nous avons pris la semelle la plus sollicitée.

- L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logicielle ETABS : N
- Surface d'appui de la semelle : S
- Contrainte admissible du sol :  $\sigma_{\text{sol}}$

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B×B), donc :  $S = B^2$ .

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2269,89}{150} = 15,13 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{S} = 3,89 \text{ m}$$

D'après les résultats obtenus on constate un risque d'un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### VI.2.5. Vérification des semelles filantes

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment ;  $N_{TOTAL}$  : l'effort normal dû aux charges verticales.

On a :  $N_{total} = 30224,23 \text{ KN}$

La surface du bâtiment est :  $S_{bâtiment} = 278,66 \text{ m}^2$

$$S_{semelle} = \frac{N}{\sigma_s} = 201,49 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} \leq 50\% \quad \frac{201,49}{278,66} = 0,72 = 72\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

### VI.3. Etude du Radier général

#### VI.3.1. Définition du radier

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

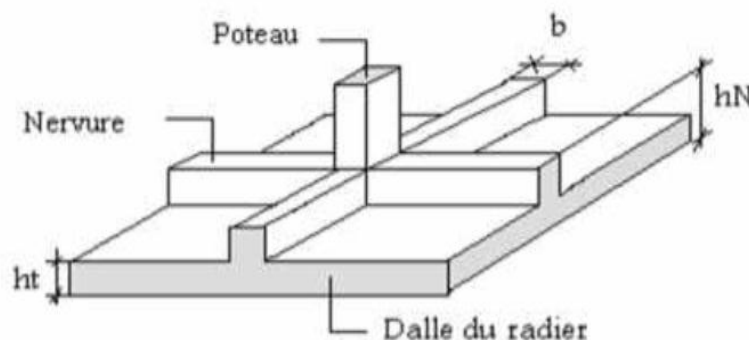


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

## VI.3.2. Pré dimensionnement et ferrailage du radier général

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec :  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

## ❖ Combinaison d'actions

- L'E.L.U :  $N_U = 41459,68 \text{ KN}$

- L'E.L.S :  $N_{ser} = 30224,23 \text{ KN}$

## Surface minimale du radier

$$\text{On a: } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{30224,23}{150} = 201,49 \text{ m}^2$$

$$S_b = 278,66 \text{ m}^2 > S_{rad} = 201,49 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 60 cm à partir des axes des poteaux on aura une

Surface d'assise :  **$S = 305,67 \text{ m}^2$** .

## ❖ Épaisseur du radier (h)

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

## ✓ Critère de rigidité :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec: } L = 460 \text{ cm}$$

$$18,4 \leq d \leq 23 \text{ cm} \dots\dots\dots (01)$$

## ✓ Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec ;  $V_u$  : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{1m.(N_u / s).L}{2} = \frac{1m.(41459,68 / 305,67).4,60}{2} = 311,96 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{311,96 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,208 \text{ m} \dots\dots\dots (02)$$

De (01) et (02) on aura  $d \geq 20,8 \text{ cm}$

Donc :  $h \geq d+c = 20,8+5=25,8\text{cm}$

Soit :  $h = 45\text{cm}$ .

On prend :  $h=45\text{cm}$  ;  $d=40\text{cm}$

#### VI.4 Dimensionnement des poutres de libage

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 51,11\text{cm} \leq h \leq 76,67\text{cm}$$

On prend comme dimension :  **$h = 70\text{cm}$ ,  $d=63\text{cm}$ ,  $b = 40\text{cm}$**

##### VI.4.1. Vérification des contraintes

✓ **Poids propre du radier :**

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 25(0,45 \times 305,67 + 0,7 \times 0,4 \times 187,55)$$

$$G_{\text{radier}} = 4751,64 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 30224,23 + 4751,64 = 34975,87 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{34975,87}{305,67} = 114,42 \text{ KN /m}^2 < 15 \text{ KN /m}^2 = 1,5 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

##### VI.4.2. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec :  $I$  : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,70)^3 / 12 = 0,0114 \text{ m}^4$ .

$E$  : module d'élasticité du béton,  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$ .

$b$  : largeur de la poutre  $b=0,4\text{m}$ .

$K$  : coefficient de la raideur de sol  $k = 400 \text{ t/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0114}{400 \times 0,4}} = 9,17 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,6\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 14,4\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**$L_{\text{max}}$**  : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

### VI.4.3. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

#### ✓ Sous voiles :

**$Nu_{voil} = 1493,5$  KN effort normal ultime de voile le plus sollicité**

$$u_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20 + 3,6 + 2 \times 0,0) = 7,6 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 7,6 \times 0,70 \times 25000}{1.5} \leq 3990 \text{ Kn}$$

$$Nu = 1493,5 \text{ KN} \leq 3990 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### ✓ Sous poteaux :

**$Nu_{pot} = 1719,1$  kN effort normal ultime de poteau le plus sollicité**

$$u_c = 2(2 \times 0,5 + 2 \times 0,6) = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 5,4 \times 0,6 \times 25000}{1.5} \leq 2430 \text{ Kn}$$

$$Nu = 1719,1 \text{ KN} \leq 2430 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### VI.4.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_{u-T} = N_u + 1,35G_{radier}$$

$$N_U = 41459,68 + 1,35(4751,64) = 47874,39 \text{ KN}$$

$$Q = G_{max} = \frac{N_u}{S_r} = 156,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,45 = 11,25 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = G_{max} - G_{radier} = 145,37 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = G_{max} = \frac{N_s}{S_r} = 98,88 \text{ KN/m}$$



$$Q = G_{max} - G_{radier} = 87,36 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 145,37 \text{ KN/m}^2$$

### VI.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **B.A.E.L 91 modifier 99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce

#### VI.5.1. Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur

Unité (1ml) et ont pour valeurs :

Dans le sens de la grande portée  $M_{0x} = \mu_x \times Q \times L_x^2$

Dans le sens de la petite portée  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $v'$  ( $v'$  prend 0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS)

**(Cours béton armé B.A.E.L 91 modifier 99).**

VI.5.2. Détermination des efforts

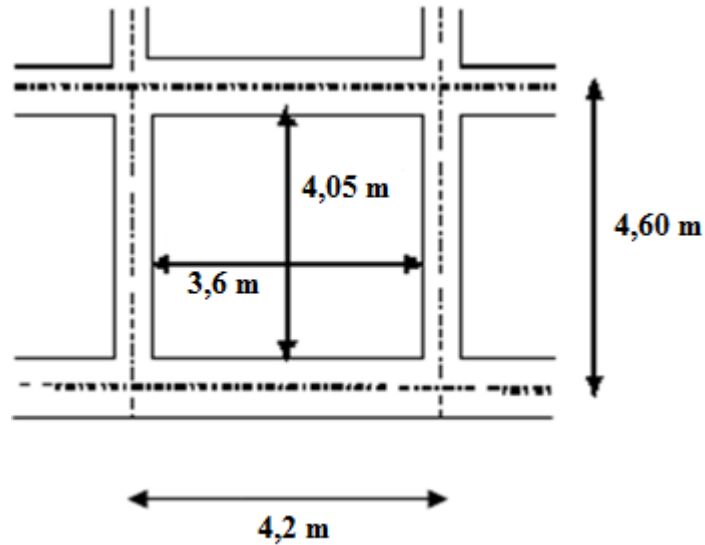


Figure VI.2 : Ferrailage du Détermination des efforts

$\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

Tableau VI. 1: les moments fléchissant suivant les deux sens.

| $L_x$<br>(m) | $L_y$<br>(m) | $\alpha$ | Sens(x) |                |                |                | Sens (y) |                |                |                |
|--------------|--------------|----------|---------|----------------|----------------|----------------|----------|----------------|----------------|----------------|
|              |              |          | $\mu_x$ | $M_0$<br>(t.m) | $M_t$<br>(t.m) | $M_a$<br>(t.m) | $\mu_y$  | $M_0$<br>(t.m) | $M_t$<br>(t.m) | $M_a$<br>(t.m) |
| 3,6          | 4,05         | 0,8      | 0,056   | 10,55          | 7,91           | 5,28           | 0,59     | 6,22           | 4,67           | 3.11           |

➤ En travée :

✓ Sens X :

$$M_{tx}=7,91 \text{ t.m} \quad h=45\text{cm} \quad d=40\text{cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\sigma_b=14,16 \text{ Mpa} \quad \sigma_s=348\text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7,91 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,035 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,035 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,044$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 39,29 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{7,91 \times 10^4}{39,29 \times 348} = 5,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T12 cm<sup>2</sup> / ml** , **A = 6,79cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 15 cm**

✓ **Sens-Y :**

$$M_{ty} = 4,67 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4,67 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,02 \Rightarrow \alpha = 0,025$$

$$Z = 39,6 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,67 \times 10^4}{39,6 \times 348} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **6T12 = 6,79cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **15 cm**.

➤ **En appuis :**

❖ **Sens X**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5,28 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,023 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 39,54 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,28 \times 10^4}{39,54 \times 348} = 3,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **6T12** avec un espacement de **15cm**.

❖ **Sens-Y**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3,11 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,16} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 39,71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,11 \times 10^4}{39,71 \times 348} = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **6T12** avec un espacement de **15cm**.

#### VI.5.3. Vérification de l'espacement

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

#### VI.5.4. Vérification des contraintes à ELS :

**En travée**

$$\checkmark \text{ Sens X: } M_{\text{ser}} = 7,91 \text{ t.m}$$

**Tableau VI.02 :** Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)

|                                                             |                                                                                                                                                                                   |                           |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| Moment service                                              | $M_{ser}$                                                                                                                                                                         | 79,1KN.m                  |
| Position de l'axe neutre                                    | $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,79}{100} = 1,01cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,01 \times 40 = 80,8cm^2$ $Y = -1,01 + \sqrt{1,01^2 + 80,8} = 7,43cm$ | 8,04cm                    |
| Moment d'inertie                                            | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(8,04)^3/3) + 15 \times 6,79(40-8,04)^2$ $= 121357,78 cm^4$                                                                         | 121357,78 cm <sup>4</sup> |
| Coefficient                                                 | $K = M_{ser} / I$ $K = \frac{79,1 \times 10^3}{121357,78}$                                                                                                                        | 0.65 Mpa/cm               |
| Contrainte dans le béton                                    | $\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0.65 \times 8,04$                                                                                                                                    | 5,23 Mpa                  |
| Contrainte dans l'acier                                     | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.65(40-8,04)$                                                                                                                        | 198,22 Mpa                |
| Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$                                                                                                                                      | 5,23 < 15 vérifiée        |
| Vérification contrainte dans l'acier                        | $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201.63) = 201.63 MPa$                                      | 198,2 < 201.63            |

**Sens Y:**

$M_{ser} = 4,67 \text{ t.m}$

**Tableau VI.03 :** Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

|                                                             |                                                                                                                                                                                   |                           |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| Moment service                                              | $M_{ser}$                                                                                                                                                                         | 46,7 KN.m                 |
| Position de l'axe neutre                                    | $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,79}{100} = 1,01cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,01 \times 40 = 80,8cm^2$ $Y = -1,01 + \sqrt{1,01^2 + 80,8} = 7,43cm$ | 8,04cm                    |
| Moment d'inertie                                            | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(8,04)^3/3) + 15 \times 6,79(40-8,04)^2$ $= 121357,78 cm^4$                                                                         | 121357,78 cm <sup>4</sup> |
| Coefficient                                                 | $K = M_{ser} / I$ $K = \frac{46,7 \times 10^3}{121357,78}$                                                                                                                        | 0,39 Mpa/cm               |
| Contrainte dans le béton                                    | $\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,39 \times 8,04$                                                                                                                                    | 3,14 Mpa                  |
| Contrainte dans l'acier                                     | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,39(40-8,04)$                                                                                                                        | 186,97 Mpa                |
| Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$                                                                                                                                      | 3,14 < 15 vérifiée        |
| Vérification contrainte dans l'acier                        | $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63) = 201,63 MPa$                                      | 186,97 < 201,63           |

➤ En appuis Sens X Ma=5,28t.m

**Tableau VI.04 :** Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)

|                                                             |                                                                                                                                                                                   |                           |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| Moment service                                              | $M_{ser}$                                                                                                                                                                         | 52,8 KN.m                 |
| Position de l'axe neutre                                    | $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,79}{100} = 1,01cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,01 \times 40 = 80,8cm^2$ $Y = -1,01 + \sqrt{1,01^2 + 80,8} = 7,43cm$ | 8,04cm                    |
| Moment d'inertie                                            | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(8,04)^3/3) + 15 \times 6,79(40-8,04)^2$ $= 121357,78 cm^4$                                                                         | 121357,78 cm <sup>4</sup> |
| Coefficient                                                 | $K = M_{ser} / I$ $K = \frac{52,8 \times 10^3}{121357,78}$                                                                                                                        | 043 Mpa/cm                |
| Contrainte dans le béton                                    | $\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0.43 \times 8,04$                                                                                                                                    | 3,46 Mpa                  |
| Contrainte dans l'acier                                     | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0.43(40-8,04)$                                                                                                                        | 191,14 Mpa                |
| Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$                                                                                                                                      | 3,46 < 15<br>vérifiée     |
| Vérification contrainte dans l'acier                        | $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201.63) = 201.63 MPa$                                      | 191,14 < 201.63           |

➤ Sens-Y Ma=3,11t.m

Tableau VI.05 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

|                                                             |                                                                                                                                                                                   |                           |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| Moment service                                              | $M_{ser}$                                                                                                                                                                         | 31,1 KN.m                 |
| Position de l'axe neutre                                    | $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,79}{100} = 1,01cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,01 \times 40 = 80,8cm^2$ $Y = -1,01 + \sqrt{1,01^2 + 80,8} = 7,43cm$ | 8,04cm                    |
| Moment d'inertie                                            | $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(8,04)^3/3) + 15 \times 6,79(40-8,04)^2$ $= 121357,78 cm^4$                                                                         | 121357,78 cm <sup>4</sup> |
| Coefficient                                                 | $K = M_{ser} / I$ $K = \frac{31,1 \times 10^3}{121357,78}$                                                                                                                        | 0,25 Mpa/cm               |
| Contrainte dans le béton                                    | $\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,25 \times 8,04$                                                                                                                                    | 2,01 Mpa                  |
| Contrainte dans l'acier                                     | $\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,25(40-8,04)$                                                                                                                        | 119,85 Mpa                |
| Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91 | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$                                                                                                                                      | 2,01 < 15 vérifiée        |
| Vérification contrainte dans l'acier                        | $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63) = 201,63 MPa$                                      | 119,85 < 201,63           |

➤ En travée :



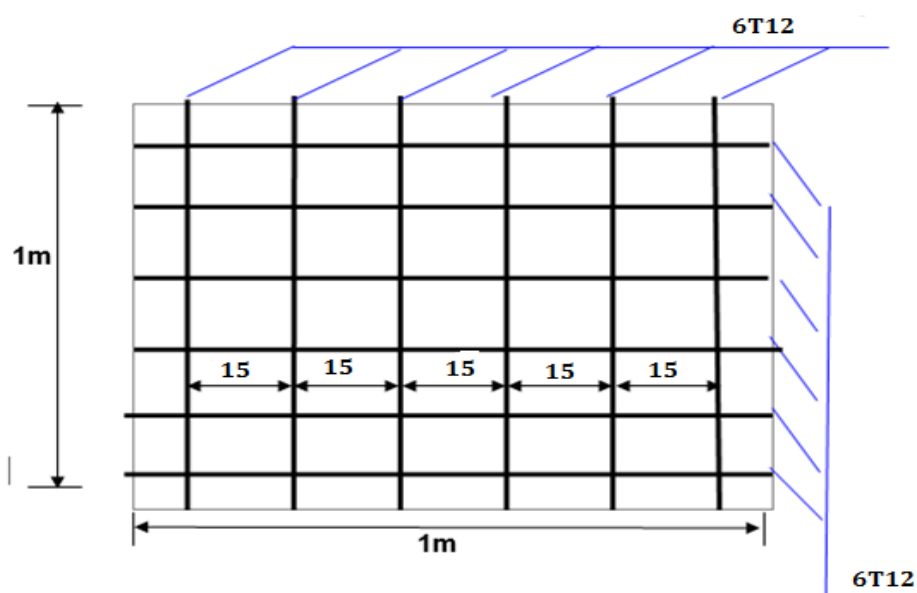


Figure VI.2 : Ferrailage du radier général

➤ En appuis :

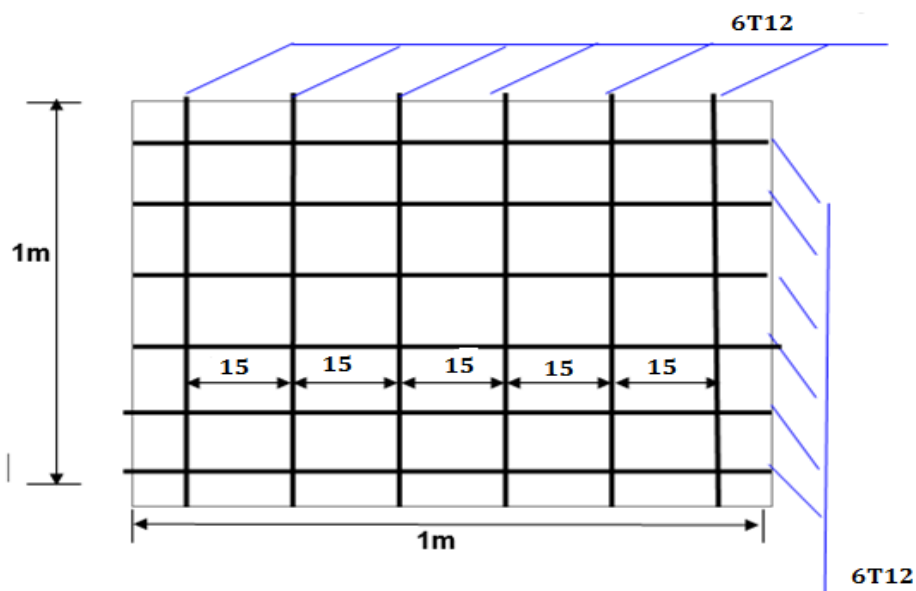


Figure VI.2 : Ferrailage du radier général

### VI.6. Ferrailage de poutre de libage

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges

triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

### VI.6.1.Sens longitudinal

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 3,6m$

$Ly_1 = 4,05m$

$Lx_2 = 3,6m$

$Q = 14,537 \text{ t/m}^2$

$$Q' = \frac{14,537}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3,6^2}{3 \times 4,05^2} \right) . 3,6 + \left( 1 - \frac{3,6^2}{3 \times 4,05^2} \right) . 3,6 \right] = 38,55 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{38,55 \times 4,05^2}{8} = 79,03 \text{ t.m}$$

### VI.6.2.Calcul du ferrailage

➤ ..... **En travée**

$M_t = 0,85M_0 = 0,85(79,03) = 67,17 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{67,17 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,16} = 0,299 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,299 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,457$$

$$\beta = 0,82$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{67,17 \times 10^4}{0,82 \times 63 \times 348} = 37,36 \text{ cm}^2 / ml$$

**On adopte :  $4T20 + 8T20 = 37,70 \text{ cm}^2$**

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 79,03 = 39,52 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,52 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,16} = 0,176 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,176 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,24$$

$$\beta = 0,904 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,52 \times 10^4}{0,904 \times 63 \times 348} = 19,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **8T20=25,13cm<sup>2</sup>**

• **Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 79,03 = 15,81 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,81 \times 10^4}{40 \times 63^2 \times 14,16} = 0,07 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow \alpha = 0,091$$

$$\Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,81 \times 10^4}{0,964 \times 63 \times 348} = 7,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **8T16=16,08cm<sup>2</sup>**

**VI.6.3. Sens transversal**

**Calcul de Q':**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que :  $Q = 14,537 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 3,6 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 14,537 \times 3,6 = 34,88$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{34,88 \times 3,6^2}{8} = 56,51 \text{ t.m}$$

**VI.6.4. Calcul du ferrailage**

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 56,51 = 48,03 \text{ t.m}, \quad b = 40 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{48,03 \times 10^4}{40.(63)^2 \times 14,16} = 0,21 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,21 \Leftrightarrow \alpha = 0,298 \rightarrow \beta = 0,88$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{48,03 \times 10^4}{0,88.63.348} = 23,89 \text{ cm}^2.$$

On adopte **12T16=24,13cm<sup>2</sup>**

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5.M_0 = 0,5 \times 56,51 = 28,25 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{28,25 \times 10^4}{40.(63)^2 \times 14,16} = 0,126 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,126 \rightarrow \alpha = 0,17 \Leftrightarrow \beta = 0,932$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{28,25 \times 10^4}{0,932.63.348} = 13,82 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **8T16+4T14=22,24cm<sup>2</sup>**

• **Appuis de rive :**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 56,51 = 11,30 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{11,30 \times 10^4}{40.(63)^2 \times 14,16} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,05 \rightarrow \alpha = 0,064 \Leftrightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{11,3 \times 10^4}{0,974.63.348} = 5,29 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **12T14=12,31cm<sup>2</sup>**

#### VI.6.5. Armature de peau

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,4 + 0,70) = \mathbf{6,6 \text{ cm}^2}$$

Donc pour une poutre de section (h x b<sub>0</sub>) = (0,70 x 0,40) m<sup>2</sup>, on a :

**Soit : 4T16, A<sub>s</sub> = 8,03cm<sup>2</sup>**

### VI.7. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 62,05 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{62,05}{40 \times 63 \times 100} = 2,46 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

✓ **Armatures transversales :**

**Diamètre :**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(20 \text{ mm}; 16 \text{ mm}; 40 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 15 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(17,4; 19,2) = 17,5 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{tj})b_0 S_t}{0,8f_e} = \frac{(2,46 - 0,3 \times 2,1) \times 40 \times 15}{0,8 \times 400} = 3,43 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10,  $A=3,84 \text{ cm}^2$ .

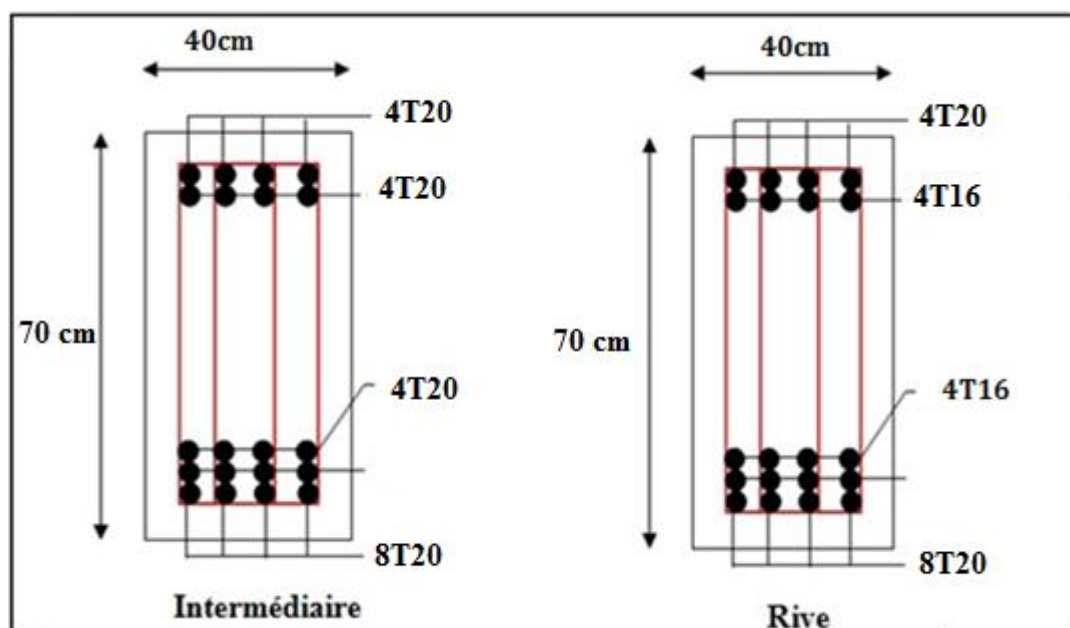


Figure VI.4: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

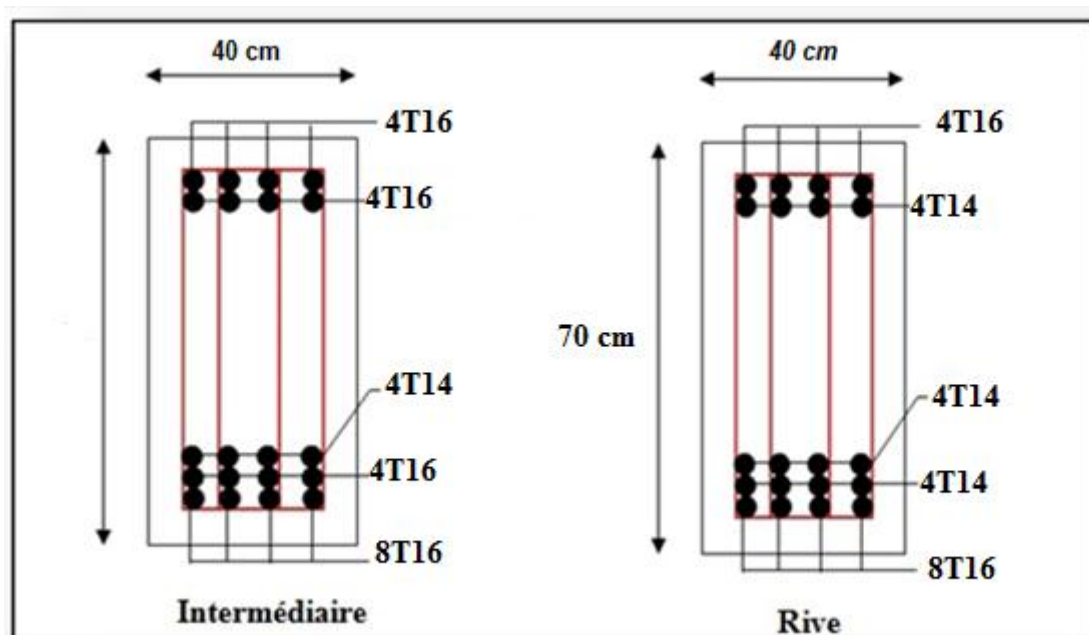


Figure VI.5 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

**“ Conclusion ”**

## Conclusion

---

À la fin de notre projet de fin d'études, nous souhaitons exprimer notre gratitude pour ce travail qui nous a offert l'opportunité d'appliquer les connaissances acquises au cours de nos études et d'approfondir notre compréhension en nous appuyant sur les documents techniques et en appliquant diverses réglementations et méthodes.

Ce projet représente notre première expérience dans notre domaine professionnel, où nous avons appris l'importance de respecter les réglementations et les normes professionnelles. Au cours de cette étude, nous avons cherché à tirer le meilleur parti des programmes techniques pour automatiser les étapes de calcul, ce qui nous a permis de consacrer plus de temps à la réflexion et à l'analyse. Bien que les calculs n'aient pas résolu tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, nous avons compté sur notre compréhension et notre logique pour organiser les éléments structurels, en nous fiant au bon sens de l'ingénieur.

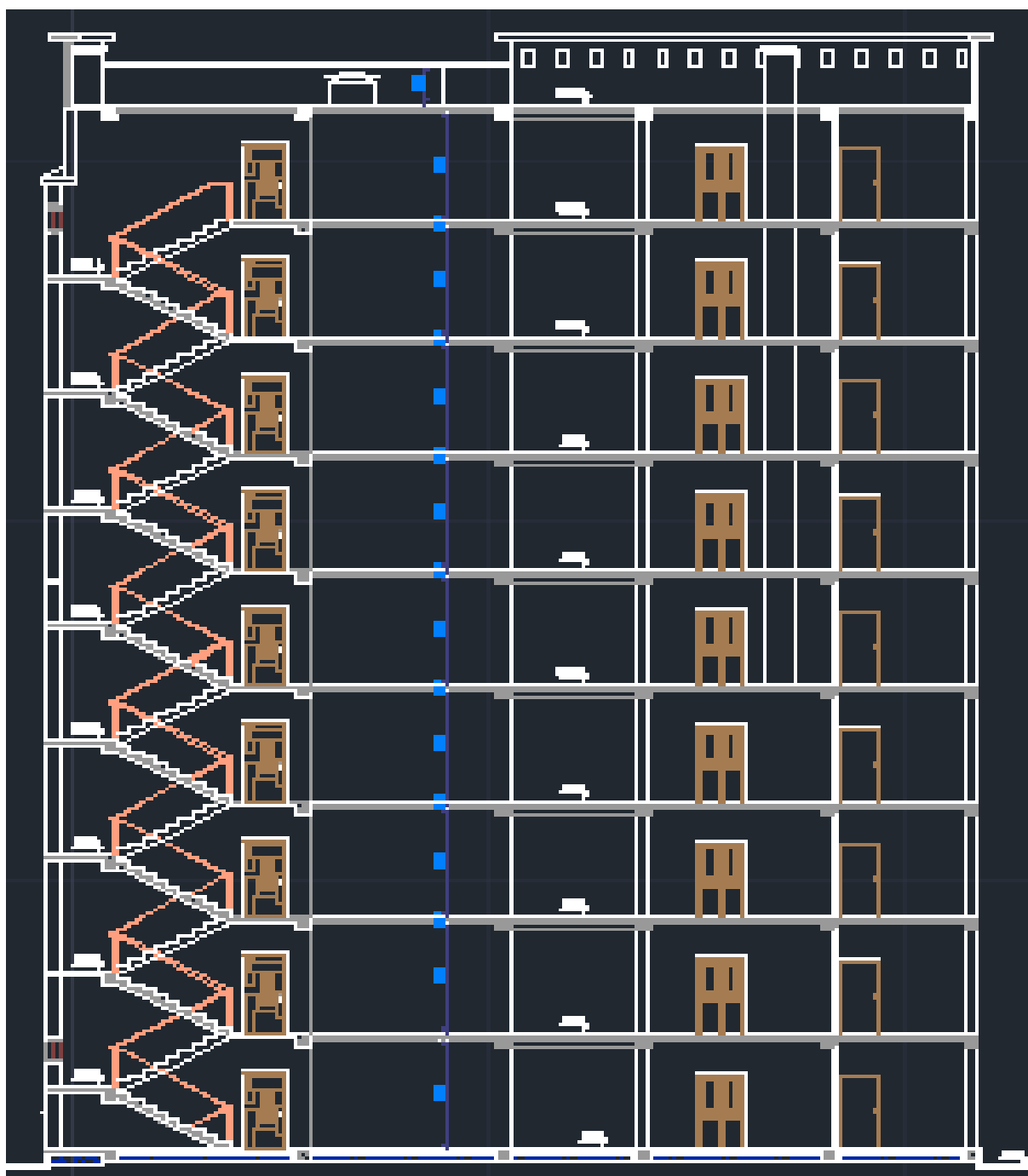
En conclusion, nous espérons avoir atteint nos objectifs et que ce travail sera un point de départ pour exploiter les connaissances acquises dans notre vie professionnelle





**Annex**

## Plans d'architecture



COUPE A\_A

Ech 1/50

