

**Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf-Mila**

**Institut des Sciences et de Technologie**

**Département Génie civil et Hydraulique**



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme**

**de MASTER**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option: Structures**

**Etude d'un bâtiment R+7 avec sous-sol à Mila**

**Réalisé par :**

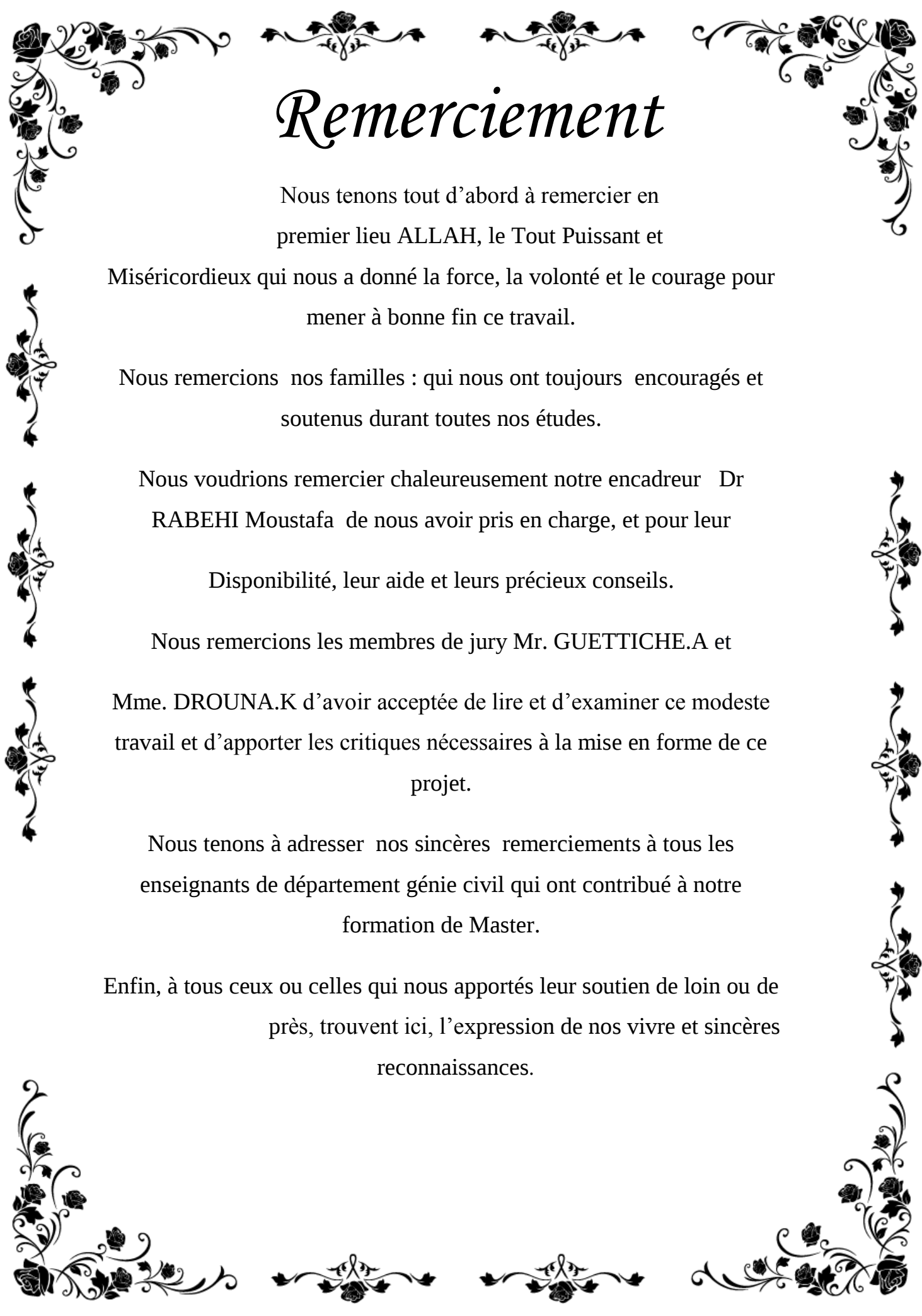
- BOUCHELOUKH Moufida**
- BOUFENNECHE Rania**

**Soutenu devant le jury:**

**M. GUETTICHE Abdelheq**  
**Mme. DROUNA Karima**  
**Dr. RABEHI Moustefa**

**Président**  
**Examinatrice**  
**Promoteur**

**Année universitaire : 2020/2021**



# Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier en premier lieu ALLAH, le Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

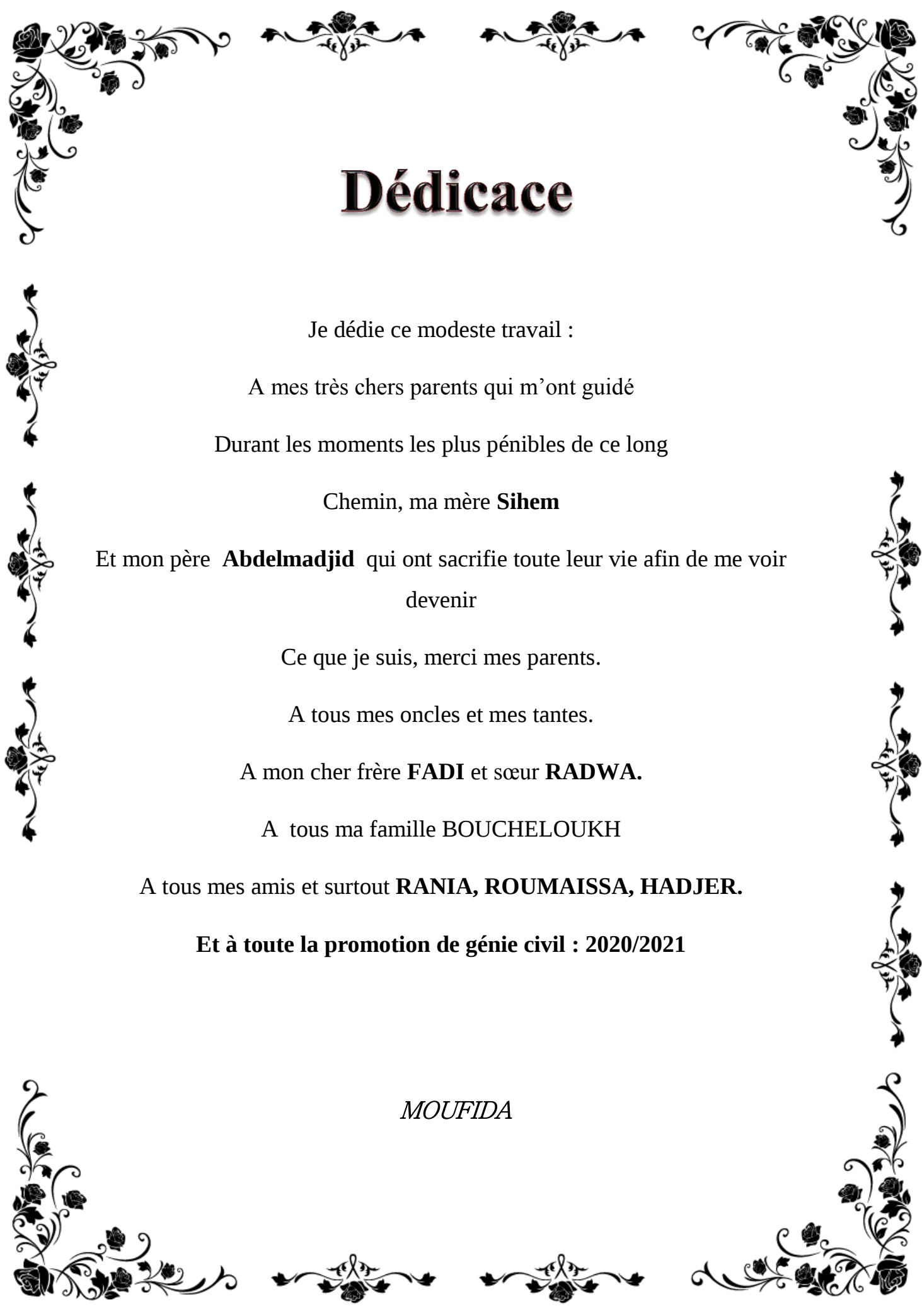
Nous remercions nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous voudrions remercier chaleureusement notre encadreur Dr RABEHI Moustafa de nous avoir pris en charge, et pour leur Disponibilité, leur aide et leurs précieux conseils.

Nous remercions les membres de jury Mr. GUETTICHE.A et Mme. DROUNA.K d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation de Master.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.



# Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé

Durant les moments les plus pénibles de ce long

Chemin, ma mère **Sihem**

Et mon père **Abdelmadjid** qui ont sacrifié toute leur vie afin de me voir  
devenir

Ce que je suis, merci mes parents.

A tous mes oncles et mes tantes.

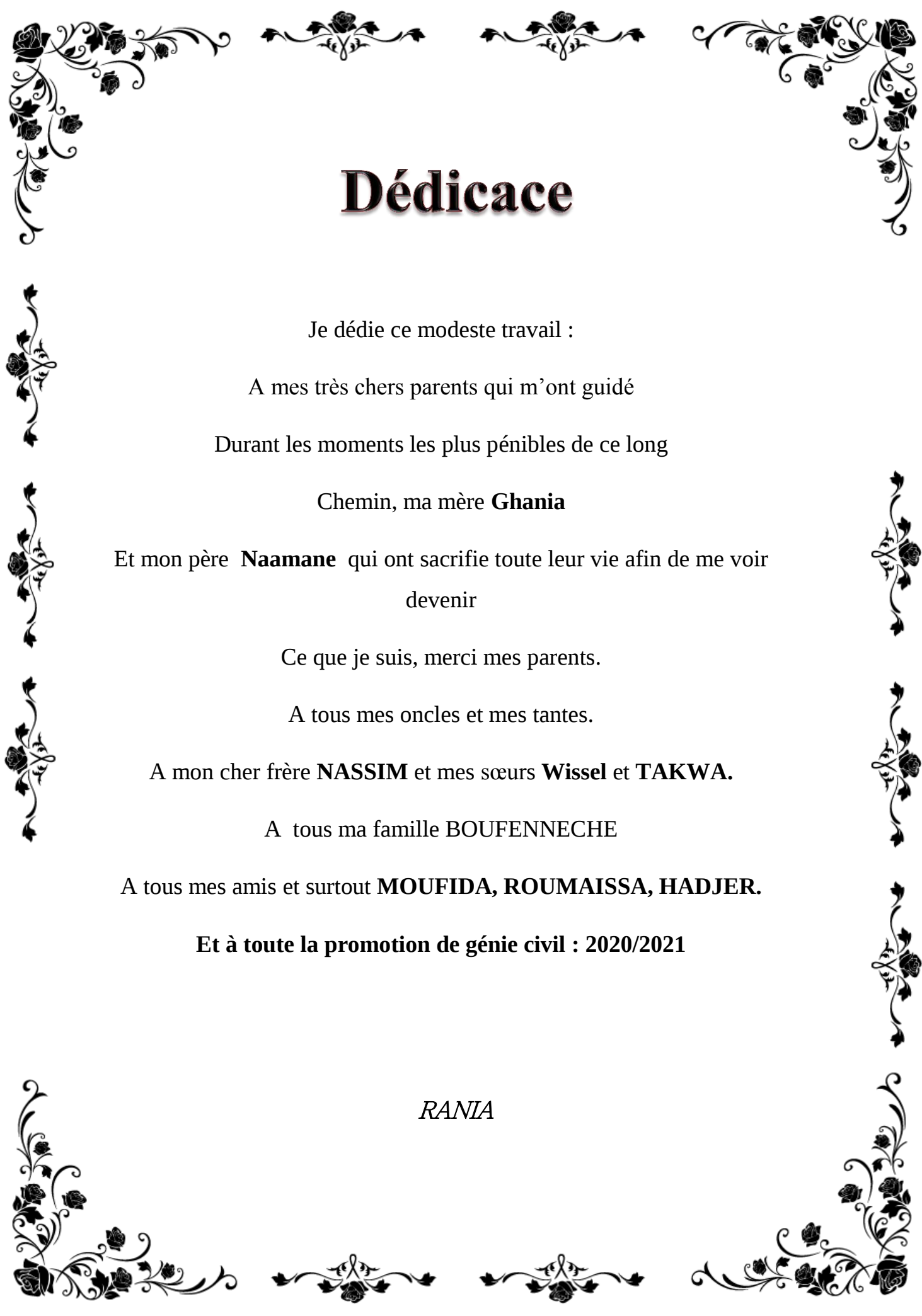
A mon cher frère **FADI** et sœur **RADWA**.

A tous ma famille **BOUCHELOUKH**

A tous mes amis et surtout **RANIA, ROUMAISSA, HADJER**.

**Et à toute la promotion de génie civil : 2020/2021**

*MOUFIDA*



# Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé

Durant les moments les plus pénibles de ce long

Chemin, ma mère **Ghania**

Et mon père **Naamane** qui ont sacrifié toute leur vie afin de me voir  
devenir

Ce que je suis, merci mes parents.

A tous mes oncles et mes tantes.

A mon cher frère **NASSIM** et mes sœurs **Wissel** et **TAKWA**.

A tous ma famille BOUFENNECHE

A tous mes amis et surtout **MOUFIDA, ROUMAISSA, HADJER.**

Et à toute la promotion de génie civil : 2020/2021

*RANIA*

# Sommaire

|                                                    |    |
|----------------------------------------------------|----|
| Introduction générale .....                        | 1  |
| <br><b>Chapitre I : présentation de projet</b>     |    |
| I.1 Introduction .....                             | 2  |
| I.2 Présentation de l'ouvrage .....                | 2  |
| I.3 Données géotechniques du site .....            | 2  |
| I.4 Caractéristique géométrique du bâtiment .....  | 3  |
| I.5 Les éléments de l'ouvrage .....                | 7  |
| I.5.1 Les planchers .....                          | 7  |
| I.5.2 La maçonnerie .....                          | 7  |
| I.5.3 Terrasse .....                               | 7  |
| I.5.4 Escaliers .....                              | 7  |
| I.5.5 Revêtement .....                             | 7  |
| I.5.6 L'acrotère .....                             | 8  |
| I.5.7 Ascenseur .....                              | 8  |
| I.5.8 Ossature .....                               | 8  |
| I.5.9 Balcons .....                                | 9  |
| I.5.10 Contreventement .....                       | 9  |
| I.5.11 Les façades .....                           | 9  |
| I.6 Caractéristiques des matériaux .....           | 9  |
| I.6.1 Caractéristiques mécaniques du béton .....   | 9  |
| I.6.1.1 Déformation du béton .....                 | 12 |
| I.6.1.2 Etat limite .....                          | 14 |
| I.6.2 Caractéristiques mécaniques de L'acier ..... | 16 |
| I.7 Les actions et sollicitations .....            | 20 |
| I.7.1 Les actions .....                            | 20 |
| I.7.2 Sollicitations .....                         | 21 |
| I.8 Règlements et normes utilisés .....            | 21 |
| I.9 Conclusion .....                               | 21 |

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

|                                                                    |           |
|--------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>II.1 Introduction .....</b>                                     | <b>23</b> |
| <b>II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux .....</b> | <b>23</b> |
| <b>II.2.1 Les planchers .....</b>                                  | <b>23</b> |
| <b>II.2.1.1 Planchers à corps creux .....</b>                      | <b>23</b> |
| <b>II.2.1.2 Plancher à dalle pleine .....</b>                      | <b>25</b> |
| <b>II.2.2 Pré dimensionnement des balcons .....</b>                | <b>26</b> |
| <b>II.2.3 Pré dimensionnement des escaliers .....</b>              | <b>26</b> |
| <b>II.2.4 Pré dimensionnement de L'acrotère .....</b>              | <b>29</b> |
| <b>II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux .....</b>     | <b>29</b> |
| <b>II.3.1 Pré dimensionnement des Poteaux .....</b>                | <b>29</b> |
| <b>II.3.2 Pré dimensionnement des poutres .....</b>                | <b>30</b> |
| <b>II.3.3 Pré dimensionnement des voiles .....</b>                 | <b>31</b> |
| <b>II.4 Evaluation des charges et surcharges .....</b>             | <b>33</b> |
| <b>II.5 Descente de charge .....</b>                               | <b>37</b> |
| <b>II.6 Conclusion .....</b>                                       | <b>43</b> |

## **Chapitre III : calcul des éléments secondaires.**

|                                                     |           |
|-----------------------------------------------------|-----------|
| <b>III.1 Introduction .....</b>                     | <b>44</b> |
| <b>III.2 Etude de l'acrotère .....</b>              | <b>44</b> |
| <b>III.2.1 Hypothèse de calcul .....</b>            | <b>44</b> |
| <b>III.2.2 Évaluation des charges .....</b>         | <b>45</b> |
| <b>III.2.3 Sollicitation et combinaison .....</b>   | <b>45</b> |
| <b>III.2.4 Calcul du ferrailage .....</b>           | <b>46</b> |
| <b>III.3 Calcul des Escaliers .....</b>             | <b>49</b> |
| <b>III.3.1 Escalier type 1: étage courant .....</b> | <b>49</b> |
| <b>III.3.2 Escalier type 2 : (RDC) .....</b>        | <b>56</b> |
| <b>III.3.3 Etude de la poutre palière .....</b>     | <b>63</b> |
| <b>III.3.3.1 Dimensionnement .....</b>              | <b>63</b> |
| <b>III.3.3.2 Calcul du ferrailage .....</b>         | <b>65</b> |
| <b>III.3.3.3 Vérifications .....</b>                | <b>60</b> |

|                                                                                    |            |
|------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>III.4 Etude des planchers .....</b>                                             | <b>67</b>  |
| <b>III.4.1 Calcul des poutrelles .....</b>                                         | <b>67</b>  |
| <b>III.4.1.1 Disposition des poutrelles .....</b>                                  | <b>67</b>  |
| <b>III.4.1.2 Méthode de calcul .....</b>                                           | <b>68</b>  |
| <b>III.4.1.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles .....</b>                  | <b>72</b>  |
| <b>III.4.1.4 Choix de la méthode de calcul des sollicitations .....</b>            | <b>72</b>  |
| <b>III.4.1.5 Les sollicitations dans les différents types des poutrelles .....</b> | <b>73</b>  |
| <b>III.4.1.6 Ferrailages des poutrelles .....</b>                                  | <b>83</b>  |
| <b>III.4.2 Etude de la dalle de compression .....</b>                              | <b>91</b>  |
| <b>III.5 Plancher en dalle pleine .....</b>                                        | <b>91</b>  |
| <b>III.5.1 Evaluation des charges .....</b>                                        | <b>92</b>  |
| <b>III.5.2 Calcul des moments .....</b>                                            | <b>92</b>  |
| <b>III.5.3 Ferrailage de la dalle .....</b>                                        | <b>92</b>  |
| <b>III.5.4 Vérification à l'ELS .....</b>                                          | <b>94</b>  |
| <b>III.6 Balcons .....</b>                                                         | <b>96</b>  |
| <b>III.6.1 Evaluation des charges .....</b>                                        | <b>96</b>  |
| <b>III.6.2 Combinaison des charges .....</b>                                       | <b>96</b>  |
| <b>III.6.3 Calcul des moments .....</b>                                            | <b>96</b>  |
| <b>III.6.4 Ferrailage du balcon .....</b>                                          | <b>97</b>  |
| <b>III.6.5 Vérification à l'ELS .....</b>                                          | <b>98</b>  |
| <b>III.7 Ascenseur .....</b>                                                       | <b>99</b>  |
| <b>III.7.1 Pré dimensionnement .....</b>                                           | <b>100</b> |
| <b>III.7.2 Combinaison des charges .....</b>                                       | <b>100</b> |
| <b>III.7.3 Calcul des efforts .....</b>                                            | <b>100</b> |
| <b>III.7.4 Ferrailage de la dalle .....</b>                                        | <b>101</b> |
| <b>III.7.5 Vérification à l'ELU.....</b>                                           | <b>102</b> |
| <b>III.7.6 Vérification à l'ELS .....</b>                                          | <b>103</b> |
| <b>III.8 Conclusion .....</b>                                                      | <b>105</b> |

## **Chapitre IV: Etude dynamique en zone sismique.**

|                                    |            |
|------------------------------------|------------|
| <b>IV.1 Introduction .....</b>     | <b>107</b> |
| <b>IV.2 L'étude sismique .....</b> | <b>107</b> |

|                                                                              |            |
|------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>IV.2.1 Objective de l'étude dynamique .....</b>                           | <b>107</b> |
| <b>IV.2.2 Modélisation de la structure .....</b>                             | <b>107</b> |
| <b>IV.3 Méthodes de calcul .....</b>                                         | <b>109</b> |
| <b>IV.3.1 Méthode statique équivalente .....</b>                             | <b>109</b> |
| <b>IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale .....</b>                       | <b>114</b> |
| <b>IV.3.3 Mode de vibration et taux de participation des masses .....</b>    | <b>116</b> |
| <b>IV.3.4 Les modes de vibrations .....</b>                                  | <b>117</b> |
| <b>IV.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 .....</b> | <b>118</b> |
| <b>IV.4.1 Vérification de l'effort tranchant à la base .....</b>             | <b>118</b> |
| <b>IV.4.2 Vérification vis-à-vis des déplacements .....</b>                  | <b>119</b> |
| <b>IV.4.3 Justification de l'effet P-<math>\Delta</math> .....</b>           | <b>120</b> |
| <b>IV.4.4 Effort normal réduits .....</b>                                    | <b>121</b> |
| <b>IV.4.5 Vérification au renversement .....</b>                             | <b>121</b> |
| <b>IV.5 Exigence du RPA/V2003 pour les systèmes mixtes .....</b>             | <b>122</b> |
| <b>IV.6 Conclusion .....</b>                                                 | <b>123</b> |

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

|                                                         |            |
|---------------------------------------------------------|------------|
| <b>V.1. Introduction .....</b>                          | <b>124</b> |
| <b>V.2 Les poutres .....</b>                            | <b>124</b> |
| <b>V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003 .....</b> | <b>125</b> |
| <b>V.2.2 Ferrailage des poutres .....</b>               | <b>125</b> |
| <b>V.2.2.1 Poutre principale .....</b>                  | <b>125</b> |
| <b>V.2.2.2 Poutre secondaire .....</b>                  | <b>130</b> |
| <b>V.3 Les Poteaux .....</b>                            | <b>134</b> |
| <b>V.3.1 Recommandations du RPA99/2003 .....</b>        | <b>135</b> |
| <b>V.3.2 Ferrailage des poteaux .....</b>               | <b>137</b> |
| <b>V.3.3 Vérifications .....</b>                        | <b>143</b> |

|                                                                         |            |
|-------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>V.3.3.1 Vérification au flambement .....</b>                         | <b>143</b> |
| <b>V.3.3.2 Vérification des contraintes de cisaillement .....</b>       | <b>144</b> |
| <b>V.3.4 Détermination de la zone nodale .....</b>                      | <b>144</b> |
| <b>V.4 Les voiles .....</b>                                             | <b>146</b> |
| <b>V.4.1 Introduction .....</b>                                         | <b>146</b> |
| <b>V.4.2 Les combinaisons des charges .....</b>                         | <b>146</b> |
| <b>V.4.3 Procédure de ferrailage des voiles .....</b>                   | <b>146</b> |
| <b>V.4.4 Méthode de calcul .....</b>                                    | <b>146</b> |
| <b>V.4.5 Calcul des armatures longitudinales et transversales .....</b> | <b>149</b> |
| <b>V.4.6 Vérification à l'état limite ultime (ELU) .....</b>            | <b>154</b> |
| <b>V.4.7 Schéma du ferrailage .....</b>                                 | <b>149</b> |
| <b>V.5 Conclusion .....</b>                                             | <b>155</b> |

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

|                                                                |            |
|----------------------------------------------------------------|------------|
| <b>VI.1 Introduction .....</b>                                 | <b>156</b> |
| <b>VI.2 Reconnaissance de sol (contraint admissible) .....</b> | <b>156</b> |
| <b>VI.3 Combinaisons de calcul .....</b>                       | <b>156</b> |
| <b>VI.4 Choix de type de fondation .....</b>                   | <b>157</b> |
| <b>VI.4.1 Vérification des semelles isolées .....</b>          | <b>157</b> |
| <b>VI.4.2 Vérification de la semelle filante .....</b>         | <b>158</b> |
| <b>VI.4.3 Radier général .....</b>                             | <b>159</b> |
| <b>VI.4.3.1 Différents types de radiers .....</b>              | <b>160</b> |
| <b>VI.4.3.2 Pré dimensionnement de radier .....</b>            | <b>160</b> |
| <b>VI.4.3.3 Les vérifications .....</b>                        | <b>162</b> |
| <b>VI.4.3.4 Ferrailage du radier .....</b>                     | <b>165</b> |
| <b>VI.4.3.5 Ferrailage des nervures .....</b>                  | <b>167</b> |
| <b>VI.5 Voile périphérique .....</b>                           | <b>172</b> |

**VI.5.1 Introduction ..... 172**

**VI.5.2 Dimensionnement du mur ..... 173**

**VI.5.3 Evaluation des charges et surcharges ..... 173**

**VI.5.4 Ferrailage ..... 174**

**VI.5.5 Vérification à l'ELU..... 174**

**VI.5.6 Vérification à l'ELS ..... 175**

**VI.6 Conclusion ..... 176**

**Conclusion générale ..... 177**

**Référence bibliographique**

**Annexes**

# Liste des tableaux

## Chapitre I : généralités

|                                                                            |    |
|----------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I.1 : Classification selon la masse volumique $\rho$ .....         | 10 |
| Tableau I.2 : Les classes de consistance du béton selon cône d'Abram ..... | 10 |
| Tableau I.3 : Différents types d'aciers .....                              | 17 |

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau II.1 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère .....          | 25 |
| Tableau II.2 : évaluation des charges du plancher étage terrasse inaccessible en corps creu ..... | 33 |
| Tableau II.3 : évaluation des charges du plancher étage courant en corps creux .....              | 34 |
| Tableau II.4 : évaluation des charges du plancher dalle pleine RDC .....                          | 34 |
| Tableau II.5 : évaluation des charges du plancher dalle pleine S-SOL .....                        | 35 |
| Tableau II.6 : évaluation des charges du balcon .....                                             | 35 |
| Tableau II.7: évaluation de la charge permanente des murs extérieurs .....                        | 36 |
| Tableau II.8 : évaluation des charges du palier de repos .....                                    | 36 |
| Tableau II.9 : évaluation des charges de la volée 1 .....                                         | 37 |
| Tableau II.10 : évaluation des charges de la volée 2 .....                                        | 37 |
| Tableau II.11 : la descente de charge de poteau .....                                             | 40 |
| Tableau II.12 : Résultat des vérifications au flambement .....                                    | 43 |

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

|                                                                            |    |
|----------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau III.1 : Les sollicitations de l'acrotère .....                     | 46 |
| Tableau III.2 : Les combinaisons des charges d'escalier type 1 .....       | 50 |
| Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations de Volée 01 ..... | 53 |
| Tableau III.4 : Ferrailage des escaliers .....                             | 54 |
| Tableau III.5 : Les armatures de répartition .....                         | 54 |
| Tableau III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS .....                 | 55 |
| Tableau III.7 : Les combinaisons des charges d'escalier type 2 .....       | 57 |
| Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations de Volée 02 ..... | 60 |
| Tableau III.9 : Ferrailage des escaliers .....                             | 61 |

|                                                                                                                             |            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>Tableau III.10 : Les armatures de répartition .....</b>                                                                  | <b>61</b>  |
| <b>Tableau III.11 : Vérification des contraintes à l'ELS .....</b>                                                          | <b>62</b>  |
| <b>Tableau III.12 : Tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière .....</b>                                      | <b>65</b>  |
| <b>Tableau III.13 : Vérification des contraintes à l'ELS .....</b>                                                          | <b>66</b>  |
| <b>Tableau III.14 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 1 (terrasse inaccessible)) .....</b>                              | <b>73</b>  |
| <b>Tableau III.15 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 1 (terrasse inaccessible)) .....</b>                              | <b>73</b>  |
| <b>Tableau III.16 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2 (terrasse inaccessible)) .....</b>                              | <b>75</b>  |
| <b>Tableau III.17 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2 (terrasse inaccessible)) .....</b>                              | <b>75</b>  |
| <b>Tableau III.18 : Terrasse inaccessible cas de l'E.L.U .....</b>                                                          | <b>77</b>  |
| <b>Tableau III.19 : Terrasse inaccessible cas de l'E.L.S .....</b>                                                          | <b>78</b>  |
| <b>Tableau III.20 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 1 (étage courant)) .....</b>                                      | <b>79</b>  |
| <b>Tableau III.21 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 1 (étage courant)) .....</b>                                      | <b>79</b>  |
| <b>Tableau III.22 : Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2 (étage courant)) .....</b>                                      | <b>81</b>  |
| <b>Tableau III.23 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2 (étage courant)) .....</b>                                      | <b>81</b>  |
| <b>Tableau III.24 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles .....</b>                              | <b>83</b>  |
| <b>Tableau III.25 : Calcul du ferrailage des poutrelles .....</b>                                                           | <b>85</b>  |
| <b>Tableau III.26 : Vérification a l'ELU .....</b>                                                                          | <b>88</b>  |
| <b>Tableau III.27 : Vérification a l'ELS .....</b>                                                                          | <b>89</b>  |
| <b>Tableau III.28: Vérification des flèches.....</b>                                                                        | <b>90</b>  |
| <b>Tableau III.29 : Ferrailage de dalle pleine .....</b>                                                                    | <b>93</b>  |
| <b>Tableau III.30 : Vérification a l'ELS .....</b>                                                                          | <b>95</b>  |
| <b>Tableau III.31: Ferrailage de dalle pleine .....</b>                                                                     | <b>97</b>  |
| <b>Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'ELS .....</b>                                                          | <b>99</b>  |
| <b>Tableau III.33 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage .....</b>                                             | <b>101</b> |
| <b>Tableau III.34 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les 2 sens .....</b>              | <b>103</b> |
| <b>Tableau III.35 : Vérification des contraintes dans l'acier de la dalle en travée et sur appuis dans les 2 sens .....</b> | <b>103</b> |

## **Chapitre IV: Etude dynamique en zone sismique.**

|                                                                                                        |            |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone .....</b>                                         | <b>110</b> |
| <b>Tableau IV.2 : Valeur de facteur de qualité .....</b>                                               | <b>111</b> |
| <b>Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient de pondération <math>\beta</math> .....</b>                   | <b>112</b> |
| <b>Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel ..</b>          | <b>112</b> |
| <b>Tableau IV.5 : Les valeurs du coefficient <math>C_T</math> .....</b>                                | <b>113</b> |
| <b>Tableau IV.6 : Valeurs des périodes caractéristiques <math>T_1, T_2</math> .....</b>                | <b>113</b> |
| <b>Tableau IV.7 : Modes propres, Périodes propres et Masses effectives .....</b>                       | <b>117</b> |
| <b>Tableau IV.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base .....</b>                               | <b>119</b> |
| <b>Tableau IV.9 : Vérification des déplacements relatifs selon X-X .....</b>                           | <b>119</b> |
| <b>Tableau IV.10 : Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y .....</b>                          | <b>119</b> |
| <b>Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> selon le sens X-X .....</b>           | <b>120</b> |
| <b>Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> selon le sens Y-Y .....</b>           | <b>120</b> |
| <b>Tableau IV.13 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux .....</b>                           | <b>121</b> |
| <b>Tableau IV.14 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales<br/>sens (x) .....</b> | <b>122</b> |
| <b>Tableau IV.15 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales<br/>sens (y) .....</b> | <b>122</b> |

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

|                                                                                        |            |
|----------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>Tableau V.1 : Sollicitations de la poutre principale .....</b>                      | <b>125</b> |
| <b>Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales .....</b>                          | <b>127</b> |
| <b>Tableau V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS de poutres principales .....</b> | <b>129</b> |
| <b>Tableau V.4 : Sollicitations de la poutre secondaire .....</b>                      | <b>130</b> |
| <b>Tableau V.5 : Ferrailage des poutres secondaires .....</b>                          | <b>131</b> |
| <b>Tableau V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS de poutres principales .....</b> | <b>133</b> |
| <b>Tableau V.7 : Caractéristiques mécaniques des matériaux .....</b>                   | <b>135</b> |
| <b>Tableau V.8 : Sollicitations dans les poteaux .....</b>                             | <b>137</b> |
| <b>Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux .....</b>                                      | <b>142</b> |
| <b>Tableau V.10 : Armatures transversales adoptées pour les poteaux .....</b>          | <b>143</b> |

|                                                                                                      |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau V.11 : Vérification des poteaux au flambement .....                                          | 144 |
| Tableau V.12 : Vérification aux sollicitations tangentielles .....                                   | 144 |
| Tableau V.13 : Caractéristique géométrique des voiles .....                                          | 150 |
| Tableau V.14 : Calcul des sections d'armatures verticale pour RDC, étage 1, étage 2, étage 3 .....   | 151 |
| Tableau V.15 : Calcule des sections d'armatures verticale pour étage 4, étage 5, étage 6, étage 7 .. | 152 |
| Tableau V.16 : Choix des armatures verticales pou RDC, étage 1, étage 2, étage 3 .....               | 153 |
| Tableau V.17 : Choix des armatures verticales pour étage 4, étage 5, étage 6, étage 7 .....          | 153 |
| Tableau V.18 : Choix des armatures horizontal pour RDC, étage 1, étage 2, étage 3 .....              | 154 |
| Tableau V.19 : Choix des armatures horizontal pour étage 4, étage 5, étage 6, étage 7 ...            | 154 |
| Tableau V.20 : Calcule et Vérification la contrainte de de cisaillement .....                        | 155 |

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

|                                                                                 |     |
|---------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VI.1: Section d'armateur du radier à l'ELU .....                        | 166 |
| Tableau VI.2: Vérification des contraintes à l'ELS .....                        | 166 |
| Tableau VI.3: Section d'armateur du radier à l'ELS .....                        | 167 |
| Tableau VI.4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal .....     | 169 |
| Tableau VI.5: Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal .....     | 169 |
| Tableau VI.6: Sollicitations max sur la nervure dans le sens transversal .....  | 169 |
| Tableau VI.7: Sollicitations max sur la nervure dans le sens longitudinal ..... | 169 |
| Tableau VI.8: Résultats de ferrailage des nervures .....                        | 170 |
| Tableau VI.9: Vérification de l'effort tranchant dans les nervures .....        | 170 |
| Tableau VI.10: Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton ..... | 171 |
| Tableau VI.11: Section d'armateur de la nervure à l'ELS de sens y-y .....       | 171 |
| Tableau VI.12 : Ferrailage de voile périphérique .....                          | 174 |
| Tableau VI.13: Vérification à l'ELS de voile périphérique .....                 | 175 |

# Listes des figures

## Chapitre I : généralités

|                                                                                  |    |
|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I.1: Situation géographique de l'ouvrage .....                            | 2  |
| Figure I.2: Coupe en élévation .....                                             | 3  |
| Figure I.3: Vue de façade principale .....                                       | 4  |
| Figure I.4: Vue de façade postérieure .....                                      | 4  |
| Figure I.5: Vue en plan de sous-sol .....                                        | 5  |
| Figure I.6: Vue en plan de terrasse .....                                        | 5  |
| Figure I.7: Vue en plan de RDC .....                                             | 6  |
| Figure I.8: Vue en plan des autres étages .....                                  | 6  |
| Figure I.9: Essai de compression .....                                           | 11 |
| Figure I.10: Schéma de traction par fendage .....                                | 12 |
| Figure I.11: Schéma de traction par flexion .....                                | 12 |
| Figure I.12: Courbe de déformations instantanées (à court terme) du béton .....  | 13 |
| Figure I.13: Diagramme contrainte-déformation du béton .....                     | 15 |
| Figure I.14: Bloc de contrainte rectangulaire simplifié adopté par le BAEL ..... | 16 |
| Figure I.15: Diagramme de déformation du béton .....                             | 16 |
| Figure I.16: Diagramme expérimentale contrainte-déformation de l'acier .....     | 19 |
| Figure I.17: Diagramme de calcul contrainte-déformation de l'acier .....         | 20 |

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.

|                                                                                     |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure II.1 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux .....                     | 24 |
| Figure II.2 : Schéma d'une section en T .....                                       | 24 |
| Figure II.3: Dimensions de la section en T .....                                    | 25 |
| Figure II.4: Les composants de l'escalier .....                                     | 27 |
| Figure II.5: Schéma d'escalier de l'étage courant .....                             | 27 |
| Figure II.6: Schéma d'escalier de RDC .....                                         | 28 |
| Figure II.7: Schéma réel et statique de l'acrotère .....                            | 29 |
| Figure II.8: Coupe de voile en élévation .....                                      | 32 |
| Figure II.9 : Coupes de voiles en plan .....                                        | 32 |
| Figure II.10: Plancher terrasse inaccessible .....                                  | 32 |
| Figure II.11: Détail des constituants du plancher étage courant en corps creu ..... | 33 |

|                                                                         |    |
|-------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure II.12: Détail des constituants du plancher en dalle pleine ..... | 34 |
| Figure II.13: Constituants d'un mur extérieur .....                     | 35 |
| Figure II.14: Constituante d'un mur intérieur .....                     | 36 |
| Figure II.15: La surface afférente du poteau la plus sollicitée .....   | 39 |

### Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

|                                                                                     |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure III.1: Modèle de calcul de l'acrotère .....                                  | 44 |
| Figure III.2 : Coupe transversale de l'acrotère .....                               | 44 |
| Figure III.3: Section de l'acrotère à ferrailleur .....                             | 46 |
| Figure III.4: Schéma de ferrailleur de l'acrotère .....                             | 49 |
| Figure III.5: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U .....        | 53 |
| Figure III.6: Diagramme des moments en E.L.S .....                                  | 53 |
| Figure III.7: Section d'escalier à ferrailleur .....                                | 54 |
| Figure III.8: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.....         | 60 |
| Figure III.9: Diagramme des moments en E.L.S .....                                  | 60 |
| Figure III.10: Section d'escalier à ferrailleur .....                               | 61 |
| Figure III.11: Schéma statique de la poutre palier .....                            | 63 |
| Figure III.12: Schéma de ferrailleur d'escalier type 1 .....                        | 66 |
| Figure III.13: Schéma de ferrailleur de poutre palier .....                         | 66 |
| Figure III.14: Schéma de ferrailleur d'escalier type 2 .....                        | 67 |
| Figure III.15: Schéma d'une poutrelle .....                                         | 67 |
| Figure III.16 : Moments sur une poutre à deux travées .....                         | 69 |
| Figure III.17 : Moments sur une poutre à plus de deux travées .....                 | 69 |
| Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées .....     | 70 |
| Figure III.19: Diagramme des efforts tranchants d'une poutre plusieurs travée ..... | 70 |
| Figure III.20: Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot .....                 | 71 |
| Figure III.21: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 .....           | 74 |
| Figure III.22: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02 .....           | 76 |
| Figure III.23: Evaluation des moments et efforts tranchants type 03 .....           | 79 |
| Figure III.24: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 .....           | 80 |
| Figure III.25: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02 .....           | 82 |
| Figure III.26: Evaluation des moments et efforts tranchants type 03 .....           | 83 |

|                                                                         |     |
|-------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure III.27 : Les schémas de ferraillements des poutrelles .....      | 90  |
| Figure III.28: Schéma de ferraillement de la dalle de compression ..... | 91  |
| Figure III.29: Disposition constructive des armatures de balcon .....   | 99  |
| Figure III.30: Ferraillement de la dalle machine .....                  | 105 |

## Chapitre IV: Etude dynamique en zone sismique.

|                                                                          |     |
|--------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure IV.1: Modélisation 3D de la structure .....                       | 109 |
| Figure IV.2: Diagramme de spectre de réponse .....                       | 116 |
| Figure IV.3: Plans de disposition des voiles .....                       | 116 |
| Figure IV.4: Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y) ..... | 117 |
| Figure IV.5: Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X) ..... | 118 |
| Figure IV.6: Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z) .....          | 118 |

## Chapitre V: ferraillement des éléments structuraux

|                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure V.1: Schéma de ferraillement des poutres principales ..... | 130 |
| Figure V.2: Schéma de ferraillement des poutres secondaires ..... | 134 |
| Figure V.3: Zone nodale .....                                     | 136 |
| Figure V.4: Section du poteau à ferrailer .....                   | 138 |
| Figure V.5: Schéma de ferraillement des poteaux (35*35) .....     | 145 |
| Figure V.6: Schéma de ferraillement des poteaux (35*45) .....     | 146 |
| Figure V.7: Section entièrement comprimée .....                   | 147 |
| Figure V.8: Section entièrement tendu .....                       | 147 |
| Figure V.9: Section partiellement comprimé .....                  | 148 |
| Figure V.10: Schéma de ferraillement des voiles .....             | 155 |

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

|                                       |     |
|---------------------------------------|-----|
| Figure VI.1: Semelle isolé .....      | 158 |
| Figure VI.2: Semelle filante .....    | 158 |
| Figure VI.3: Schéma du radier .....   | 160 |
| Figure VI.4: Coffrage du radier ..... | 161 |

**Figure VI.5: Schéma de Ferrailage du radier ..... 167**

**Figure VI.6: Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens X-X ..... 168**

**Figure VI.7: Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens Y-Y ..... 168**

**Figure VI.8 : Ferrailages des nervures ..... 172**

**Figure VI.9: Schéma statique d'un voile périphérique ..... 173**

**Figure VI.10: Schéma de ferrailage du voile périphérique ..... 176**

# Symboles et Notations

## Majuscules romaines

**A** : Section d'acier tendu.

**A'** : Section d'acier comprimé.

**A<sub>max</sub>, A<sub>min</sub>**: Section d'acier maximale et minimale.

**At** : Section d'acier transversale.

**B** : Aire du béton.

**Br** : Section réduite du béton d'un poteau.

**Bt** : Section de la partie tendue.

**Lt** : Largeur de la section tendue.

**E.L.S** : Etat Limite de Service.

**E.L.U** : Etat Limite Ultime.

**S.P.C** : Section partiellement comprimée.

**S.E.C** : Section entièrement comprimée.

**S.E.T**: Section entièrement tendue.

**Evj** : Module de déformation longitudinale différée du béton.

**Eij**: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

**G** : Module d'élasticité transversale.

**Es** : Module de déformation longitudinale de l'acier.

**I** : Moment d'inertie.

**Ie** : Moment d'inertie équivalent.

**M** : Moment fléchissant.

**M0** : Moment isostatique.

**Mt** : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

**Ma** : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

**Mu** : Moment fléchissant à l'E.L.U.

**Mser**: Moment fléchissant à l'E.L.S.

**N** : Effort normal.

**Nser** : Effort normal à l'E.L.S.

**Nu** : Effort normal ultime.

**Tu** : Effort tranchant ultime.

**Tw** : Effort tranchant à gauche.

***Te*** : Effort tranchant à droite.

***Tser*** : Effort tranchant à l'E.L.S.

***F*** : Effort de traction.

***G*** : Charge permanente.

***Q*** : Charge d'exploitation.

***E*** : Charge sismique.

***R*** : Coefficient de comportement globale.

***T1, T2*** : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

***HN*** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

### **Minuscules romaines**

***h***: Hauteur de la section du béton.

***b*** : Largeur de la section du béton.

***b0*** : Largeur de la nervure du béton (section en T).

***c1, c2, c, c'*** : Enrobage supérieur et inférieur.

***d*** : Hauteur utile d'une section.

***ep*** : épaisseur.

***a*** : épaisseur du voile.

***Fbu*** : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R.

***fcj*** : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

***fc28***: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

***fe*** : Limite d'élasticité de l'acier.

***ftj*** : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

***ft28*** : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

***i*** : Rayon de giration.

***lf*** : Longueur de flambement.

***St*** : Espacement d'armature transversale.

***Srep*** : Espacement de répartition.

### **Majuscules grecques**

**$\Sigma$**  : sommation.

**$\Phi$** : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

***W*** : poids.

**$\alpha$**  : Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

**$\gamma$**  : Coefficient de sécurité.

**$\epsilon$** : Déformation relative.

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\lambda$  : Élancement mécanique.

$\mu$  : Coefficient de frottement.

$\nu$  : Coefficient de POISSON.

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

### **Autres notations**

**C.V** : Condition vérifiée.

**C.N.V** : Condition non vérifiée.

**RDC** : rez-de-chaussée.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, est constitué de rez de chaussée plus sept étages.

La structure est implantée dans la wilaya de MILA, classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003.

Le but de l'étude est d'atteindre la stabilité et la durabilité de la structure, passé par plusieurs étapes : commencez par le calcul de pré dimensionnement et descente de charge jusqu' aux les fondations.

Nous utilisons le logiciel de robot Autodesk 2014 pour connaître les sollicitations, le reste de calcul a été effectuée manuellement, selon les réglementations :

DTR C2.2, BAEL91 et le RPA99v2003.

## ملخص

يعرض هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستعمالات, يتألف من طابق أرضي زائد سبع طوابق علوية.

يقع المبنى في ولاية ميلة و هي منطقة تصنف ضمن المناطق المتوسطة زلزاليا وفقا لقوانين الزلازل RPA 2003 الجزائرية .

الهدف من هذه الدراسة هو تحقيق الاستقرار و الديمومة للمبنى, و تمت هذه الدراسة عبر مراحل: انطلاقا من حساب الأبعاد الأولية و التوزيع الكتلي إلى حساب الأساسات.

اعتمدنا على برنامج RobotAutodesk 2014 لمعرفة العزم و قوى القص..., أما باقي الحساب فقد تم يدويا وفق المعايير و الأنظمة:

DTR C2.2, BAEL91 و le RPA99v2003

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a residential building, consists of ground floor plus seven floors.

The structure is located in the willaya of MILA, classified as a zone of moderate seismicity (zone IIa) according to the Algerian Parasismic codes 99 version 2003.

The aim of the study is to reach the stability and sustainability of the structure, going through several stages: start with the calculation of pre-dimensioning and lowering of the load up to the foundations.

We used the Robot Autodesk 2014 software to know the solicitations; the rest of computation was carried out manually, according to the codes :

DTR C2.2, BAEL91 and the RPA99v2003.

# Introduction Générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

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

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7+sous sol) à usage multiple. Il est contreventé par un système mixte (voiles-portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa.

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

# **Chapitre I**

## **présentation de projet**

## I.1 Introduction

L'ingénieur civil doit être conscient de ce qui est nécessaire pour étudier un bâtiment en béton armé, en plus de certaines exigences de base pour obtenir une structure sécuritaire, durable et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre à quelques rappels et descriptions de ce projet à étudier.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifiée en 99 et CBA93.
- RPA99 version 2003.

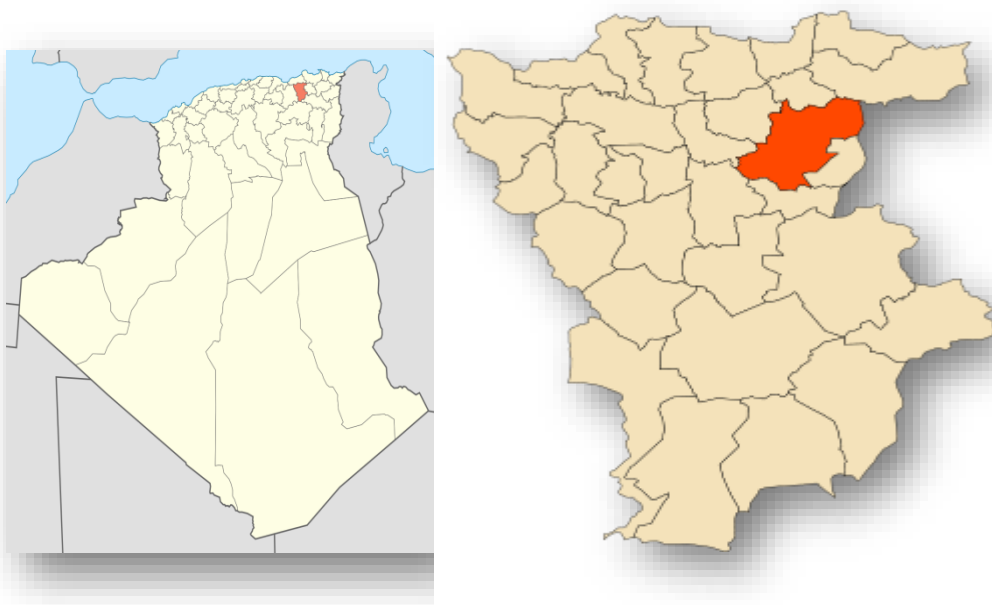
## I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistance d'un bâtiment (r + 7 + sous-sol) a usage multiple constitué de:

- Un rez-de-chaussée(RDC) à usage commercial.
- du 1er au 7ème étage à usage d'habitation (chaque étage contient 4 logements de type F3).
- un sous-sol à usage parking.
- une terrasse inaccessible.

## I.3 Données géotechniques du site

Cet ouvrage, est implanté à willaya de **Mila** classé selon le RPA 99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**). Sa hauteur totale est inférieur à **48 mètres** ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « article 3.2 » dans le groupe **d'usage 2**.



**Figure I.1:** Situation géographique de l'ouvrage.

Le site est considéré comme un **sol ferme (S2)**, avec les caractéristiques suivantes :

- La contrainte du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bar}$
- L'ancrage minimal des fondations  $D = 1.5 \text{ m}$
- Le poids spécifique de terre  $\gamma = 1.8 \text{ t / m}^3$

## I.4 Caractéristique géométrique du bâtiment

### ➤ Dimension en élévation

- La hauteur totale du bâtiment par rapport au niveau 0.00 (sans acrotère) ➔ 28.56 m
- La hauteur de sous-sol ➔ 3.57 m
- La hauteur de RDC ➔ 3.57 m
- La hauteur de chaque étage ➔ 3.06 m

### ➤ Dimension en plan

- La longueur en plan ➔ 25 m
- La largeur en plan ➔ 19.5 m

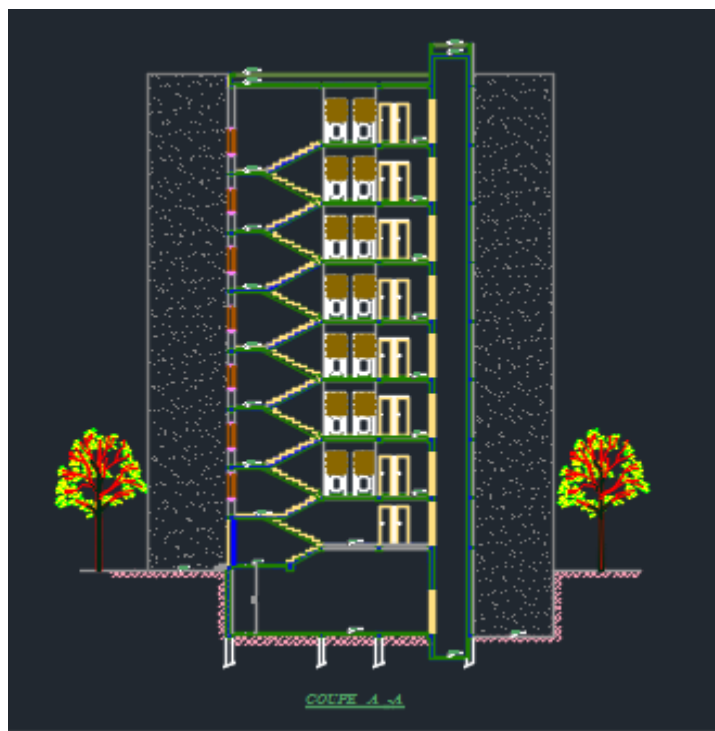
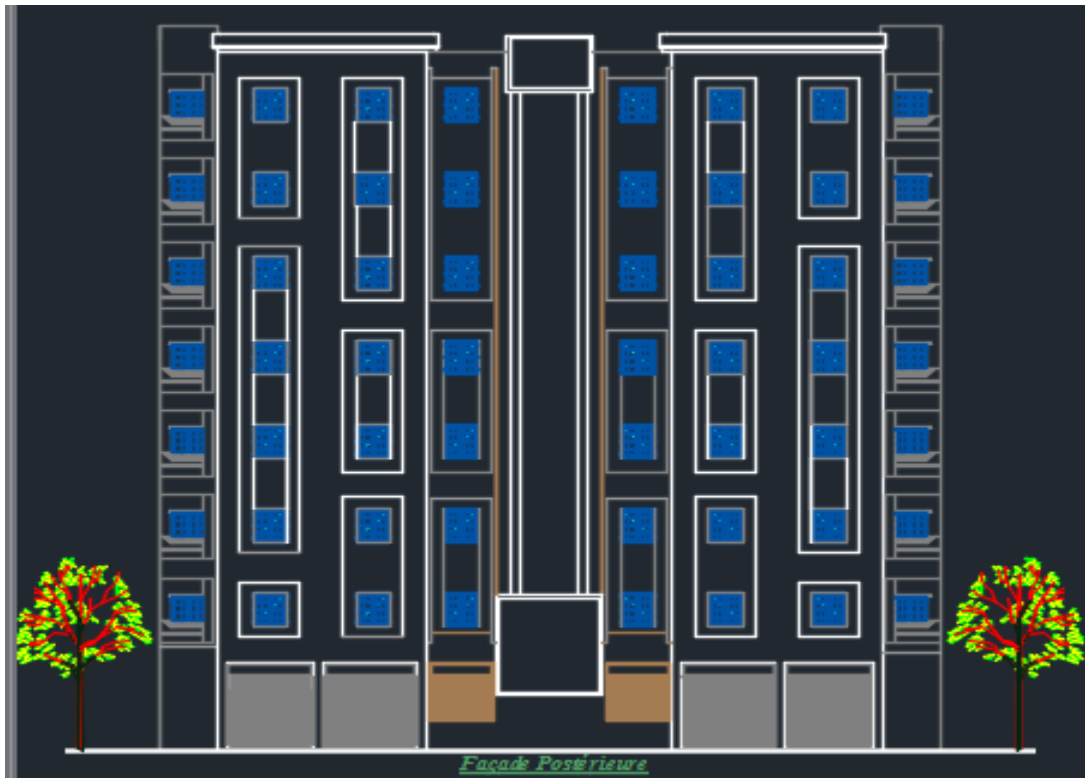


Figure I.2: Coupe en élévation.



**Figure I.3:** Vue de façade principale.



**Figure I.4:** Vue de façade postérieure.

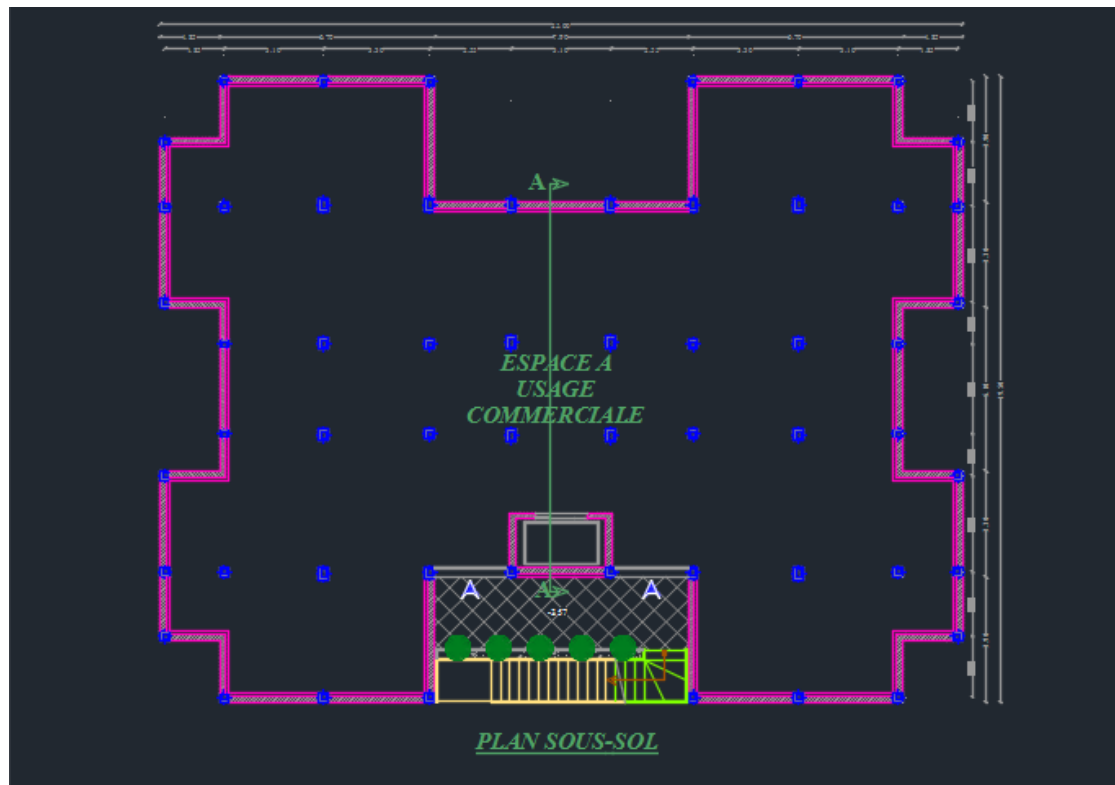


Figure I.5: Vue en plan de sous-sol.

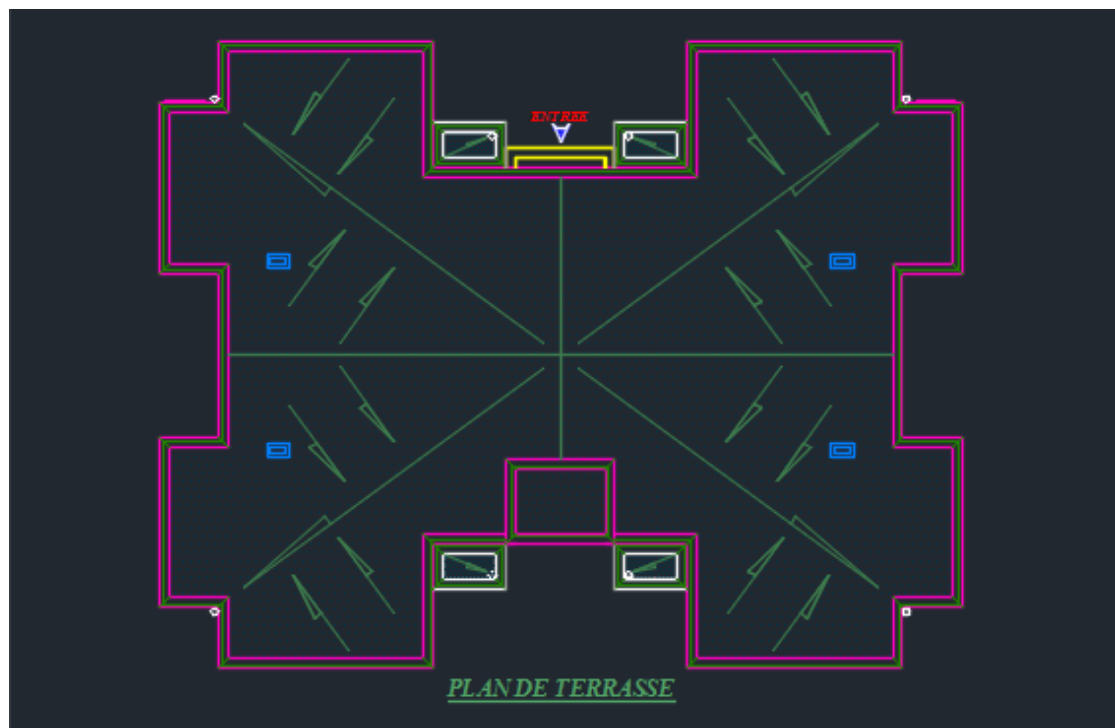


Figure I.6: Vue en plan de Terrasse.

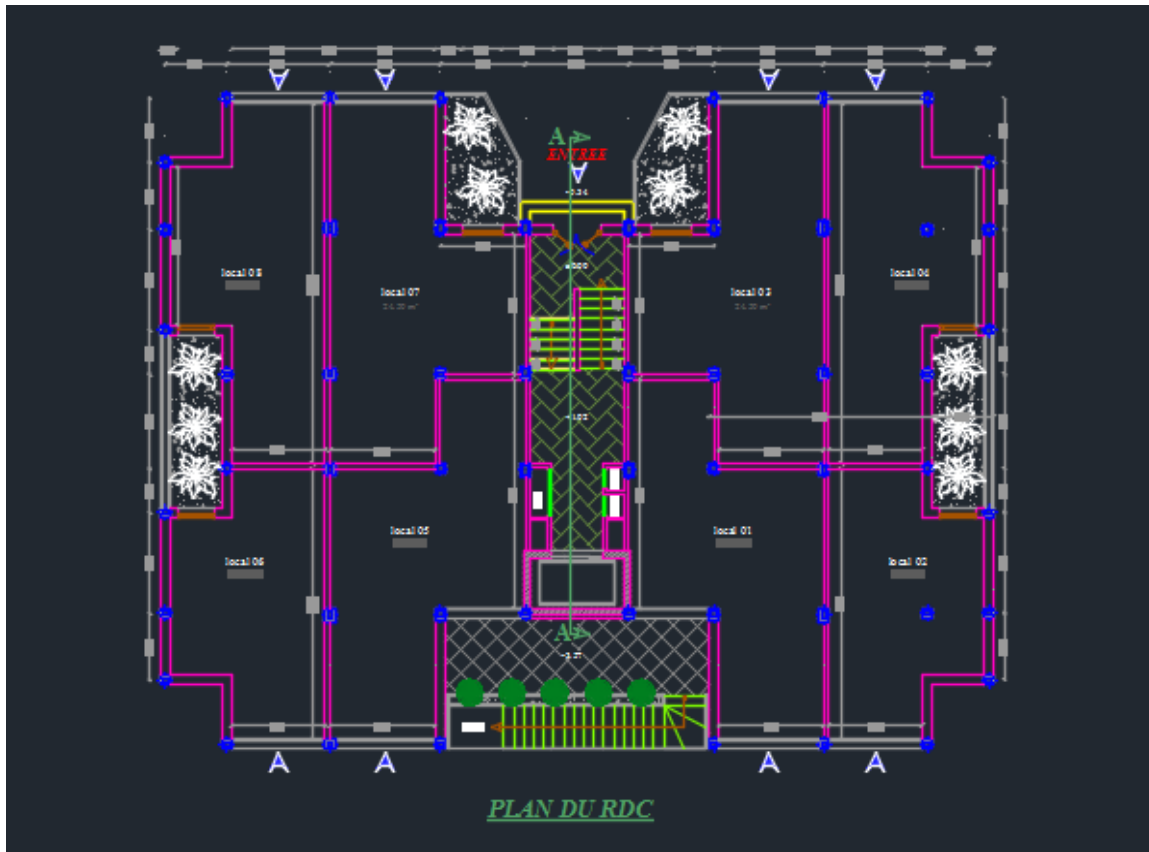


Figure I.7: Vue en plan de RDC.



Figure I.8: Vue en plan des autres étages.

## I.5 Les éléments de l'ouvrage

### ▪ Les planchers

La plancher est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction, qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations et réseaux divers, dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

- Plancher en corps creux (hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles) pour les différents étages (RDC +7 étages).
- Plancher dalle pleine pour le sous- sol.

### ▪ La maçonnerie

La maçonnerie est l'art de la construction de bâtiments en assemblant des matières premières, et cela se fait en utilisant la brique creuse.

Dans ce cas, nous utilisons :

- Les murs extérieurs seront en double cloison :
  - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Les murs de séparations intérieurs : seront réalisés en brique creuse de 10 cm.

### ▪ Terrasse

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 60 cm de hauteur.

### ▪ Escaliers

La structure contient un escalier, et se compose:

- trois volées et deux paliers de repos pour le sous-sol et RDC.
- deux volées et un palier de repos pour le 1<sup>er</sup> étage au 7<sup>ème</sup> étage.

### ▪ Revêtement

Un revêtement a pour but d'améliorer les propriétés de surface d'un objet. Par exemple, les revêtements peuvent servir pour préserver ou accroître l'apparence, l'adhésion, la résistance à la corrosion, la mouillabilité ou ajuster les propriétés de surface de l'objet considéré face aux contraintes mécaniques et aux différents éléments de l'environnement extérieur.

Ils seront réalisés :

- En carrelage pour les planchers et les escaliers et la céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- En plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
  - Pour la terrasse:
    - Protection gravillon.
    - Etanchéité multicouche.
    - Forme de pente.
    - Polystyrène.
    - Enduit en plâtre.

#### ▪ **L'acrotère**

L'acrotère est un relief constitué par un mur et situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

Généralement en béton armé, ce petite mur et de 60 ou 50 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur, permet de coller une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passager pour l'évacuation des eaux de pluie.

#### ▪ **Ascenseur**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels aux différents niveaux du bâtiment.

#### ▪ **Ossature**

Quand on parle d'ossature, on parle de la stabilité de toute la structure, pour cela il faut que celle-ci soit bien capable de reprendre toutes les sollicitations auxquelles elle sera soumise.

Pour assurer cette fonction il faut opter pour avoir un comportement harmonique entre tous les éléments qui constituent cette ossature. Dans notre cas on a 3 éléments principaux :

- **Les poteaux** qui sont destiné à porter les charges verticales de l'ouvrage et les transmettre aux fondations qui a leur tour les transmettront au sol.
- **Les poutres** qui sont destinée à transmettre les charges de chaque niveau au poteau adjacent.
- **Les voiles** qui sont destinés à reprendre les sollicitations horizontales telles que le séisme et le vent.

### ▪ Balcons

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment et entourée d'une balustrade. Dans notre cas on aura des balcons forme géométrique simple et le type de balcon sera en dalle pleine.

### ▪ Contreventement

L'ouvrage question de l'étude rentre dans le cadre de l'application du RPA99 version 2003, d'après les conditions de l'article (4-b) pour les structures en béton armé.

Donc on adopte Système de contreventement de structures en portiques, par des voiles en béton armé.

### ▪ Les façades

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

## I.6 Caractéristiques des matériaux

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte en particulier des caractéristiques : physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractéristiques des matériaux concernent :

- les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- Les déformations (allongement et raccourcissement).
- Les diagrammes déformations.

### I.6.1 Caractéristiques mécaniques du béton

#### a) Définition de béton

Le béton est un matériau hétérogène, constitué par un mélange de proportion convenables des granulats (sable, graviers), de ciment, avec l'eau et l'adjuvant si c'est nécessaire.

Le mariage du béton et de l'acier la majorité du béton produit est employé en association avec des armatures en acier. Est appelé béton armé.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

#### Les Quantités courantes du béton par m<sup>3</sup> sont :

- ☒ Ciment.....dosé à 350kg/m<sup>3</sup>
- ☒ Sable..... 0 <D<5mm→400 L
- ☒ gravier.....10mm<D<30mm →800 L
- ☒ Eau.....180 L

### a.1 Classifications du béton

La classification du béton est fondée sur plusieurs paramètres, dont les plus importants sont : la masse volumique, la consistance, la résistance à la compression.

- ✓ **classification selon la masse volumique ( $\rho$ )** : on distingue les classes suivantes:

**Tableau I.1:** Classification selon la masse volumique

| Classes de béton | Masse volumique $\rho$ en kg /m <sup>3</sup> |
|------------------|----------------------------------------------|
| Béton très lourd | $\rho \geq 2500$                             |
| Béton lourd      | $1800 \leq \rho < 2500$                      |
| Béton léger      | $500 \leq \rho < 1800$                       |
| Béton très léger | $\rho < 500$                                 |

- ✓ **classification selon la consistance** : on distingue les classes suivantes :

**Tableau I.2:** Les classes de consistance du béton selon cône d'Abram.

| Classes de consistance | Désignations | Affaissement au cône d'Abram (cm) |
|------------------------|--------------|-----------------------------------|
| Ferme                  | F            | 0 à 4                             |
| Plastique              | P            | 5 à 9                             |
| Très plastique         | TP           | 10 à 15                           |
| Fluide                 | FL           | > 16                              |

- ✓ **Classification selon la résistance à la compression:** on distingue pour les ouvrages courants :

Les classes de béton suivantes : B200, B250, B300, B350, B400, etc.... on entend par B250, par exemple un béton de résistance à la compression égale à 250 bars.

### b) Résistance à la compression "CBA.93 (A.2.1, 11)"

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté  $f_{c28}$ .

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

#### ➤ Essai de compression

La résistance caractéristique à la compression du béton est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

L'essai est effectué sur des cylindres en béton comme suit :  $\delta = \frac{4F}{\pi \phi^2}$



**Figure I.9:** Essai de compression.

➤ **Evolution de la résistance à la compression avec l'âge du béton**

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

❖ Si  $j \leq 28$  jours :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ Si  $j > 28$  jours :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}.$$

$f_{cj}$  : La résistance à la compression à jour.

$f_{c28}$  : La résistance à la compression à 28 jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

**C) Résistance à la traction "CBA93 (Article A.1.2, 12)"**

La résistance caractéristique du béton à la traction à  $j$  jours, notée ( $f_{tj}$ ), est définie conventionnellement par les relations :

❖  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  si  $f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$

❖  $f_{tj} = 0,275(f_{tj})^{2/3}$  si  $f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$

$f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa ( $\text{N/mm}^2$ )

Pour notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

## ➤ Traction par fendage

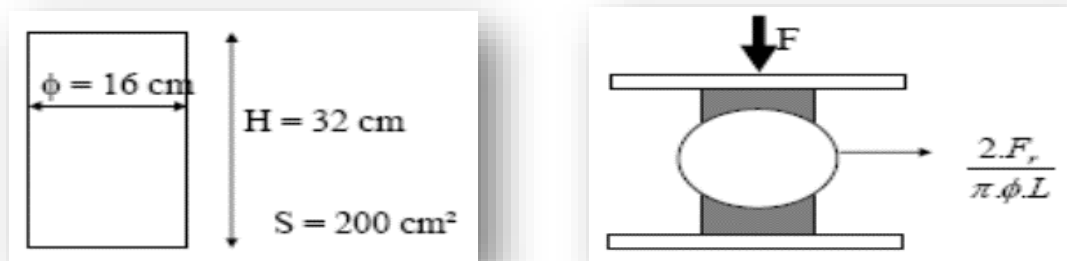


Figure I.10: Schéma de Traction par fendage.

## ➤ Traction par flexion

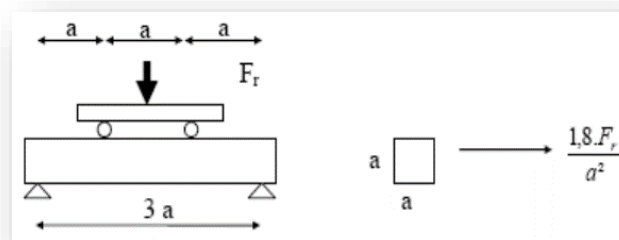


Figure I.11: Schéma de Traction par flexion.

**a** : une valeur donnée.

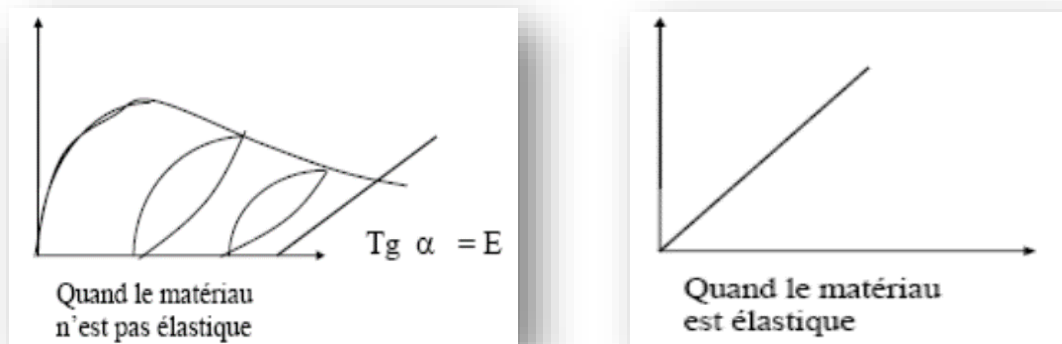
**F<sub>r</sub>**: force de rupture.

**I.6.1.1 Déformation du béton****1) Module Déformations longitudinales du béton****a) Déformation instantanées (A court terme) " BAEL 91 (art A.2.1, 21)"**

D'après le BAEL91 (Article.2.1.21), sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures , on admet par défaut de mesures qu'à l'âge de " j " jours , le module de déformation longitudinale de béton est égale à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Donc dans notre cas  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ , on aura :  $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$ .



**Figure I.12:** Courbe de déformations instantanées (à court terme) du béton.

### b) Déformations différées (A long terme) "BAEL 91(art A.2.1 ,22)"

Pour des chargements de longue durée, les déformations différées du béton comprend le retrait et le fluage. Dans ce cas, le module de déformation longitudinal différé du béton, noté  $E_{vj}$  est donné par la formule suivante :

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

Donc dans notre cas  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  on aura :  $E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$

### 2) Module de déformation transversale du béton

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$E$  : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

### 3) Coefficient de dilatation thermique

$\alpha = 10^{-5} \cdot 1/i$  (béton armé). Ce coefficient peut varier de  $0,8$  à  $1,2 \cdot 10^{-5}$  selon la composition du béton et la nature du granulat.

### 4) Coefficient de Poisson " BAEL 91(art A.2.1 ,3)"

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec :

$\xi_t$ : Déformation limite transversale.

$\xi_l$ : Déformation limite longitudinale.

→  $\nu = 0$  : Pour le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

→  $\nu = 0,2$  : Pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré)

### I.6.1.2 Etat limite

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

#### ➤ Contraintes limites

Selon le **BAEL** on distingue **deux** états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes:

#### ➤ Etat limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine l'ouvrage. Il y a trois états limites:

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

#### 1) Contraintes à l'état limite ultime "BAEL91 (Article A.4.3.4)"

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} (\text{MPa})$$

Avec :

0.85 = coefficient réducteur

$\sigma_{bc}$ : Est un coefficient de sécurité, propre au béton, qui tient compte d'éventuels défauts localisés aussi que la réduction possible de la résistance du matériau mise en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie a priori.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

- $\gamma_b = 1.15$  → situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1.5$  → situation courante (durable).

$\theta$  : est un coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

➤  $\theta = 1$  → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.

✓  $\theta=0.9 \rightarrow$  pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.

✓  $\theta=0.85 \rightarrow$  pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

Pour le cas de notre étude, on va considérer des durées d'application des actions qui dépassent les 24 heures, ce qui conduit à :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,666 \text{ MPa} \cong 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Contraintes limites de cisaillement**

Elle dépend du type de fissuration :

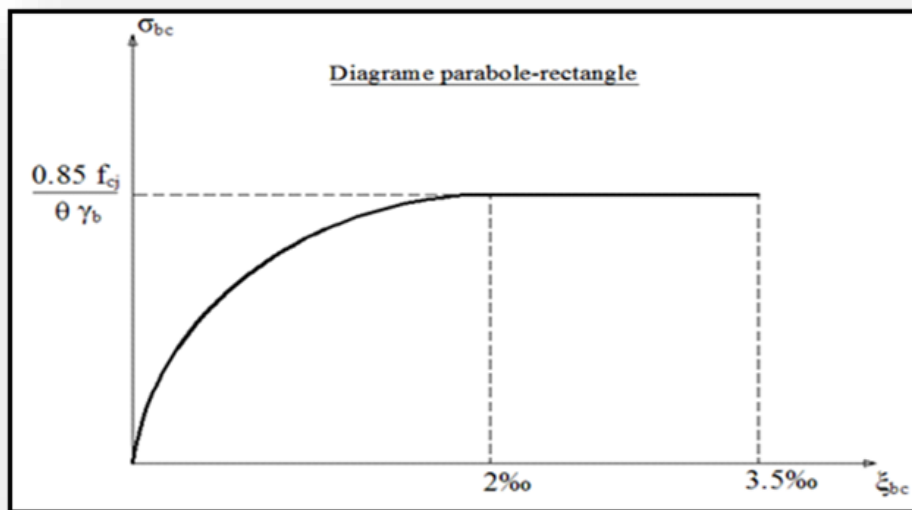
➤ Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

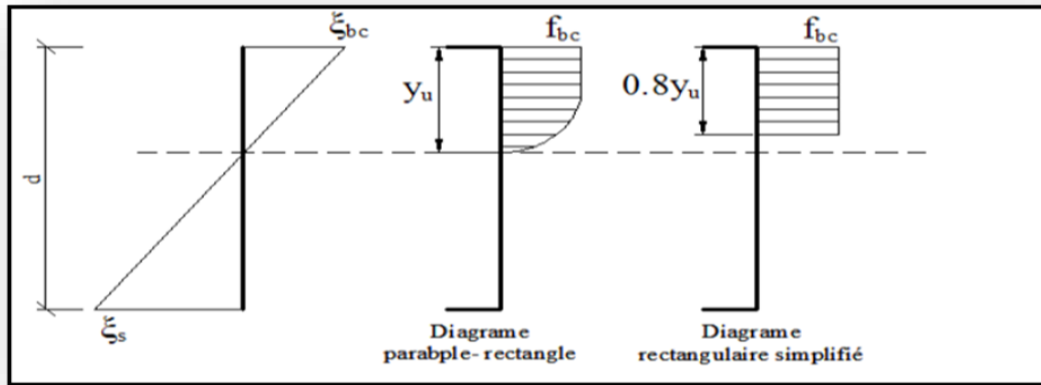
$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Dans le cas des armatures inclinées



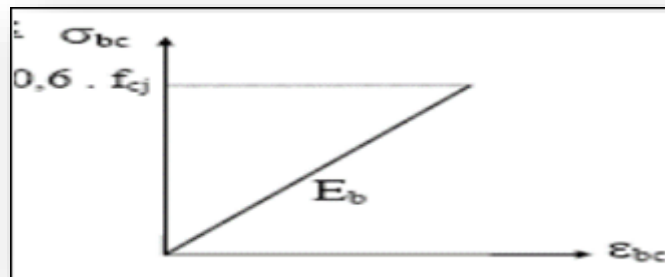
**Figure I.13:** Diagramme contrainte-déformation du béton.

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, le calcul à l'état limite ultime peut être effectué en substituant le diagramme parabole-rectangle par le diagramme rectangulaire simplifié, défini par la figure suivante :



**Figure I.14:** Bloc de contrainte rectangulaire simplifié adopté par le BAEL.

**E.L.S :** Module de déformation du béton à ELS.



**Figure I.15:** Diagramme de déformation du béton.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier

Le rapport  $\frac{E_s}{E_b}$  est appelé coefficient d'équivalence :  $n = 15$

## I.6.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier

### 1) Définition de L'acier

Le matériau acier un alliage de deux composant (fer + carbone) en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance à la traction et faible résistance à la compression. Et par leur limite élastique et leur module d'élasticité .son rôle est de absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

- Rondes lisses (RL)
- Barres à haute adhérence (HA)

- Treillis soudés (TS)

**Tableau I.3 : Différents types d'aciers.**

| TYPE                                           | NUANCE                     | $f_e$ (Mpa) | EMPLOI                                                                                  |                                               |
|------------------------------------------------|----------------------------|-------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| RONDS<br>LISSES                                | FeE 22<br>FeE 24           | 215<br>235  | Cadre et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriquées |                                               |
| ACIER HA<br>TYPE 1                             | FeE 40<br>FeE 50           | 400<br>500  | Tous travaux<br>en béton armé                                                           | Emploi très fréquent<br>Emploi moins fréquent |
| ACIER HA<br>TYPE 2                             | FeE 40<br>FeE 50           | 400<br>500  |                                                                                         | Emploi fréquent<br>Emploi moins fréquent      |
| ACIER HA<br>TYPE 3                             | FeTE 400<br>FeTE 500       | 400<br>500  | Emploi sous forme de barres droites ou de treillis en armature préfabriquée             |                                               |
| TREILLIS<br>SOUDÉS<br>(RONDS LISSES<br>TYPE 4) | TLE 520<br>$\theta \leq 6$ | 520         |                                                                                         |                                               |

## 2) Les contraintes limites de calcul aux limites

### a) Etat limite ultime (ELU)

$$\text{Si } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\text{Si } \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

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

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$\varepsilon_s$ : Allongement relatif.

$E_s$ : module d'élasticité longitudinale «  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  ».

Tel que Le coefficient  $\gamma_s$ :

- 1.15 : en situation durable et transitoire.
- 1 : en situation accidentelle.

### Contraintes de traction

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \text{ donc } : \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Pour  $f_e = 400\text{MPa}$  :

- $\sigma_s = 348\text{MPa}$  en situation durable.
- $\sigma_s = 400\text{MPa}$  en situation accidentelle.

### b) Etat limite service (ELS)

Selon le BAEL91 (Article 4.5.32), la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire. Donc la valeur de ( $\sigma_s$ ) est donnée en fonction de type de la fissuration dans différents cas :

- **Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91) [3]**

Aucune vérification à faire.

$$\sigma_{st} = f_e$$

- **Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91)**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art A-4.5.34 BAEL91)**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec  $\eta$ : coefficient de fissuration

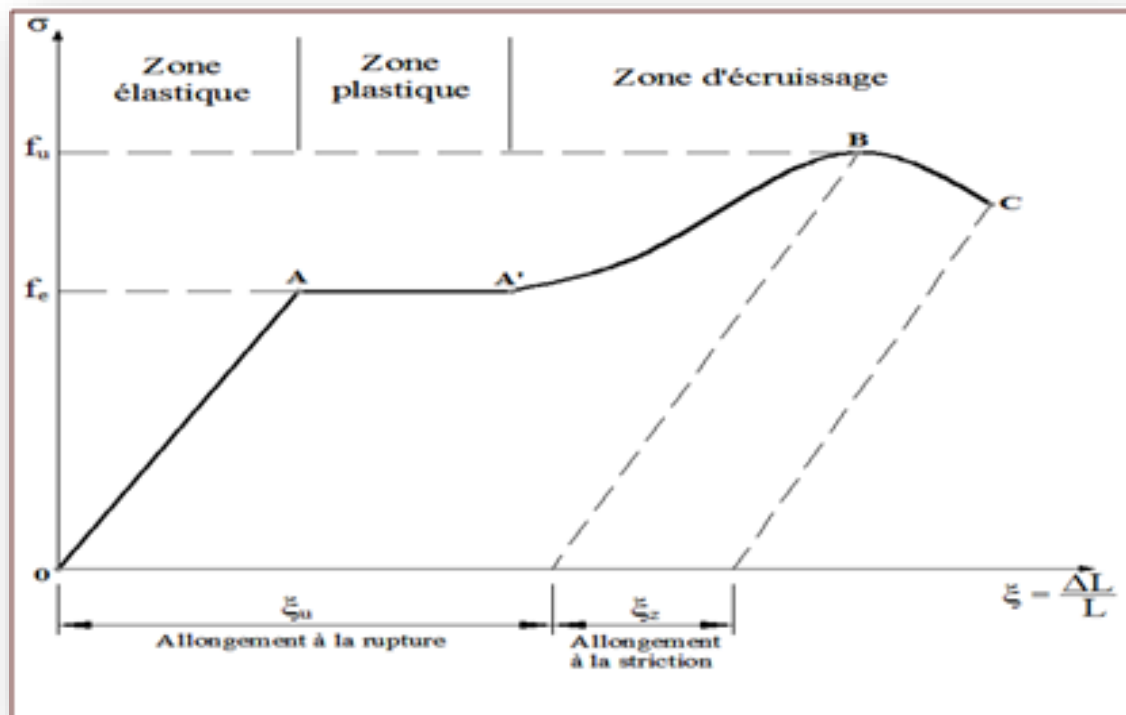
$\eta = 1 \rightarrow$  Pour les ronds lisses

1.6  $\rightarrow$  Pour les HA de  $\phi \geq 6\text{ mm}$

## 3) Diagramme contraintes-déformations "CBA93et le BAEL91"

### a) Diagramme expérimental

Ce diagramme est fondé sur les résultats des essais de traction sur des éprouvettes en acier, il est présenté comme suit:



**Figure I.16:** Diagramme expérimental contrainte déformation de l'acier.

Avec:

OA : la zone élastique.

AA' : la zone plastique.

A'B : la zone d'auto durcissement.

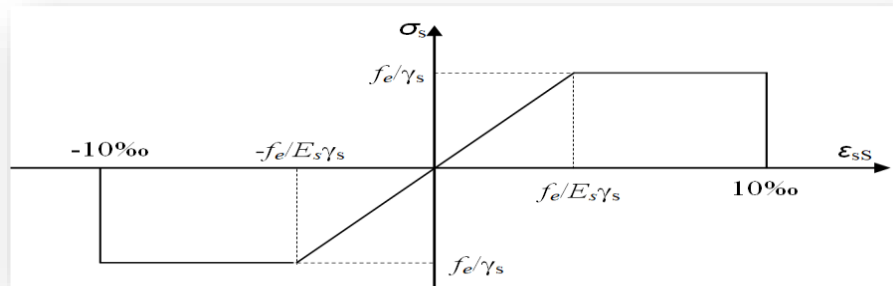
BC : la zone de striction.

C : le point de rupture.

### b) Diagramme de calcul

Le diagramme de calcul contraintes ( $\sigma_s$ )-déformations ( $\epsilon_s$ ) à considérer dans le calcul à l'état limite ultime est conventionnellement définie par la figure ci-dessous. Ce diagramme se compose :

- De la loi de « Hook » de pente  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  « module d'élasticité longitudinale ».
- D'un palier horizontal d'ordonnée :  $\frac{f_e}{\gamma_s}$



**Figure I.17:** Diagramme de calcul contrainte déformation de l'acier.

## I.7 Les actions et sollicitations

### I.7.1 Les actions

**Définitions :** Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatique, d'exploitations) à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure.

On notera:

- G: Charge permanente (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q: Charge variable (charges d'exploitations+ charges climatiques).
- E: Charges sismiques.

On distingue trois types d'actions :

- **Les actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

- **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.

- ❖ **Différentes combinaisons d'action données par le RPA**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable
- **ELU:**  $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- **ELS :**  $N_u = G + Q$
- Situation accidentelle :
  - $G + Q \pm E$ .
  - $0.8G \pm E$

### **I.7.2 Sollicitations**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

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

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

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

### **I.9 Conclusion**

Dans notre projet on utilise le béton armé comme un matériau de construction, Cette brève présentation sur les matériaux (béton, acier) permettez-nous de voir que introduire des armatures au béton amélioré les caractéristique mécaniques de composite telle que la résistance à la compression et à la traction, la résistance au cisaillement celle-ci rend ce matériau convenable pour la construction.

**Béton :** Ciment dosé à 350 kg / m<sup>3</sup>

$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$  ;  $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$  ;  $E_v = 10818.87 \text{ MPa}$  ;

$\gamma_b = 1.5$ .

**Acier :** Des barres (HA) : F<sub>e</sub> E400

$F_{su} = 348 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ;  $\eta = 1.6$ ;  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ .

## **Chapitre II**

### **pré dimensionnement des éléments**

## II.1 Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non-structuraux.

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul" et la vérification des dimensions des différents éléments données dans le plan d'architecture. Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivant:

- RPA99 V 2003.
- BAEL 91 modifie 99.
- CBA 93.
- D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

## II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

### II.2.1 Les planchers

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

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

#### II.2.1.1 Planchers à corps creux

Ce types de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de :

- Poutrelles : éléments résistants du plancher coulées sur place.
- une dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.
- d'hourdis.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

#### ➤ Condition acoustique

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de :  $e=16\text{cm}$ .

#### ➤ Condition de résistance à la flèche "CBA93 (article B.6.8.4.4.2.4)"

La hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

$L$  : longueur maximal entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$  : Hauteur total du plancher.

$$L = 300 \text{ cm} \Rightarrow h_t = \frac{300}{22.5} = 13.33 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de 20cm.

Tel que  $h_t = h_c + e$

$h_c = 16 \text{ cm}$  : hauteur de corps creux.

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

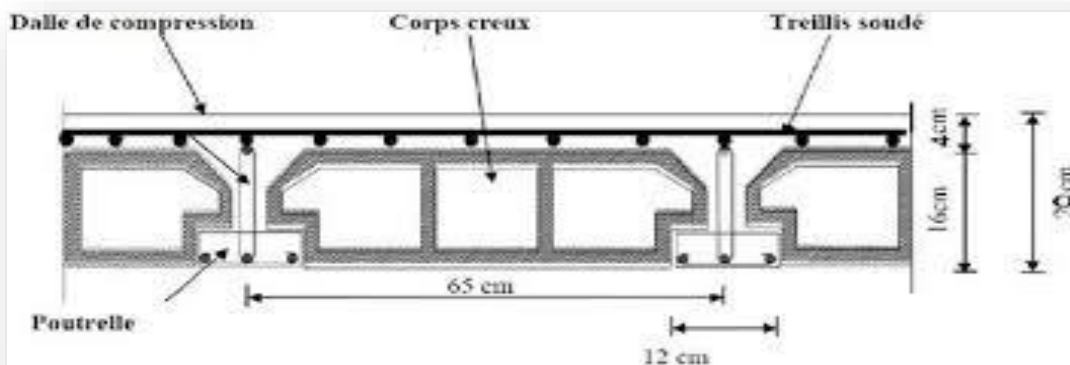


Figure II.1: Coupe verticale d'un plancher à corps creux.

### ➤ Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

#### 1) Calcul de la largeur de la nervure

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.8h \quad \text{Avec} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{On prend } b_0 = 10 \text{ cm}$$

#### 2) Calcul de la largeur d'une aile de la section en T

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

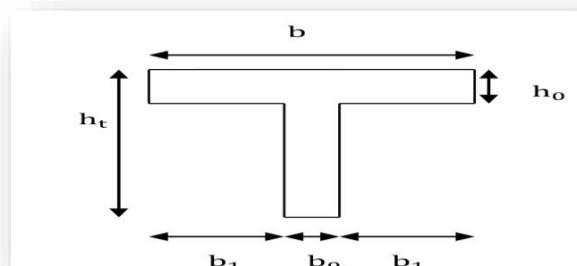


Figure II.2: schéma d'une section en T.

b: Largeur efficace.

$b_0$ : largeur de la poutrelle ( $b_0 = 10\text{cm}$ ).

$l_x$ : La distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives.

$l_y$ : Longueur entre nus d'appuis de la travée maximale des poutrelles.

$$L_x = 65 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 300 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{300}{10}\right) \Rightarrow b_1 = \min(27.5; 3) \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

On adoptera donc un plancher de (16 + 4) cm avec les dimensions suivantes :

$$b = 65\text{cm} \quad b_0 = 10\text{cm} \quad h_t = 20\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm}$$

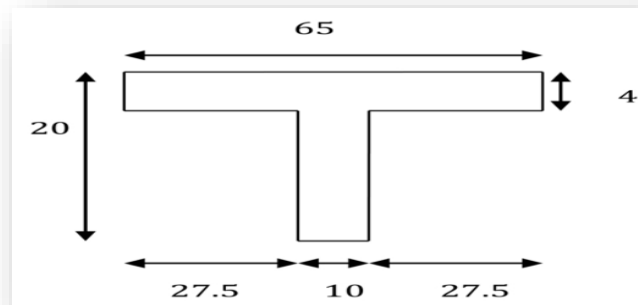


Figure II.3: Dimensions de la section en T.

### II.2.1.2 Plancher à dalle pleine

#### a) Condition de sécurité

Selon le R.P.A.99 version 2003 :  $h_0 \geq h_{min} = 5 \text{ cm}$ .

#### b) Condition de résistance au feu

$h_0 = 7\text{cm}$  : Pour une heure de coup de feu.

$h_0 = 11\text{cm}$  : Pour deux heures de coup de feu.

#### c) Condition de résistance (Husson, 2002)

- Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \rightarrow$  la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul sera comme une poutre de 1 mètre de largeur.
- Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4 \rightarrow$  La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré-dimensionne les planchers.

$l_x$ : Petite portée du plancher.

$l_y$  : Grande portée du plancher.

- Dalle pleine portant dans deux directions ( $\frac{lx}{ly} > 0.4$ )

Travée isostatique :  $\frac{lx}{40} \leq h_0 \leq \frac{lx}{25}$

Travée hyperstatiques :  $\frac{lx}{50} \leq h_0 \leq \frac{lx}{35}$

- Dalle pleine portant dans une direction ( $\frac{Lx}{Ly} < 0.4$ )

Travée isostatique :  $\frac{lx}{30} \leq h_0 \leq \frac{lx}{20}$

Travée hyperstatiques :  $\frac{lx}{35} \leq h_0 \leq \frac{lx}{25}$

$L_x$  étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée ( $L_x = 255$  cm ;  $L_y = 390$  cm)

Donc  $\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{255}{390} = 0.65 > 0.4 \Rightarrow$  Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{Lx}{40} \leq h_0 \leq \frac{Lx}{25} = \frac{255}{40} \leq h_0 \leq \frac{255}{25} = 6.4 \leq h_0 \leq 10.2$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :  $h_0 = 15$  cm

## II.2.2 Pré dimensionnement des balcons

L'épaisseur est conditionné par:  $e > \frac{L}{20}$

Avec :  $L = 125$  cm : Largeur de balcon.

On prend la valeur défavorable de " l".

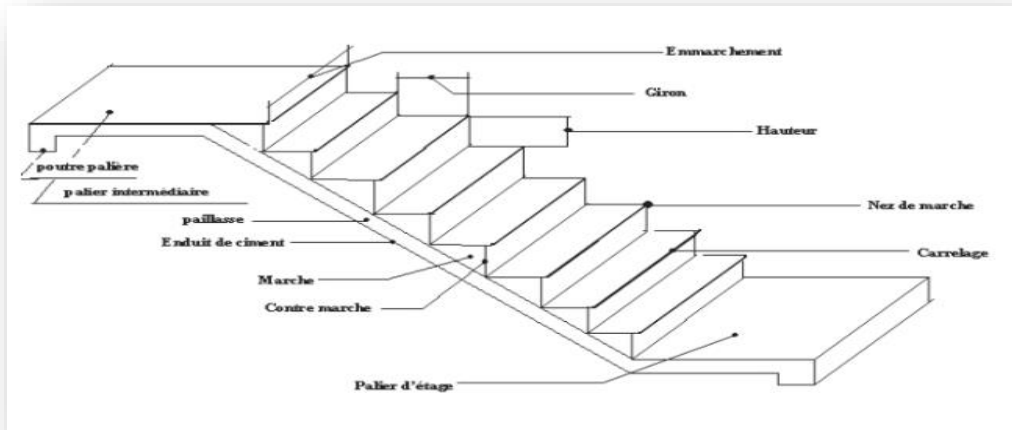
Donc :  $e > \frac{L}{20} = \frac{125}{20} = 6.26$  cm

On prendra  $e = 15$ cm.

## II.2.3 Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers servent à relier les différentes niveaux d'un bâtiment elles sont constituées de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marches (h), on utilise la formule de "BLONDEL".



**Figure II.4:** Les composants de l'escalier.

- Dans notre projet on a deux types d'escalier :  
**Type I** : escalier a deux volées pour les étages courants.
- **Type II** : escalier a trois volées pour le RDC.

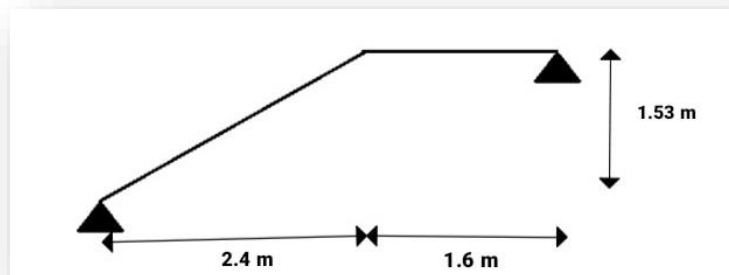
En utilise la formule de BLONDEL pour dimensionner la géométrie de l'escalier.

En pratique, nous avons :

- la hauteur "h" des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur "g" se situe entre 25 et 32 cm.

#### a) Escalier type (I):étage courant

La hauteur étage courant : 3.06 m



**Figure II.5:** Schéma d'escalier d'étage courant.

Deux volées de hauteur  $H=1,53$  m, dites : Volée 01

On utilisé la formule de « blondel » :  $59 < 2h + g < 64$

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

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

On pose  $2 \times h + g = 64$  ..... (1)

On remplace (g) et (h) on (1)

$$\Leftrightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{h}{n} = 64 \Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) n + 2 \times H = 0$$

On trouve :  $n = 9$  et  $n-1 = 8$  marche  $\rightarrow g = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 17 \text{ cm}$

### Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \text{ Donc } \alpha = 32.52^\circ.$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur  $e$ .

$$L_v = \frac{240}{\cos \alpha} = 284.63 \text{ cm.}$$

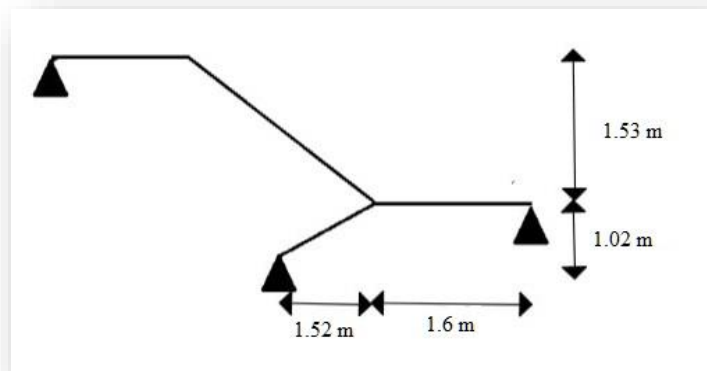
$$L_T = L_v + L_p = 284.63 + 160 = 444.63 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{444.63}{30} \leq e_p \leq \frac{444.63}{20} \Rightarrow 14.821 \leq e_p \leq 22.23 \rightarrow \text{On choisit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

### b) Escalier type (II): (RDC)

La hauteur :  $3.06 + 0.51 = 3.57 \text{ m}$  avec trois volées comme suit :

- Deux volées de hauteur  $H=1.53 \text{ m}$  dites : Volée 01
- Une petite volée de hauteur de  $H=1.02 \text{ m}$  dite : Volée 02



**Figure II.6:** Schéma d'escalier de RDC.

**Pour Volée 01:** Nombre de contre marches :  $n = \frac{153}{17} = 9$  ;  $n-1 = 8$  comme l'étage courant

**Pour Volée 02:** Nombre de contre marches :  $n = \frac{102}{17} = 6$  ;  $n-1 = 5$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{152} = 0.67 \text{ Donc } \alpha = 33.82^\circ$$

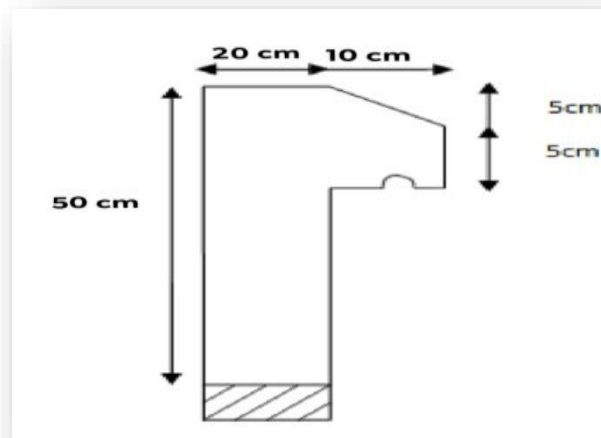
$$L_v = \frac{152}{\cos \alpha} = 183.13 \text{ cm}$$

$$L_T = L_v + L_p = 183.13 + 160 = 343.13 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{343.13}{30} \leq e_p \leq \frac{343.13}{20} \Rightarrow 11.43 \leq e_p \leq 17$$

Pour 2 heures de coupe-feu :  $e > 11 \text{ cm} \rightarrow$  on choisit :  $e_p = 15 \text{ cm}$

### II.2.4 Pré dimensionnement de L'acrotère



**Figure II.7:** Schéma réel et statique de l'acrotère.

#### ➤ Charge permanente

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

$$S = S1 + S2 + S3$$

$$S = (0.5 \times 0.2) + (0.10 \times 0.05) + \frac{0.05 \times 0.10}{2} = 0.1075 \text{ m}^2$$

Avec:

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- $\rho$  : Poids volumique du béton : 25 KN/m<sup>3</sup>

**Tableau II .1:** Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.

| désignation | h(m) | Surface (m <sup>2</sup> ) | Poids propre Totale<br>G (KN/ml) | Surcharge<br>d'exploitation Q(KN<br>/ml) |
|-------------|------|---------------------------|----------------------------------|------------------------------------------|
| Acrotère    | 0.5  | 0.1075                    | 0.1875                           | 1                                        |

## II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux

### II.3.1 Pré dimensionnement des Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire

les conditions suivantes pour la zone IIa :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ .
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm}$ .
- $0,25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus. On adopte

Préalablement la section des poteaux comme suit:

| étages                                 | Tous les étages |       |
|----------------------------------------|-----------------|-------|
|                                        | P1              | P2    |
| Section ( $b \times h$ ) $\text{cm}^2$ | 35×45           | 35×35 |

### II.3.2 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré-dimensionnement, s'effectue par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

#### II.3.2.1 Les poutres principales

Les poutres principales servent comme appuis pour les poutrelles. Elles sont disposées perpendiculairement à ces dernières, leurs doivent satisfaire les conditions de la flèche donnée par le BAEL 91.

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_{max}$  : La longueur maximale entre les nus (BAEL B.6.1.1).

$h$  = hauteur de la poutre

$b$  = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur :  $L_{max} = 400 \text{ cm}$

Donc  $\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \leq h \leq 40 \Rightarrow$  on prend  $h = 40 \text{ cm}$

Donc  $0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow$  on prend  $b = 30 \text{ cm}$

#### ➤ Vérification

Selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

$$- b_{max} \leq 1.5 h + b_1 = 1.5 \times 40 + 27.5 = 87.5 \text{ cm} \dots\dots CV$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$$

### II.3.2.2 Les poutres secondaires

Les poutres secondaires sont des poutres en béton armé horizontales, elles ceinturent les Façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles Servent de porte à faux.

$$- \text{La hauteur } h \text{ de la poutre doit être : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$- \text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur :  $L_{max} = 300 \text{ cm}$ .

$$\text{Donc } \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 33 \Rightarrow \text{on prend } h = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 21 \Rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

#### ➤ Vérification

Selon RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions Suivantes :

$$- b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

$$- h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

$$- \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

$$- b_{max} \leq 1.5 h + b_1 = 1.5 \times 30 + 27.5 = 72 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = (30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm})$$

### II.3.3 Pré dimensionnement des voiles

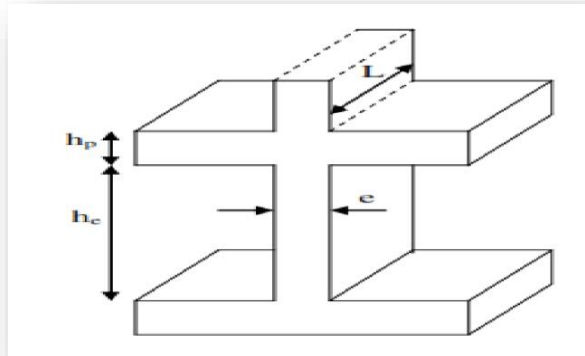
Le pré- dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts Horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils Transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.).

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 a$ ) sont Considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :  $L$  : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.



**Figure II.8:** Coupe de voile en élévation.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$e_{min} = 15\text{cm}$ .

➤ A partir de la hauteur de RDC  $h_e = 3.57\text{ m}$

$$e \geq \max \left( e_{min} ; \frac{h_e}{22} \right) \Rightarrow h_e = 3.57 - 0.40 = 3.17\text{ m}$$

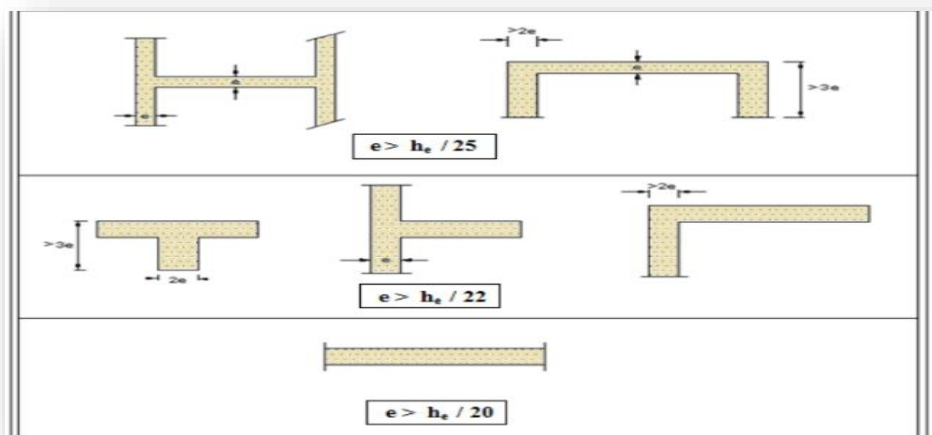
$$e \geq \max \left( 15 ; \frac{317}{22} \right) \Rightarrow e \geq \max (15 ; 14.40) \Rightarrow e \geq 15 \rightarrow \text{On prend : } e = 18\text{ cm}$$

➤ A partir de la hauteur d'étage courant  $h_e = 3.06\text{ m}$

$$e \geq \max \left( e_{min} ; \frac{h_e}{22} \right) \Rightarrow h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{ m}$$

$$e \geq \max \left( 15 ; \frac{266}{22} \right) \Rightarrow e \geq \max (15 ; 12.09) \Rightarrow e \geq 15\text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e = 18\text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  $e = 18\text{ cm}$



**Figure II.9:** Coupes de voiles en plan.

## II.4 Evaluation des charges et surcharges

Evaluation des charges et surcharges est pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

### II.4.1 Les planchers

#### a) Plancher étage terrasse inaccessible en corps creux

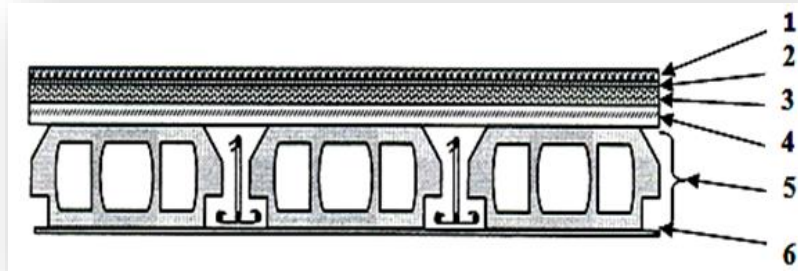


Figure II.10: plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2: évaluation des charges du plancher étage terrasse inaccessible en corps creux.

| N                        | Désignation             | E(m) | $\gamma$ (N/m <sup>3</sup> ) | Charges (N/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------------------------|------|------------------------------|-----------------------------|
| 1                        | Gravillon de protection | 0.05 | 20000                        | 1000                        |
| 2                        | Etanchéité multicouches | 0.02 | 6000                         | 120                         |
| 3                        | Forme de pente          | 0.1  | 22000                        | 2200                        |
| 4                        | Isolation thermique     | 0.04 | 400                          | 16                          |
| 5                        | Dalle à corps creux     | 0.2  | 14000                        | 2800                        |
| 6                        | Enduit en plâtre        | 0.02 | 10000                        | 200                         |
| Charge permanent total   |                         |      |                              | $G_T = 6336$                |
| Surcharge d'exploitation |                         |      |                              | $Q_T = 1000$                |

#### a) Plancher étage courant en corps creux

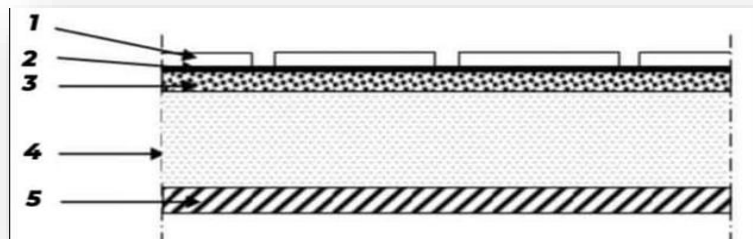


Figure II.11: Détail des constituants du plancher étage courant en corps creux.

**Tableau II.3:** évaluation des charges du plancher étage courant en corps creux.

| N                        | Désignation            | E(m) | $\gamma$ (N/m <sup>3</sup> ) | Charges (N/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|------------------------|------|------------------------------|-----------------------------|
| 1                        | Carrelage              | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 2                        | Mortier de pose        | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 3                        | Couche de sable        | 0.03 | 18000                        | 540                         |
| 4                        | Plancher à corps creux | 0.20 | 14000                        | 2800                        |
| 5                        | Enduit en plâtre       | 0.02 | 10000                        | 200                         |
| 6                        | Cloison en brique      | 0.1  | 9000                         | 900                         |
| Charge permanent total   |                        |      |                              | $G_E = 5240$                |
| Surcharge d'exploitation |                        |      |                              | $Q_E = 1500$                |

## b) Plancher dalle pleine RDC

**Figure II.12:** détail des constituants du plancher en dalle pleine.**Tableau II.4:** évaluation des charges du plancher dalle pleine RDC.

| N                        | Désignation          | E(m) | $\gamma$ (N/m <sup>3</sup> ) | Charges (N/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|----------------------|------|------------------------------|-----------------------------|
| 1                        | Carrelage            | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 2                        | Mortier de pose      | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 3                        | Lit de sable         | 0.03 | 18000                        | 540                         |
| 4                        | Dalle pleine         | 0.15 | 25000                        | 3750                        |
| 5                        | Enduit en plâtre     | 0.02 | 10000                        | 200                         |
| 6                        | Cloisons intérieures | 0.1  | 9000                         | 900                         |
| Charge permanent total   |                      |      |                              | $G_{DP} = 6190$             |
| Surcharge d'exploitation |                      |      |                              | $Q_{DP} = 5000$             |

## c) Plancher dalle pleine S-SOL

Tableau II.5: évaluation des charges du plancher dalle pleine S-SOL.

| N                        | Désignation          | E(m) | $\gamma$ (N/m <sup>3</sup> ) | Charges (N/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|----------------------|------|------------------------------|-----------------------------|
| 1                        | Carrelage            | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 2                        | Mortier de pose      | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 3                        | Lit de sable         | 0.03 | 18000                        | 540                         |
| 4                        | Dalle pleine         | 0.15 | 25000                        | 3750                        |
| 5                        | Enduit en plâtre     | 0.02 | 10000                        | 200                         |
| 6                        | Cloisons intérieures | 0.1  | 9000                         | 900                         |
| Charge permanent total   |                      |      |                              | $G_{DP} = 6190$             |
| Surcharge d'exploitation |                      |      |                              | $Q_{DP} = 2500$             |

## d) Balcon

Tableau II.6: évaluation des charges du balcon.

| N                        | Désignation      | E(m) | $\gamma$ (N/m <sup>3</sup> ) | Charges (N/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|------------------|------|------------------------------|-----------------------------|
| 1                        | Carrelage        | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 2                        | Mortier de pose  | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 3                        | Lit de sable     | 0.03 | 18000                        | 540                         |
| 4                        | Dalle pleine     | 0.15 | 25000                        | 3750                        |
| 5                        | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000                        | 200                         |
| Charge permanent total   |                  |      |                              | $G_b = 5290$                |
| Surcharge d'exploitation |                  |      |                              | $Q_b = 3500$                |

## II.4.2 Les murs

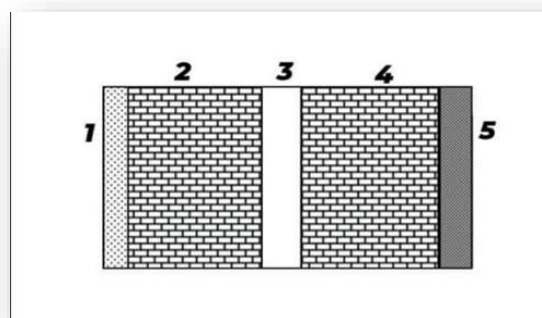


Figure II.13: constituants d'un mur extérieur.

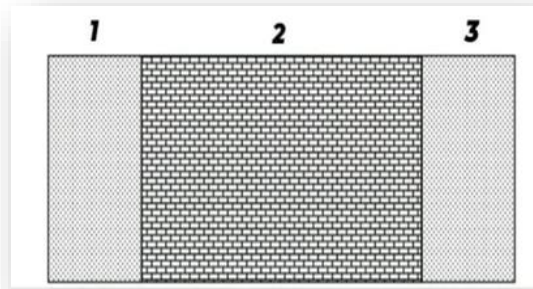


Figure II.14: constituante d'un mur intérieur.

Tableau II.7: évaluation de la charge permanente des murs extérieurs.

| type de mur             | Désignation      | E(m) | $\gamma$ (N/m <sup>3</sup> ) | Charges (N/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|------------------|------|------------------------------|-----------------------------|
| Murs extérieurs         | Enduit en ciment | 0.02 | 18000                        | 360                         |
|                         | Brique creuse 15 | 0.15 | 9000                         | 1350                        |
|                         | L'âme d'aire     | 0.05 | -                            | -                           |
|                         | Brique creuse 10 | 0.1  | 9000                         | 900                         |
|                         | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000                        | 200                         |
| Charge permanent totale |                  |      |                              | 2810                        |

## II.4.3 Escaliers

## ✓ Palier de repos

Tableau II.8: évaluation des charges du palier de repos

| N                        | Désignation      | E(m) | $\gamma$ (N/m <sup>3</sup> ) | Charges (N/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|------------------|------|------------------------------|-----------------------------|
| 1                        | Carrelage        | 0.02 | 22000                        | 440                         |
| 2                        | mortier de pose  | 0.02 | 20000                        | 400                         |
| 3                        | Lit de sable     | 0.02 | 18000                        | 360                         |
| 4                        | Dalle pleine     | 0.15 | 25000                        | 3750                        |
| 5                        | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000                        | 200                         |
| Charge permanent total   |                  |      |                              | $G_{pr} = 5150$             |
| Surcharge d'exploitation |                  |      |                              | $Q_{pr} = 2500$             |

## ✓ Paillasse

## - Volée 1

Tableau II.9: évaluation des charges de la volée 1.

| N                        | Désignation            |             | E(m)              | $\gamma$ (N/m³) | Charges (N/m²)                       |
|--------------------------|------------------------|-------------|-------------------|-----------------|--------------------------------------|
| 1                        | Carrelage              | Horizontale | 0.02              | 22000           | 440                                  |
|                          |                        | Verticale   | 0.02h/g           | 22000           | 0.02×(0.17/0.3)×22000<br>= 249.33    |
| 2                        | Mortier de pose        | Horizontale | 0.02              | 20000           | 400                                  |
|                          |                        | Verticale   | 0.02h/g           | 20000           | 0.02×(0.17/0.3)×20000<br>= 226.66    |
| 3                        | Poids des marches      |             | h/2               | 25000           | (0.17/2)×25000<br>= 2125             |
| 4                        | Poids de la pailleasse |             | 0.15/cos $\alpha$ | 25000           | (0.15/cos32.52)×25000<br>= 4447.3231 |
| 5                        | Enduit en plâtre       |             | 0.02/cos $\alpha$ | 10000           | (0.02/cos32.52)×10000<br>= 237.1905  |
| 6                        | Gardes corps           |             | -                 | -               | 600                                  |
| Charge permanent total   |                        |             |                   |                 | G <sub>p</sub> = 8725.5936           |
| Surcharge d'exploitation |                        |             |                   |                 | Q <sub>p</sub> = 2500                |

## - Volée 2

Tableau II.10: évaluation des charges de la volée 2.

| N                        | Désignation            |             | E(m)              | $\gamma$ (N/m³) | Charges (N/m²)                                    |
|--------------------------|------------------------|-------------|-------------------|-----------------|---------------------------------------------------|
| 1                        | Carrelage              | Horizontale | 0.02              | 22000           | 440                                               |
|                          |                        | Verticale   | 0.02h/g           | 22000           | $0.02 \times (0.17/0.3) \times 22000$<br>= 249.33 |
| 2                        | Mortier de pose        | Horizontale | 0.02              | 20000           | 400                                               |
|                          |                        | Verticale   | 0.02h/g           | 20000           | $0.02 \times (0.17/0.3) \times 20000$<br>= 226.66 |
| 3                        | Poids des marches      |             | h/2               | 25000           | $(0.17/2) \times 25000$<br>= 2125                 |
| 4                        | Poids de la pailleasse |             | $0.15/\cos\alpha$ | 25000           | $(0.15/\cos 33.82) \times 25000$<br>= 4513.77     |
| 5                        | Enduit en plâtre       |             | $0.02/\cos\alpha$ | 10000           | $(0.02/\cos 33.82) \times 10000$<br>= 240.73      |
| 6                        | Gardes corps           |             | -                 | -               | 600                                               |
| Charge permanent total   |                        |             |                   |                 | $G_p = 8795.49$                                   |
| Surcharge d'exploitation |                        |             |                   |                 | $Q_p = 2500$                                      |

## II.5 Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on

effectuera la descente de charge pour les poteaux plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

On aura à considérer:

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (acrotère, escalier...).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

Loi de dégression (DTRB.C 2.2) [6] :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2, Q_3$  on les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des pointes d'appui les charges d'exploitation suivantes.

Sous toit ou terrasse .....  $Q_0$

Sous dernier étage (étage 1) .....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(Étage 2)  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3)  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4)  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n)  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante:

$$\sum Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\sum Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

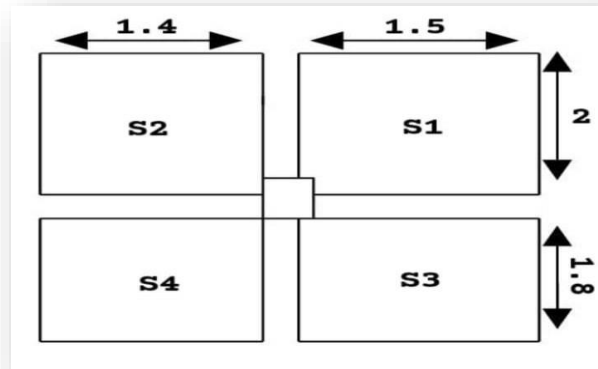
$$\sum Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7000 \text{ N}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 7750 \text{ N}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 8455 \text{ N}$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.68 (Q_1 + \dots + Q_8) = 11540 \text{ N}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas, on prend un type de poteau suivant :



**Figure II.15:** la surface afférente du poteau la plus sollicité.

- **Poteau intermédiaire (la surface afférente)**

$$S_1 = 1.5 \times 2 = 3 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.4 \times 2 = 2.8 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.5 \times 1.8 = 2.7 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.8 \times 1.4 = 2.52 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{aff} = 11.02 \text{ m}^2$$

- **Poutre**

$$G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2 + 1.8) = 11.4 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (1.4 + 1.5) = 6.525 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } G_{poutre} = 11.4 + 6.525 = 17.925 \text{ KN}$$

- **Poteau**

✓ RDC+S-SOL

$$G_{pot1} = 0.35 \times 0.45 \times 25 \times 3.57 = 14.0568 \text{ KN}$$

$$G_{pot2} = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.57 = 10.9331 \text{ KN}$$

✓ Etage courant

$$G_{pot1} = 0.35 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 12.0487 \text{ KN}$$

$$G_{pot2} = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 9.3712 \text{ KN}$$

- **Les mures**

✓ RDC+S-SOL

$$S_1 = (3.57 - 0.4) \times 2 = 6.34 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (3.57 - 0.4) \times 1.8 = 5.06 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (3.57 - 0.3) \times 1.4 = 4.578 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (3.57 - 0.3) \times 1.5 = 4.905 \text{ m}^2$$

$$S_{mur int} = 21.529 \text{ m}^2$$

$$G_{mur} = S \times g = 21.529 \times 1.3 = 27.9877 \text{ KN}$$

✓ Etage courant

$$S_1 = (3.06 - 0.4) \times 2 = 5.32 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (3.06 - 0.4) \times 1.8 = 4.788 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (3.06 - 0.3) \times 1.4 = 3.864 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (3.06 - 0.3) \times 1.5 = 4.14 \text{ m}^2$$

$$S_{mur \text{ int}} = 18.112 \text{ m}^2$$

$$G_{mur} = S \times g = 18.112 \times 1.3 = 23.5456 \text{ KN}$$

**Tableau II.11:** La descente de charge de poteau.

| Niveau         | Élément               | G(KN)    | Q(KN)  |
|----------------|-----------------------|----------|--------|
| N <sub>0</sub> | Plancher terrasse     | 69.8227  |        |
|                | Poutres               | 17.925   |        |
|                | Total                 | 87.7477  | 11.02  |
| N <sub>1</sub> | Venant N <sub>0</sub> | 87.7477  |        |
|                | Poteau 1              | 12.0487  |        |
|                | Poteau 2              | 9.3712   |        |
|                | Mur                   | 23.5456  |        |
|                | Total                 | 132.7132 |        |
| N <sub>2</sub> | Venant N <sub>1</sub> | 132.7132 |        |
|                | Plancher courant      | 57.7448  |        |
|                | Poutres               | 17.925   |        |
|                | Total                 | 208.383  | 27.55  |
| N <sub>3</sub> | Venant N <sub>2</sub> | 208.383  |        |
|                | Poteau 1              | 12.0487  |        |
|                | Poteau 2              | 9.3712   |        |
|                | Mur                   | 23.5456  |        |
|                | Total                 | 253.3485 |        |
| N <sub>4</sub> | Venant N <sub>3</sub> | 253.3458 |        |
|                | Plancher courant      | 57.7448  |        |
|                | Poutres               | 17.925   |        |
|                | Total                 | 329.0183 | 42.427 |
| N <sub>5</sub> | Venant N <sub>4</sub> | 329.0183 |        |
|                | Poteau 1              | 12.0487  |        |
|                | Poteau 2              | 9.3712   |        |
|                | Mur                   | 23.5456  |        |
|                | Total                 | 373.9838 |        |
| N <sub>6</sub> | Venant N <sub>5</sub> | 373.9838 |        |
|                | Plancher courant      | 57.7448  |        |
|                | Poutres               | 17.925   |        |
|                | Total                 | 449.6536 | 55.651 |
| N <sub>7</sub> | Venant N <sub>6</sub> | 449.6536 |        |
|                | Poteau 1              | 12.0487  |        |
|                | Poteau 2              | 9.3712   |        |
|                | Mur                   | 23.5456  |        |

|                       |                              |                  |                 |
|-----------------------|------------------------------|------------------|-----------------|
|                       | <b>Total</b>                 | <b>494.6191</b>  |                 |
| <b>N<sub>8</sub></b>  | <b>Venant N<sub>7</sub></b>  | <b>494.6191</b>  |                 |
|                       | <b>Plancher courant</b>      | <b>57.7448</b>   |                 |
|                       | <b>Poutres</b>               | <b>17.925</b>    |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>570.2889</b>  | <b>67.222</b>   |
| <b>N<sub>9</sub></b>  | <b>Venant N<sub>8</sub></b>  | <b>570.2889</b>  |                 |
|                       | <b>Poteau 1</b>              | <b>12.0487</b>   |                 |
|                       | <b>Poteau 2</b>              | <b>9.3712</b>    |                 |
|                       | <b>Mur</b>                   | <b>23.5456</b>   |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>615.2544</b>  |                 |
| <b>N<sub>10</sub></b> | <b>Venant N<sub>9</sub></b>  | <b>615.2544</b>  |                 |
|                       | <b>Plancher courant</b>      | <b>57.7448</b>   |                 |
|                       | <b>Poutres</b>               | <b>17.925</b>    |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>690.9242</b>  | <b>77.14</b>    |
| <b>N<sub>11</sub></b> | <b>Venant N<sub>10</sub></b> | <b>690.9242</b>  |                 |
|                       | <b>Poteau 1</b>              | <b>12.0487</b>   |                 |
|                       | <b>Poteau 2</b>              | <b>9.3712</b>    |                 |
|                       | <b>Mur</b>                   | <b>23.5456</b>   |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>735.8897</b>  |                 |
| <b>N<sub>12</sub></b> | <b>Venant N<sub>11</sub></b> | <b>735.8897</b>  |                 |
|                       | <b>Plancher courant</b>      | <b>57.7448</b>   |                 |
|                       | <b>Poutres</b>               | <b>17.925</b>    |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>811.5595</b>  | <b>85.405</b>   |
| <b>N<sub>13</sub></b> | <b>Venant N<sub>12</sub></b> | <b>811.5595</b>  |                 |
|                       | <b>Poteau 1</b>              | <b>12.0487</b>   |                 |
|                       | <b>Poteau 2</b>              | <b>9.3712</b>    |                 |
|                       | <b>Mur</b>                   | <b>23.5456</b>   |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>856.525</b>   |                 |
| <b>N<sub>14</sub></b> | <b>Venant N<sub>13</sub></b> | <b>856.525</b>   |                 |
|                       | <b>Plancher courant</b>      | <b>57.7448</b>   |                 |
|                       | <b>Poutres</b>               | <b>17.925</b>    |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>932.1948</b>  | <b>93.1741</b>  |
| <b>N<sub>15</sub></b> | <b>Venant N<sub>14</sub></b> | <b>932.1948</b>  |                 |
|                       | <b>Poteau 1</b>              | <b>14.0568</b>   |                 |
|                       | <b>Poteau 2</b>              | <b>10.9331</b>   |                 |
|                       | <b>Mur</b>                   | <b>27.9877</b>   |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>985.1724</b>  |                 |
| <b>N<sub>16</sub></b> | <b>Venant N<sub>15</sub></b> | <b>985.1724</b>  |                 |
|                       | <b>Plancher courant</b>      | <b>68.2138</b>   |                 |
|                       | <b>Poutres</b>               | <b>17.925</b>    |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>1071.3112</b> | <b>127.1708</b> |
| <b>N<sub>17</sub></b> | <b>Venant N<sub>16</sub></b> | <b>1071.3112</b> |                 |
|                       | <b>Poteau 1</b>              | <b>14.0568</b>   |                 |
|                       | <b>Poteau 2</b>              | <b>10.9331</b>   |                 |
|                       | <b>Mur</b>                   | <b>27.9877</b>   |                 |
|                       | <b>Total</b>                 | <b>1124.2888</b> |                 |

- La somme des charges permanente:  $G_{TOT} = 1124.2888 \text{ KN}$
- La somme des charges d'exploitation:  $Q_{TOT} = 127.1708 \text{ KN}$

Avec:  $N_u = 1.35G + 1.5Q$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort  $N_u$  come suit:

- 15% ... pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiment à deux travées.
- 10% ... pour les intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Dans notre cas ; on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%.

$$N_u = 1.1 \times ((1.35 \times 1124.2888) + (1.5 \times 127.1708))$$

$$N_u = 1879.4007 \text{ KN}$$

### Vérification

- **Vérification du critère de résistance** "(pour les poteaux (35×45) et (35×35))"

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \quad \text{Tel que : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec:

- **B**: la section brut du béton.
- **$f_{c28}$** : la résistance à la compression à l'âge de 28 jours,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- **$\gamma_b$**  = 1.5 : le coefficient de sécurité du béton.
- **$\theta$**  = 1

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \dots 0.1575 \geq \frac{1879.4007 \times 10^{-3}}{14.16}$$

$$0.1575 \geq 0.1327 \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du flambement** "(BAEL 91 article B.8.4.1)"

L'effort normal ultime  $N_u$  agissant d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{admissible} = \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- **$B_r$**  : section réduit du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1m) d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2) \times (b-2)$$

- **$\alpha$** : coefficient fonction de l'élancement mécanique " $\lambda$ ".
- $\gamma_b = 1.5$  ;  $\gamma_s = 1.15$
- **A**: la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{BAEL} ; A_{min}).$$

$$\rightarrow A_{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre} ; 0.2 \% B).$$

$$\rightarrow A^{RPA} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}.$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times h_e}{\frac{0.5}{\sqrt{12}}} \quad ; \quad \text{Avec: } h_e = \text{hauteur libre de l'étage.}$$

$$\lambda_1 = \frac{0.7 \times 3.57}{\frac{0.5}{\sqrt{12}}} = 17.3136; \quad \lambda_2 = \frac{0.7 \times 3.06}{\frac{0.5}{\sqrt{12}}} = 14.8421$$

Donc:  $\lambda = 17.3136$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$B_{r1} = 1419 \text{ cm}^2$$

$$B_{r2} = 1089 \text{ cm}^2$$

**Tableau II.12:** Résultat des vérifications au flambement.

| poteau | $N_u$<br>(KN) | $\alpha$ | $A^{BAEL}$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $A^{RPA}$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $A$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $B_r$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}$<br>(KN) | condition |
|--------|---------------|----------|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------|-----------------------------|-------------------|-----------|
| 35×45  | 1879.4007     | 0.81     | 64000                            | 1260                            | 64000                     | 141900                      | 2629.1690         | CV        |
| 35×35  | 1879.4007     | 0.81     | 56000                            | 980                             | 56000                     | 108900                      | 2018.9579         | CV        |

## II.6 Conclusion

Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisé dans les prochains chapitres comme le calcul de ferrailage des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre une liaison entre la conception de la structure et son analyse. Et pour cela, nous vous présentant ci-dessous les différentes dimensions obtenues dans notre structure étudiée:

### a) Plancher

Plancher à corps creux 16+4 cm.

Plancher à dalle pleine 15 cm.

### b) Poutre

Poutre principale: b=30 cm, h=40 cm.

Poutre chainage: b=30 cm, h=30cm.

### c) Poteau

Poteau 01: s-sol, RDC et étage courant: 35×45 cm.

Poteau 02: s-sol, RDC et étage courant: 35×35 cm

### d) Voile

Un voile d'épaisseur de 18 cm.

### e) Escalier

e = 15cm pour la paillasse.

e = 15 cm pour le palier de repos.

## **Chapitre III**

### **calcul des éléments secondaires**

### III.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie ni du système de contreventement ni du système porteur. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Ce chapitre est consacré aux calculs des éléments ci-après :

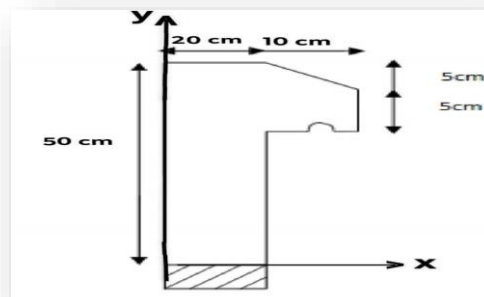
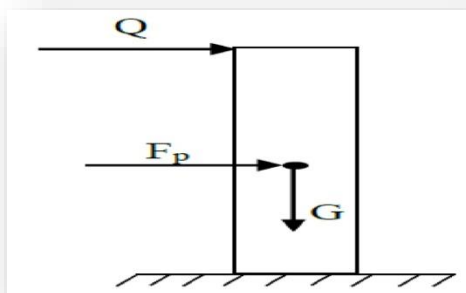
- Les planchers (corps creux, dalle pleine).
- Balcon.
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

### III.2 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural coulé sur place comme une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse et d'empêcher la filtration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher.

Il est soumis à son Poids propre ( $G$ ) et une surcharge d'exploitation ( $Q$ ) due à la main courante qui crée un moment «  $M_Q$  » au niveau de l'encastrement et La force sismique ( $F_p$ ).

Le calcul sera faire en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire, la fissuration étant préjudiciable.



**Figure III.1:** Modèle de calcul de l'acrotère. **Figure III.2:** Coupe transversale de l'acrotère.

#### III.2.1 Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

## III.2.2 Évaluation des charges

D'après le chapitre précédent on a :

$G = 3.0475 \text{ KN/ml}$  et  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  (plancher terrasse inaccessible).

- La force sismique horizontale  $F_P$  est donnée par la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003, Art 6.2.3})$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa ,  $A = 0.15$ ).

$C_P$  : Facteur de force horizontale ( $C_P = 0.8$ ).

$W_P$  : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3.0475 = 1,4628 \text{ KN/ml}$$

Calcul du centre de gravité de la section  $G (X_g, Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = \frac{(0.2 \times 0.5 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1 \times (0.2 + \frac{0.1}{2})) + (\frac{0.1 \times 0.05}{2} \times (0.2 + \frac{0.1}{3}))}{0.2 \times 0.5 + 0.05 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.05}{2}} = \frac{0.01 + 0.00125 + 0.000583}{0.1075}$$

$$X_g = 0.110074 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(0.2 \times 0.5 \times 0.25) + (0.05 \times 0.1 \times (0.4 + \frac{0.05}{2})) + (\frac{0.1 \times 0.05}{2} \times (0.4 + 0.05 + \frac{0.05}{3}))}{0.1075} = \frac{0.025 + 0.002125 + 0.001166}{0.1075}$$

$$Y_g = 0.263172 \text{ m}$$

## III.2.3 Sollicitation et combinaison

- Sous l'action de surcharge

$N_G$  : effort de compression du au poids propre :  $G = 3.0475 \text{ KN/ml}$

$M_G$  : moment créé par  $N_G$  :  $M_G = N_G \times L = 0 \text{ (} L = 0 \text{)}$

$N_Q$  : effort dû à la surcharge :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$M_Q$  : moment créé par  $N_Q$  :  $M_Q = Q \times L = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$

- Sous l'action sismique

$$M_{FP} = F_P \times d = 1.4628 \times \frac{0.5}{2} = 0.3657 \text{ KN.m}$$

- Combinaison des charges

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35(3.0475) + 1,5(0) \text{ } N_U = 4.1141 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35(0) + 1,5(0,5) \text{ } M_U = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S: } N_S = N_G + N_Q = 3.0475 = 3.0475 \text{ KN}$$

$$M_S = M_G + M_Q = 0 + 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$$

- La combinaison accidentelle

$$G + Q \pm E = 3.0475 + 1 \pm 1.4628$$

$$\text{Sens X : } M_a = (1 \times 0.5) + (1.4628 \times 0.263172) = 0.8850 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y : } N_a = G = 3.0475 \text{ KN/m}$$

- Calcul de l'effort tranchant

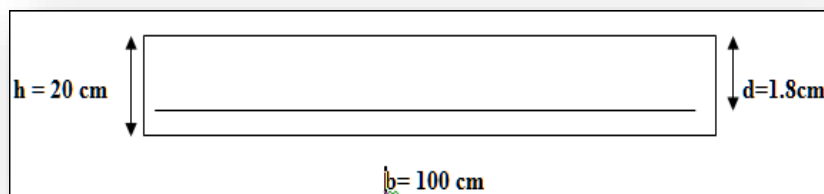
E.L.U :  $V_u = Q + F_p = 1 + 1.4628 = 2.4628 \text{ KN/ml}$

**Tableau III.1:** Les sollicitations de l'acrotère.

| Sollicitations         | RPA99         | ELU            | ELS     |
|------------------------|---------------|----------------|---------|
| Combinaison de charges | $G + Q \pm E$ | $1,35G + 1,5Q$ | $G + Q$ |
| N (KN)                 | 3.0475        | 4.1141         | 3.0475  |
| M(KN. m)               | 0.8850        | 0.75           | 0.5     |
| V (KN/ml)              | /             | 2.4628         | /       |

### III.2.4 Calcul du ferrailage

- Détermination de l'excentricité



**Figure III.3:** Section de l'acrotère à ferrailler.

#### a) à l'état limite ultime

En adopte une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

$e_0$  : Excentricité de la résultante.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre liée à la déformation de la structure.

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

#### 1) Calcul l'excentricité de la résultante

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{4.1141} = 0.1822 \text{ m} \rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.2}{6} = 0.033 \text{ m}$$

→ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée. le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

#### 2) Calcul l'excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{h}{250} \right) = \max \left( 2 ; \frac{50}{250} \right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.1822 + 0.02 = 0.2022 \text{ m}$$

### 3) Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre

L'excentricité du deuxième ordre ( $e_2$ ) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left( 15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

$$\frac{1}{0.1} \leq \max (15 ; 8.008) \rightarrow 10 \leq 15 \text{ on détermine l'excentricité } e_2 \text{ de façon forfaitaire}$$

$$e_2 = \frac{3l^2 f}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$\emptyset$ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$ : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$$L_f: \text{Longueur de flambement} \rightarrow L_f = h \times 2 = 0.5 \times 2 = 1 \text{ m}$$

$h$ : Hauteur de la section qui est égale à 15cm

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.5} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1^2}{0.2 + 10^4} (2 + 0 \times 2) = 0.0015 \text{ m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a = 0.0015 + 0.1822 + 0.02 = 0.2037 \text{ m}$$

#### ➤ Les sollicitations majorées

$$M_{UG} = N_u \times e = 4.1141 \times 0.2073 = 0.8380 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u (d - h_0/2) = 0.8380 + 4.1141 (0.18 - 0.2/2) = 1.16712 \text{ KN.m} = 1167.12 \text{ N.m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPA} ; f_{st} = 348 \text{ MPA} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0.18 \text{ m.}$$

On applique la formule de la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1167.12 \times 10^3}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.01284 < \mu_1 = 0.391 \dots \dots \dots \text{AS} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.01284)}) = 0.01615$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.01615) = 0.1683 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{1167.12 \times 10^{-6}}{0.1683 \times 348} = 0.000020 \text{ m} = 0.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ➤ Retour à la section réelle

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.20 \times 10^{-4} - \frac{4.1141 \times 10^{-3}}{348} = 0.0000081 \text{ m}^2 = 0.081 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} > A_s \quad \text{On adopte: } A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } A_t = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Espacement**

1) Armatures principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

2) Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16.66 \quad \text{On adopte } S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**b) à l'état limite service**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.5}{3.0475} = 0.1640 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} = \frac{0.2}{6} = 0.033 \text{ m}$$

Nous avons une section partiellement comprimée on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.5 + 3.0475(0.18 + 0.1) = 0.7438 \text{ KN.m} = 743.8 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul de moment limite de service  $M_1$**

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left( 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) \quad \text{et } \alpha_r = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_s}$$

➤ **La contrainte d'acier**

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \quad \eta = 1.6 \Rightarrow \sigma_s = \min (266.66 ; 201.63)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPA}$$

➤ **La contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Donc : } \alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.5273$$

$$\mu_r = \frac{0.5273}{2} \left( 1 - \frac{0.5273}{3} \right) = 0.2173$$

$$M_1 = 0.2173 \times 2000 \times 180 \times 15 \rightarrow M_1 = 1173420 \text{ N/mm}$$

$$Z = d \left( 1 - 0.4 \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.18 \left( 1 - 0.4 \frac{0.5273}{3} \right) = 0.1673$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}}{Z \times \sigma_s} = \frac{743.8 \times 10^3}{167.34 \times 201.63} = 0.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 22 - \frac{3047.5}{201.63} = 0.068 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (0.068; 0.081; 2.17) \rightarrow \text{On adopter: } A_{s1} = 2.17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 4HA10$$

### ➤ Vérification de condition de cisaillement

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{2.4628 \times 10^3}{2000 \times 180} = 0.0068 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

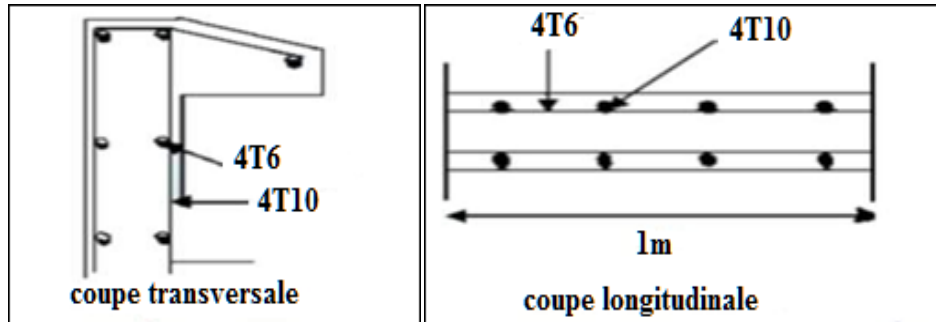


Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## III.3 Calcul des Escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose: Pour déterminer les sollicitations, on a se base sur la méthode RDM.

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles.

Dans notre projet on a 2 types d'escalier :

- 1<sup>er</sup> type : 7 étages.
- 2<sup>ème</sup> type : (RDC et sous-sol).

### III.3.1 Escalier type 1 : étage courant

#### ➤ Volée 01

#### a) Charges et surcharges

La volée :  $G_V = 8.726 \text{ KN/m}^2$

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

Le palier :  $G_P = 5.150 \text{ KN/m}^2$

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

Avec :

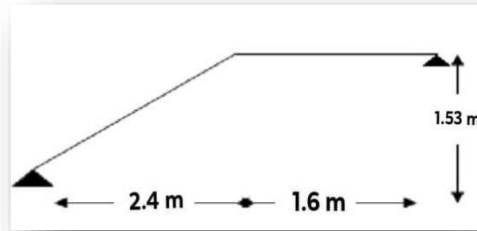
$G_V$  : Charge permanente de la volée.

$Q_V$  : Charge variable de la volée.

$G_P$  : Charge permanente du palier.

$Q_P$  : Charge variable du palier.

## b) Schéma statique



## c) Combinaisons des charges

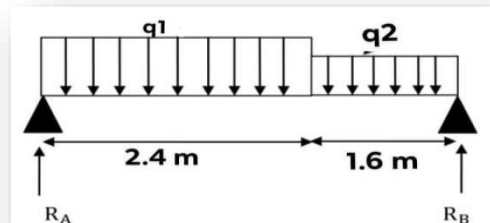
- E.L.U :  $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- E.L.S :  $P_{ser} = G + Q$

Les escaliers étudient pour une bande de 1 m.

**Tableau III.2 :** Les combinaisons des charges d'escalier type 1.

| Désignation | Volée q1 (KN/ml) | Palier q2 (KN/ml) |
|-------------|------------------|-------------------|
| ELU         | 15.53            | 10.703            |
| ELS         | 11.226           | 7.65              |

## d) Calcul des sollicitations



## e) Calcul des réactions

## ➤ ELU

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 4R_A - (15.53 \times 2.4 \times 2.8) - (10.703 \times 1.6 \times 0.8) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 29.515 \text{ KN}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.53 \times 2.4) + (10.703 \times 1.6)$$

$$\Rightarrow R_B = 24.882 \text{ KN}$$

## ➤ ELS

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 4R_A - (11.226 \times 2.8 \times 2.4) - (7.65 \times 1.6 \times 0.8) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 21.307 \text{ KN.}$$

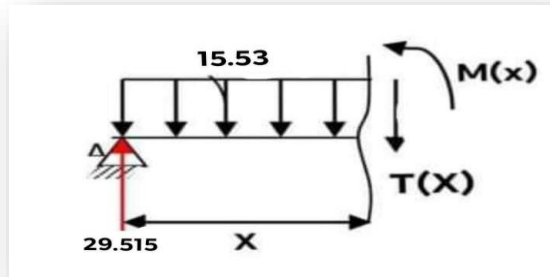
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.226 \times 2.4) + (7.65 \times 1.6)$$

$$\Rightarrow R_B = 39.182 \text{ KN.}$$

## a) Calcul des moments et efforts tranchants

## ➤ ELU

- Pour:  $0 \leq x \leq 2.4$  m



## 1) Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 29.515 - 15.53 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 29.515 \text{ KN}$$

$$x = 2.4 \rightarrow T(x) = -7.757 \text{ KN}$$

## 2) Moment fléchissant

$$M(x) = 29.515 x - 15.53 \frac{x^2}{2}$$

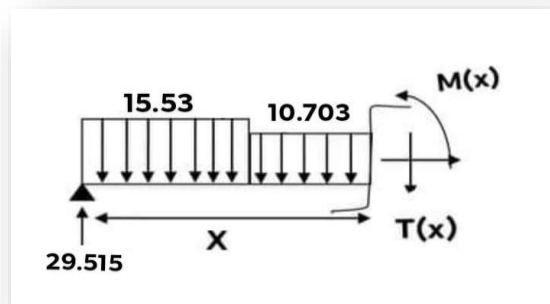
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 15.53 x - 31.86 = 0 \Rightarrow x = 1.9 \text{ m}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.9 \rightarrow M(x) = 28.046 \text{ KN.m}$$

$$x = 2.4 \rightarrow M(x) = 26.11 \text{ KN.m}$$

- Pour:  $2.4 \leq x \leq 4$  m



## 1) Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 29.515 - 15.53 \times 2.4 - (x - 2.4) 10.703$$

$$x = 2.4 \rightarrow T(x) = -7.757 \text{ KN}$$

$$x = 4 \rightarrow T(x) = -24.882 \text{ KN}$$

$$T(x)_{\max} = 29.515 \text{ KN}$$

## 2) Moment fléchissant

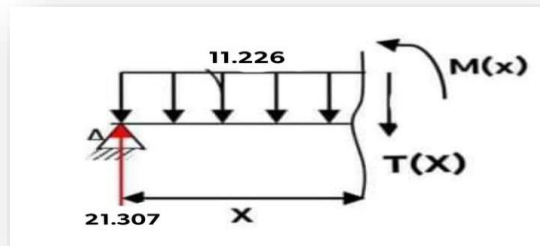
$$M(x) = 29.515 x - 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2}\right) 15.53 - \frac{(x-2.4)^2}{2} 10.703$$

$$x = 2.4 \rightarrow M(x) = 26.11 \text{ KN.m}$$

$$x = 4 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

➤ ELS

Pour:  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



## 1) Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 21.307 - 11.226 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 21.307 \text{ KN}$$

$$x = 2.4 \rightarrow T(x) = -5.57 \text{ KN}$$

## 2) Moment fléchissant

$$M(x) = 21.307 x - 11.226 \frac{x^2}{2}$$

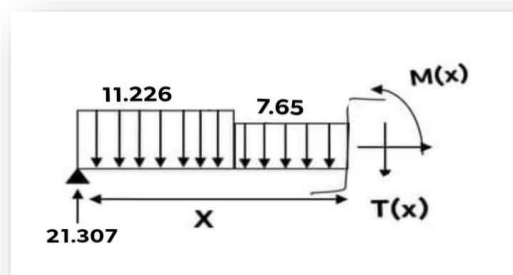
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 21.375 - 11.226 x = 0 \Rightarrow x = 1.9 \text{ m}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.9 \rightarrow 20.22 \text{ KN.m}$$

$$x = 2.4 \rightarrow M(x) = 18.81 \text{ KN.m}$$

Pour:  $2.4 \leq x \leq 4 \text{ m}$



## 1) Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 21.307 - 11.226 \times 2.4 - (x - 2.4) 7.65$$

$$x = 2.4 \rightarrow T(x) = 5.64 \text{ KN}$$

$$x = 4 \rightarrow T(x) = -17.875 \text{ KN}$$

$$T(x)_{\max} = 21.307 \text{ KN}$$

## 2) Moment fléchissant

$$M(x) = 21.307 x - 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2}\right) 11.226 - 7.65 \frac{(x-2.4)^2}{2}$$

$$x = 2.4 \rightarrow M(x) = 18.81 \text{ KN.m}$$

$$x = 4 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x)_{\max} = 21.307 \text{ KN.m}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

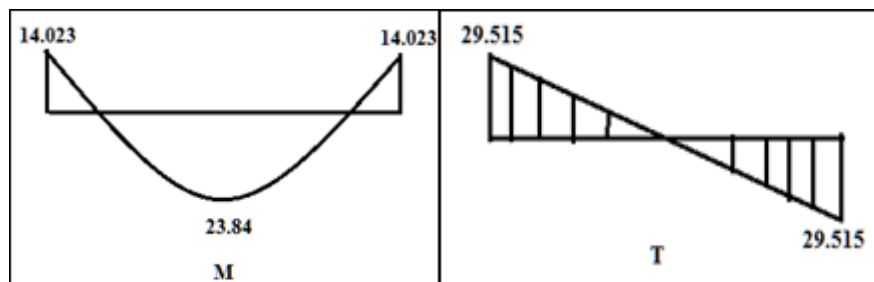
Le moment sur appuis :  $M_a = (0.3, 0.5) M_0$

Le moment sur travée :  $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

**Tableau III.3:** Tableau récapitulatif des sollicitations de Volée 01.

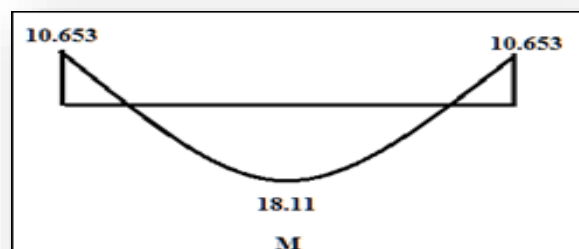
| Désignation | $M_0$ (KN. m) | $M_a = 0.5M_0$<br>(KN. m) | $M_t = 0.85M_0$<br>(KN. m) | $T_u$<br>(KN) |
|-------------|---------------|---------------------------|----------------------------|---------------|
| ELU         | 28.046        | 14.023                    | 23.84                      | 29.515        |
| ELS         | 21.307        | 10.653                    | 18.11                      |               |

## ➤ ELU



**Figure III.5:** Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELU.

## ➤ ELS

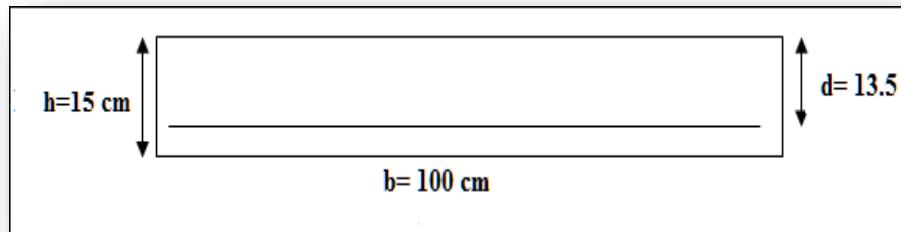


**Figure III.6:** Diagramme des moments en ELS.

○ **Calcul du Ferrailage**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Pour simplifier les calculs on prend  $e = 15$  cm.



**Figure III.7:** Section d'escalier à ferrailer.

Le tableau suivant représente le calcul de ferrailage à la flexion simple.

**Tableau III.4:** Ferrailage des escaliers.

| Désignation | M (KN.m) | b (cm) | d (cm) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (mm) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|----------|--------|--------|------------|----------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------|
| Travée      | 23.84    | 100    | 13.5   | 0.09       | 0.12     | 128.52 | 5.33                                | 1.96                                | 5HA12=5.65                             |
| Appuis      | 14.023   | 100    | 16.2   | 0.054      | 0.07     | 131.22 | 3.07                                | 1.96                                | 4HA10=3.14                             |

➤ Les armatures de répartition :  $A_t = \frac{As}{4}$

**Tableau III.5 :** les armatures de répartition.

| Désignation | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|-----------------------------------|----------------------------------------|
| Travée      | 1.41                              | 3HA8=1.51                              |
| Appuis      | 0.79                              | 3HA8=1.51                              |

○ **Espacement entre les armatures**

➤ **Armatures longitudinales**

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

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales**

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

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

○ **Vérifications**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{29.515 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➔ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

○ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (y - d) A_{s0} - n (d - y) A_s = 0$$

○ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n (y - d) A_{s0} - n (d - y)^2 A_s$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau III.6:** Vérification des contraintes à l'ELS.

|               | $M_{ser}$<br>(KN. m) | Y<br>(cm)   | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------------|----------------------|-------------|-------------------------|------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| <b>travée</b> | <b>18.11</b>         | <b>4.01</b> | <b>9512</b>             | <b>7.63</b>            | <b>15</b>                    | <b>C.V</b>                           |
| <b>Appuis</b> | <b>10.653</b>        | <b>3.13</b> | <b>6087.13</b>          | <b>5.48</b>            | <b>15</b>                    | <b>C.V</b>                           |

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$\text{Avec : } h = 0.15 \text{ m} \quad l = 4 \text{ m.} \quad A_{stt} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0375 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_0}{10 \times M_t} \rightarrow 0.0375 < 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_{sapp}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0019 < 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Donc il y'a un risque de la flèche:

## ➤ Calcul de la flèche

Il faut que :

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{100}$$

Avec:

$I_{fi}$ : L'inertie fissurée

$E_i$ : Module instantané de béton ( $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$ )

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times u} = 14273.44 \text{ cm}^4$$

$$u = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + n f_{t28}} = 0.28$$

$$\lambda i = \frac{0.05 f_{t28}}{2 + \left(3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 5.25$$

$$f = \frac{18.11 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 13154.99} = 0.0043 \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{400}{1000} = 0.45 \text{ .....CV}$$

## III.3.2 Escalier type 2 : (RDC)

## ➤ Volée 02

## a) Charges et surcharges

La volée :  $G_V = 8.79 \text{ KN/m}^2$

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

Le palier :  $G_P = 5.15 \text{ KN/m}^2$

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

Avec :

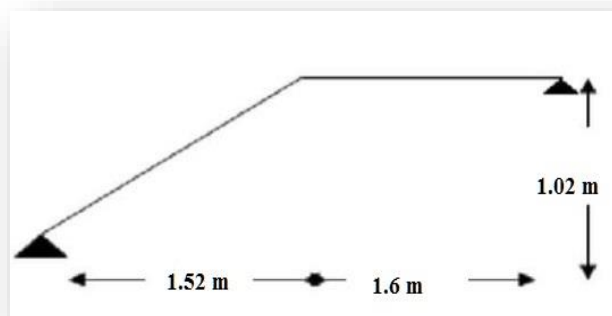
$G_V$  : Charge permanente de la volée

$Q_V$  : Charge variable de la volée

$G_P$  : Charge permanente du palier

$Q_P$  : Charge variable du palier

## b) Schéma statique



## c) Combinaisons des charges

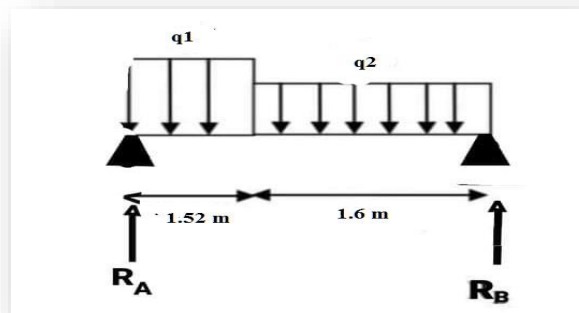
- E.L.U :  $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- E.L.S :  $P_{ser} = G + Q$

Les escaliers étudiés pour une bande de 1 m.

**Tableau III.7:** Les combinaisons des charges d'escalier type 2.

| Désignation | Volée q1 (KN/ml) | Palier q2 (KN/ml) |
|-------------|------------------|-------------------|
| ELU         | 15.62            | 10.70             |
| ELS         | 11.29            | 7.65              |

## ✓ Calcul des sollicitations



## d) Calcul des réactions

## ➤ ELU

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 3.12R_A - (15.62 \times 1.52 \times 2.36) - (10.70 \times 1.6 \times 0.8) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 22.34 \text{ KN}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.62 \times 1.52) + (10.70 \times 1.6)$$

$$\Rightarrow R_B = 18.52 \text{ KN}$$

## ➤ ELS

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 3.12R_A - (11.29 \times 0.6 \times 1.9) - (7.65 \times 1.6 \times 0.8) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 16.12 \text{ KN.}$$

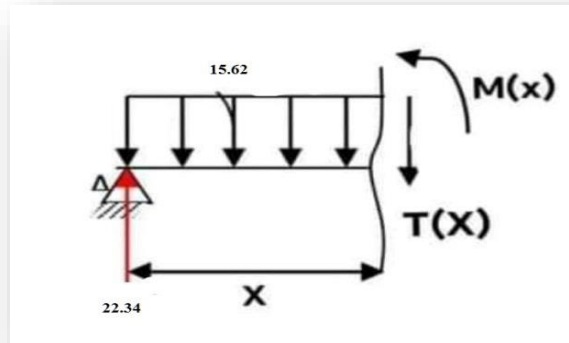
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.29 \times 0.6) + (7.65 \times 1.6)$$

$$\Rightarrow R_B = 13.28 \text{ KN.}$$

## e) Calcul des moments et efforts tranchants

## ➤ ELU

- Pour:  $0 \leq x \leq 1.52 \text{ m}$



### 1) Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 22.34 - 15.62 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 22.34 \text{ KN}$$

$$x = 1.52 \rightarrow T(x) = -1.4 \text{ KN}$$

### 2) Moment fléchissant

$$M(x) = 22.34 x - 15.62 \frac{x^2}{2}$$

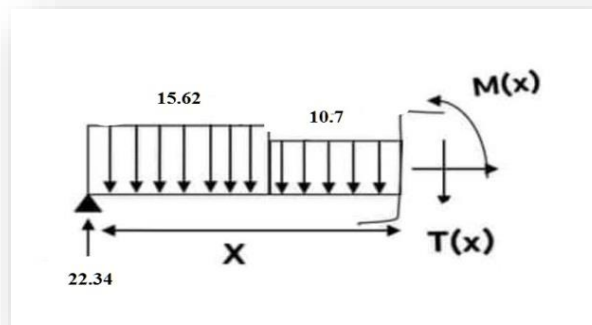
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 15.62 x - 22.34 = 0 \Rightarrow x = 1.43 \text{ m}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.43 \rightarrow M(x) = 15.97 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.52 \rightarrow M(x) = 15.91 \text{ KN.m}$$

○ Pour:  $1.52 \leq x \leq 3.12 \text{ m}$



### 1) Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 22.34 - 15.62 \times 1.52 - (x - 1.52) 10.7$$

$$x = 1.52 \rightarrow T(x) = -1.27 \text{ KN}$$

$$x = 3.12 \rightarrow T(x) = -18.39 \text{ KN}$$

$$T(x)_{\max} = 22.34 \text{ KN}$$

**2) Moment fléchissant**

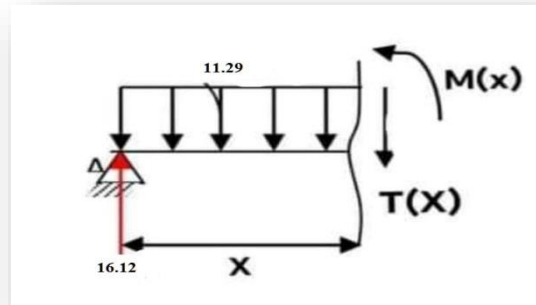
$$M(x) = 22.34 x - 1.52 \left(x - \frac{1.52}{2}\right) 15.62 - \frac{(x-1.52)^2}{2} 10.70$$

$$x = 1.52 \rightarrow M(x) = 15.90 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.12 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

**➤ ELS**

Pour:  $0 \leq x \leq 1.52 \text{ m}$

**1) Effort tranchant**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 16.12 - 11.29 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 16.12 \text{ KN}$$

$$x = 1.52 \rightarrow T(x) = -1.04 \text{ KN}$$

**2) Moment fléchissant**

$$M(x) = 16.12 x - 11.29 \frac{x^2}{2}$$

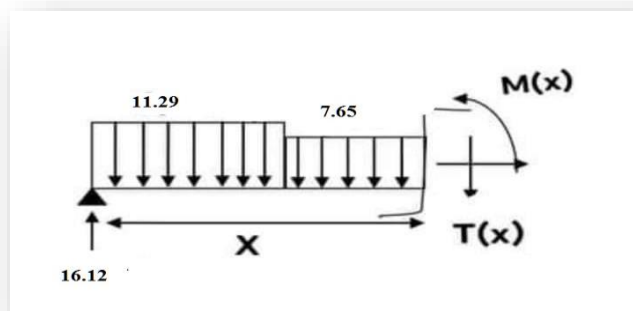
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 16.12 - 11.29 x = 0 \Rightarrow x = 1.43 \text{ m}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.43 \rightarrow 11.51 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.52 \rightarrow M(x) = 11.46 \text{ KN.m}$$

Pour:  $1.52 \leq x \leq 3.12 \text{ m}$



## 1) Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 16.12 - 11.26 \times 1.52 + (x - 1.52) 7.65$$

$$x = 1.52 \rightarrow T(x) = -1.03 \text{ KN}$$

$$x = 3.12 \rightarrow T(x) = -13.27 \text{ KN}$$

$$T(x)_{\max} = 16.12 \text{ KN}$$

## 2) Moment fléchissant

$$M(x) = 16.12 x - 1.52(x - \frac{1.52}{2}) 11.29 - 7.65 \frac{(x - 1.52)^2}{2}$$

$$x = 1.52 \rightarrow M(x) = 11 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.12 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

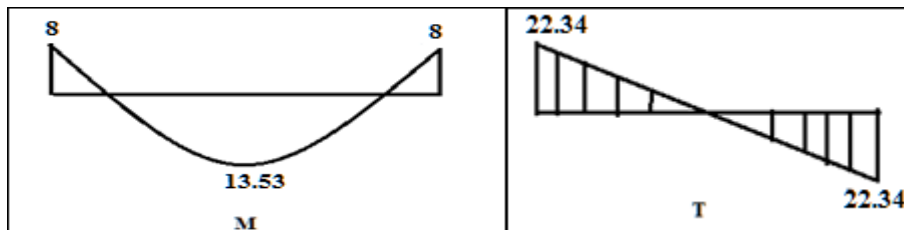
$$M(x)_{\max} = 11 \text{ KN.m}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant.

**Tableau III.8:** Tableau récapitulatif des sollicitations de Volée 02.

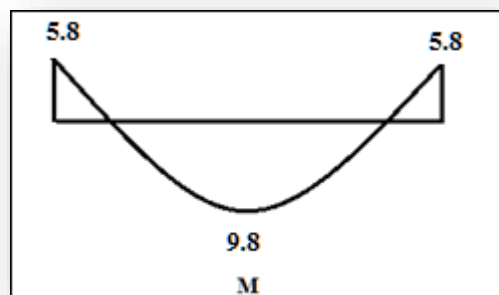
| Désignation | $M_0$ (KN. m) | $M_a = 0.5M_0$<br>(KN. m) | $M_t = 0.85M_0$<br>(KN. m) | $T_u$<br>(KN) |
|-------------|---------------|---------------------------|----------------------------|---------------|
| ELU         | 15.97         | 8                         | 13.57                      | 22.34         |
| ELS         | 11.51         | 5.8                       | 9.8                        | /             |

## ➤ E.L.U



**Figure III.8:** Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.

## ➤ E.L.S

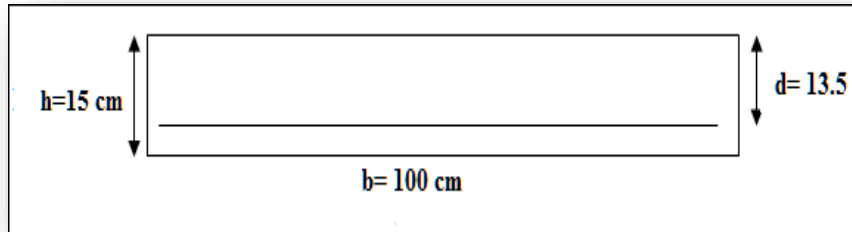


**Figure III.9:** Diagramme des moments en E.L.S.

○ **Calcul du Ferrailage**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion Simple; Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Pour simplifier les calculs on prend  $e = 15$  cm.



**Figure III.10:** Section d'escalier à ferrailer.

Le tableau suivant représente le calcul de ferrailage à la flexion simple.

**Tableau III.9:** Ferrailage des escaliers.

| Désignation | M (KN.) | b (cm) | d (cm) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (mm) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|---------|--------|--------|------------|----------|--------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| Travée      | 13.53   | 100    | 13.5   | 0.05       | 0.07     | 133.22 | 2.96                         | 1.96                         | 5HA10=3.93                      |
| Appuis      | 8       | 100    | 13.5   | 0.03       | 0.04     | 132.84 | 1.73                         | 1.96                         | 5HA8=2.51                       |

➤ Les armatures de répartition :  $A_t = \frac{As}{4}$

**Tableau III.10:** Les armatures de répartition.

| Désignation | $A_t$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|--------------------------|---------------------------------|
| Travée      | 0.98                     | 3HA8=1.51                       |
| Appuis      | 0.627                    | 3HA8=1.51                       |

○ **Espacement entre les armatures**

➤ **Armatures longitudinales**

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

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales**

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

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

○ **Vérifications**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.34 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➔ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

○ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (y - d) A_{s0} - n (d - y) A_s = 0$$

○ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n (y - d) A_{s0} - n (d - y)^2 A_s$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.11:** Vérification des contraintes à l'ELS.

|               | $M_{ser}$<br>(KN. m) | Y<br>(cm)   | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------------|----------------------|-------------|-------------------------|------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| <b>travée</b> | <b>9.8</b>           | <b>3.44</b> | <b>7322.87</b>          | <b>4.6</b>             | <b>15</b>                    | <b>C.V</b>                           |
| <b>Appuis</b> | <b>8</b>             | <b>2.83</b> | <b>5041.91</b>          | <b>4.49</b>            | <b>15</b>                    | <b>C.V</b>                           |

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$\text{Avec : } h = 0.15 \text{ m} \quad l = 3.12 \text{ m.} \quad A_{stt} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.048 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{c.n.v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_0}{10 \times M_t} \rightarrow 0.048 < 0.085 \dots\dots\dots \text{c.n.v}$$

$$\frac{A_{sapp}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0019 < 0.010 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

⇒ Donc il n'y a pas un risque de la flèche:

## ➤ Calcul de la flèche

Il faut que :

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{100}$$

Avec:

$I_{fi}$ : L'inertie fissurée

$E_i$ : Module instantané de béton ( $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$ )

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times u} = 17763.61 \text{ cm}^4$$

$$u = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + n f_{t28}} = -0.28$$

$$\lambda i = \frac{0.05 f_{t28}}{2 + \left(3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 14$$

$$f = \frac{7.22 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 17763.61} = 0.0012 \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{400}{1000} = 0.45 \text{ .....C.V}$$

## III.3.3 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre et de mur qui repose sur lui-même, aux charges transmises de l'escalier et aux moments de torsion.

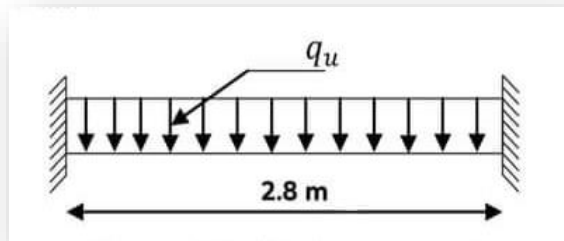


Figure III.11: Schéma statique de la poutre palière.

## III.3.3.1 Dimensionnement

On a :  $L = 2.8 \text{ m} = 280 \text{ cm}$

❖ D'après le BAEL, la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 18.66 \leq h \leq 28 \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

❖ D'après le RPA :

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

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ ..... CV}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \text{ ..... CV}$$

On adopte une section de  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ **Calcul à la flexion simple**

Charges revenant à la poutre palière:

○ **Poids propre**

$$G_0 = b \times h \times \gamma_b = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$$

○ **Poids du mur**

$$P_{mur} = G_{mur} \times h_{mur} = 2.810 \times 1.53 = 4.3 \text{ KN/m}$$

**Réaction** : La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$(R_B = q_{escalier})$$

○ **ELU** :  $q_{escalier} = 27.036 \text{ KN}$ 

$$q_u = 1.35 (G_0 + P_{mur}) + q_{escalier} = 1.35 (2.63 + 4.3) + 27.036 = 36.4 \text{ KN/m}$$

○ **ELS** :  $q_{escalier} = 19.475 \text{ KN}$ 

$$q_u = G_0 + P_{mur} + q_{escalier} = 2.63 + 4.3 + 19.475 = 26.405 \text{ KN/m}$$

➤ **Effort tranchant et moment fléchissant****1) Effort tranchant**

$$\text{ELU} : T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{36.4 \times 2.8}{2} = 50.96 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{26.405 \times 2.8}{2} = 36.97 \text{ KN}$$

**2) Moment fléchissant**

$$M_{0U} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{36.4 \times 2.8^2}{8} = 35.7 \text{ KN}$$

$$M_{0S} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{26.405 \times 2.8^2}{8} = 25.9 \text{ KN}$$

○ **En travée**

$$\text{ELU} : M_{tu} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 35.7 = 30.35 \text{ KN. m}$$

$$\text{ELS} : M_{ts} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 25.9 = 22 \text{ KN. m}$$

○ **Sur appuis**

$$\text{ELU} : M_{au} = 0.5 M_0 = 17.85 \text{ KN. m}$$

$$\text{ELS} : M_{as} = 0.5 M_0 = 12.95 \text{ KN. m}$$

**III.3.3.2 Calcul du ferrailage**

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

➤ **Armatures Principales**

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III.12: Tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière.

| Désignation | M<br>(KN.m) | b<br>(cm) | d<br>(cm) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z<br>(mm) | A <sub>cal</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Les<br>barres | A <sub>adp</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|-------------|-----------|-----------|------------|----------|-----------|----------------------------------------|----------------------------------------|---------------|----------------------------------------|
| Travée      | 30.35       | 30        | 31.5      | 0.072      | 0.093    | 303.28    | 2.87                                   | 1.14                                   | 3HA12         | 3.39                                   |
| Appuis      | 17.85       | 30        | 31.5      | 0.042      | 0.054    | 308.2     | 1.66                                   | 1.14                                   | 3HA10         | 2.36                                   |

## ➤ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1.4 \right) \rightarrow \phi_t = 1$$

On prend  $\phi_t = 6$  mm donc 4HA6  $\rightarrow A_t = 1.31 \text{ cm}^2$  (1 cadre + 1 étirer)

## ➤ L'espace

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \rightarrow St \leq \min (0.9 \times 31.5; 40 \text{ cm}) \quad St = 15 \text{ cm}$$

## III.3.3.3 Vérifications

## ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement à la flexion simple

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{50.96 \times 10^3}{3000 \times 315} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➔ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## ➤ Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

## ➤ Position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} by^2 + n (y - d) A_{s0} - n(d-y) A_s = 0$$

## ➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} by^3 + n (y - d) A_{s0} - n(d-y)^2 A_s$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.13: Vérification des contraintes à l'ELS.

|        | $M_{ser}$<br>(KN. m) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|--------|----------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| Travée | 25.9                 | 29.64     | 260482.10               | 2.94                   | 15                           | C.V                                  |
| Appuis | 17.85                | 7.38      | 23741.62                | 5.54                   | 15                           | C.V                                  |

## ➤ Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.185 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_0}{10 \times M_t} \rightarrow 0.125 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{sapp}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0024 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

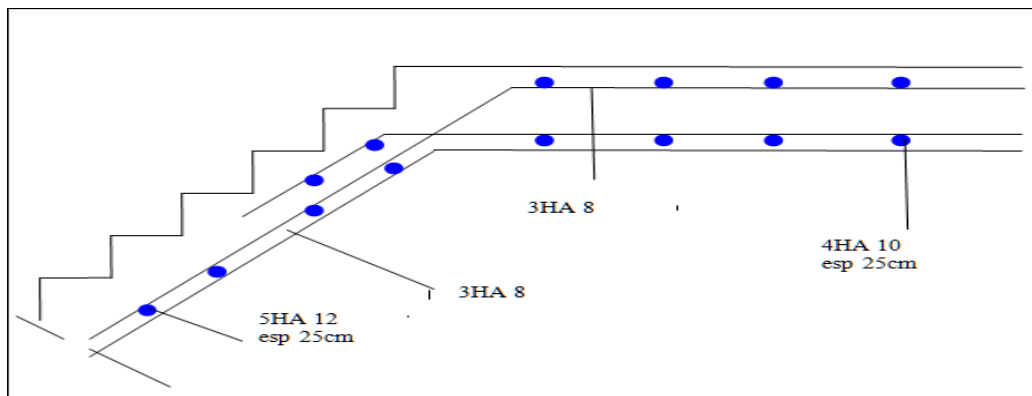


Figure III.12: Schéma de ferrailage d'escalier type 1.

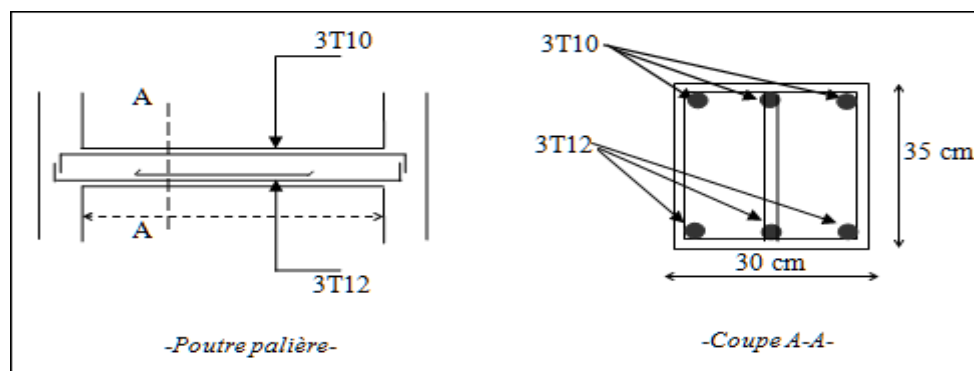
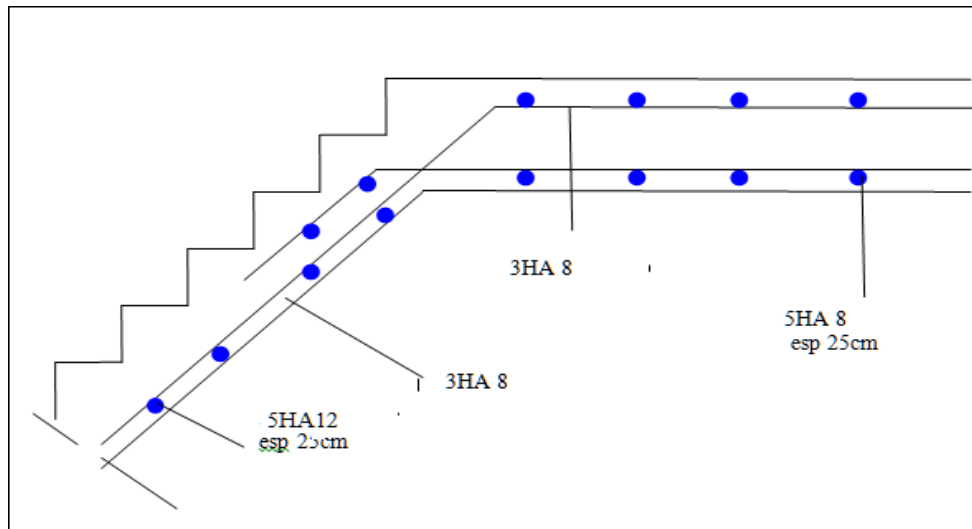


Figure III.13: Schéma de ferrailage de poutre palière.

**N.B** : le ferrailage de la poutre palière est le même dans la travée et au niveau d'appui.



**Figure III.14:** Schéma de ferrailage d'escalier type 2.

### III.4 Etude des planchers

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles.
- Dalle de compression.

#### III.4.1 Calcul des poutrelles

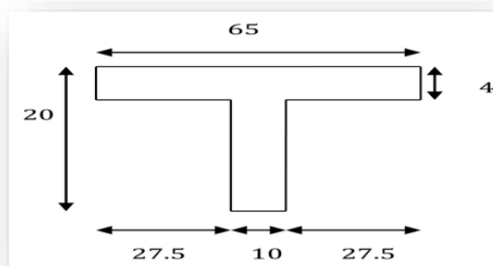
##### III.4.1.1 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère. Nos données :

$$b = 65\text{cm} \quad h_t = 20\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm} \quad b_0 = 10\text{cm}$$



**Figure III.15:** Schéma d'une poutrelle.

### III.4.1.2 Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement sous la charge  $Q$ .

Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant ( $M, V$ ) par la méthode de RDM (méthode des 3 moments).

Pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

#### A. La méthode forfaitaire

##### A.1 Domaine d'applications: BAEL 91(article B.6.2.2.1.0)

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \min(2 G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

On note :

- Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher à surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot ».
- Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

##### ➤ Application de la méthode "BAEL 91(E.1.2)"

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $q$

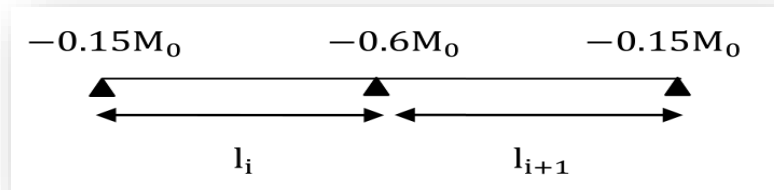
Et Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  avec  $\alpha$  : Coefficient traduit l'importance de  $\frac{Q}{Q+G}$

##### ➤ Moment sur appuis

1) **Appuis de rive:** Sur les appuis de rive les moments sont nuls, cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à  $(-0.15 M_0)$ .

2) **Appuis intermédiaires:**

- Poutres sur deux travées : Les moments sont de l'ordre de  $(-0.6 M_0)$

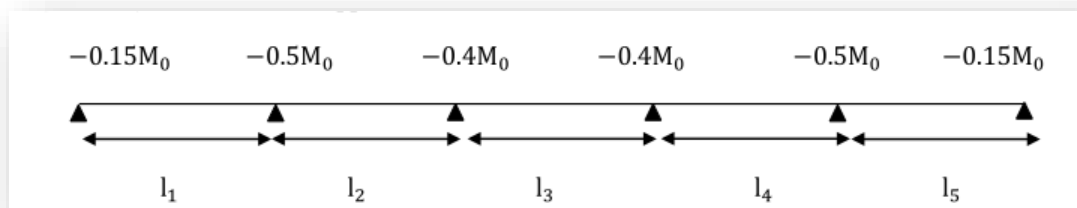


**Figure III.16:** Moments sur une poutre à deux travées.

- Poutres à plus de deux travées : Ces moments sont de l'ordre de :

$(-0.5 M_0)$  : Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

$(-0.4 M_0)$  : Pour les autres appuis intermédiaires.



**Figure III.17:** Moments sur une poutre à plus de deux travées.

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

$$M_0 = \frac{q L^2}{2}$$

#### ➤ Moment en Travées

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

❖ À l'ELU :

$$M_{t+} \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} (1+0.3 M_0 ; 1.05 M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire.}$$

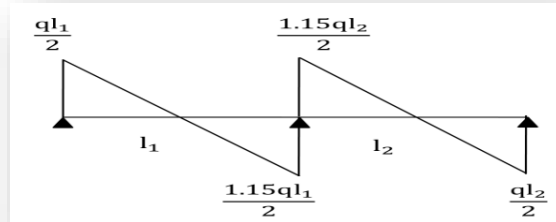
Tel que  $M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

#### ➤ Evaluation des efforts tranchants

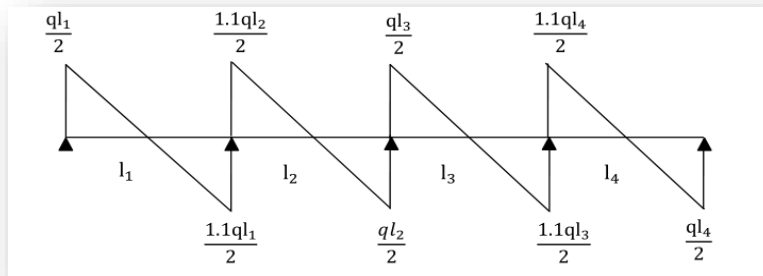
Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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



**Figure III.18:** Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.



**Figure III.19:** Diagramme des efforts tranchants d'une poutre plusieurs travées.

## A.2 La méthode de Caquot "BAEL 91 (Annexe E.2)"

### ➤ Domaine d'applications "BAEL 91(article B.6.2.2.20)"

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ( $Q \geq \min(2 G, 5 \text{ KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

### • Application de la méthode

#### ➤ Moment sur appuis "BAEL 91(article E.2.2.1)"

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 (l'_g + l'_d)}$$

Tel que :

$l'_g$  Et  $l'_d$  : longueur fictive.

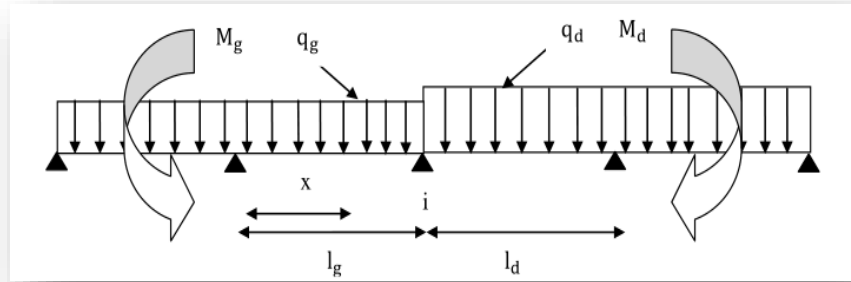
$q_d$  et  $q_g$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

$l' = -0.8 l$  : travée intermédiaire

1 : travée de rive

➤ **Moment en travée "BAEL 91(article E.2.2.2)"**

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \quad \text{Avec} \quad M_0 = q \left(\frac{x}{2}\right) (l-x)$$



**Figure III.20:** Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

➤ **Effort tranchant "BAEL 91(Article E.2.2.3)"**

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

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

$M_d$ : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_g$ : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$l$ : Portée de la travée.

➤ **Méthode de Caquot minoré**

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente  $G$  par une charge permanente minorée :

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

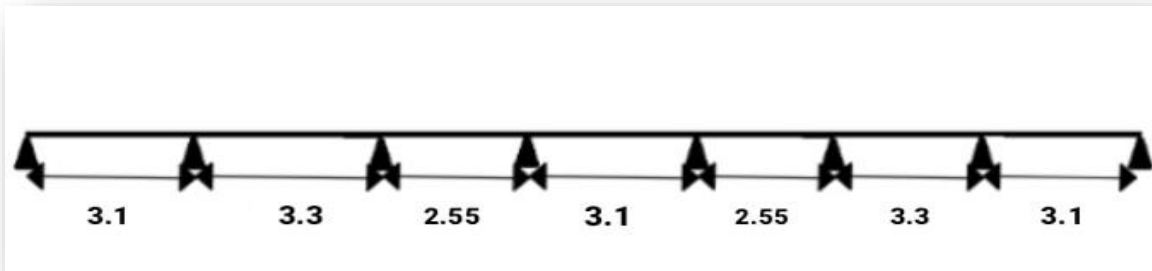
Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle  $G$ .

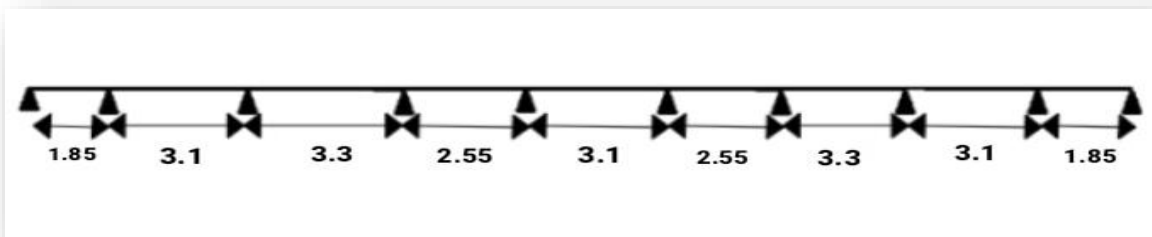
➤ **Les différents types des poutrelles**

Dans notre cas on distingue:

- Type 1



- Type 2



- Type 3



### III.4.1.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles

#### 🚧 Plancher terrasse inaccessible

$$G = 6.336 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 6.336 + 1.5 \times 1) 0.65 = 6.53 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = (6.336 + 1) 0.65 = 4.77 \text{ KN/ml.}$$

#### 🚧 Plancher étage courant

$$G = 5.24 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 5.24 + 1.5 \times 1.5) 0.65 = 6.06 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = (5.24 + 1.5) 0.65 = 4.4 \text{ KN/ml.}$$

### III.4.1.4 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, nous disposons de deux natures de poutrelles :

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

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

| Types de poutrelles | Conditions d'application de la méthode forfaitaire | Vérification       | Méthode adoptée           |
|---------------------|----------------------------------------------------|--------------------|---------------------------|
| Types : 1.2         | $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$           | Non vérifiées      | Méthode de Caquot minorée |
| Type : 3            |                                                    | Poutre isostatique | Méthode de la RDM         |

#### III.4.1.5 Les sollicitations dans les différents types des poutrelles

##### ➤ Plancher terrasse inaccessible

- Type 1

##### ○ ELU

**Tableau III.14:** Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 1 (terrasse inaccessible)).

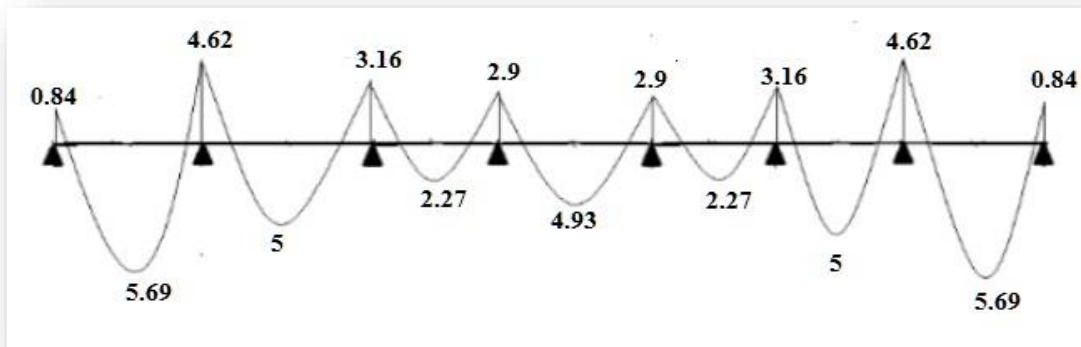
| travée | l    | l'   | q <sub>u</sub> | q' <sub>u</sub> | M <sub>g</sub> | M <sub>d</sub> | x    | M <sub>0</sub> | M <sub>t</sub> | T <sub>g</sub> | T <sub>d</sub> |
|--------|------|------|----------------|-----------------|----------------|----------------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| AB     | 3.1  | 3.1  | 6.52           | 4.68            | -0.84          | -4.62          | 1.32 | 7.66           | 5.69           | 8.62           | -11.6          |
| BC     | 3.3  | 2.64 | 6.52           | 4.68            | -4.62          | -3.16          | 1.71 | 8.86           | 5              | 11.2           | -10.32         |
| CD     | 2.55 | 2.04 | 6.52           | 4.68            | -3.16          | -2.9           | 1.29 | 5.3            | 2.27           | 8.41           | -8.21          |
| DE     | 3.1  | 2.48 | 6.52           | 4.68            | -2.9           | -2.9           | 1.55 | 7.83           | 4.93           | 10.106         | -10.106        |
| EF     | 2.55 | 2.04 | 6.52           | 4.68            | -2.9           | -3.16          | 1.26 | 5.3            | 2.27           | 8.21           | -8.41          |
| FG     | 3.3  | 2.64 | 6.52           | 4.68            | -3.16          | -4.62          | 1.58 | 8.86           | 5              | 10.32          | -11.2          |
| GH     | 3.1  | 3.1  | 6.52           | 4.68            | -4.62          | -0.84          | 1.78 | 7.66           | 5.69           | 11.6           | -8.62          |

##### ○ ELS

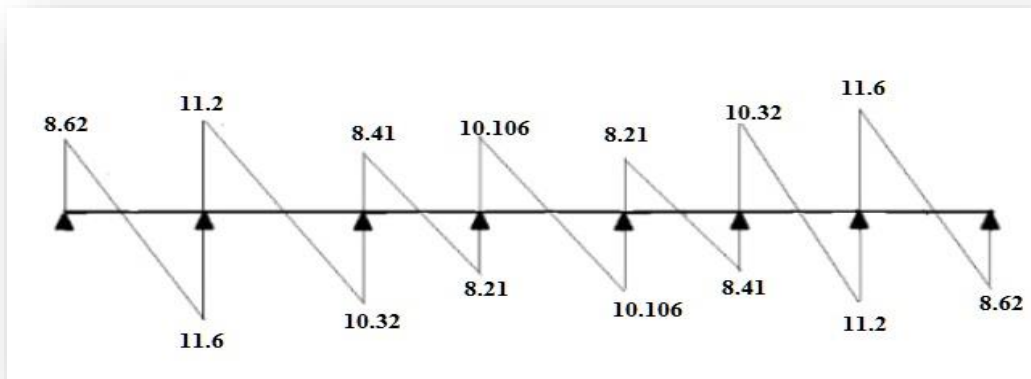
**Tableau III.15:** Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 1 (terrasse inaccessible)).

| travée | l    | l'   | q <sub>u</sub> | q' <sub>u</sub> | M <sub>g</sub> | M <sub>d</sub> | x    | M <sub>0</sub> | M <sub>t</sub> | T <sub>g</sub> | T <sub>d</sub> |
|--------|------|------|----------------|-----------------|----------------|----------------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| AB     | 3.1  | 3.1  | 4.76           | 3.4             | -0.61          | -3.36          | 1.32 | 5.6            | 5.17           | 6.3            | -8.46          |
| BC     | 3.3  | 2.64 | 4.76           | 3.4             | -3.36          | -2.3           | 1.71 | 6.47           | 3.66           | 8.18           | -7.53          |
| CD     | 2.55 | 2.04 | 4.76           | 3.4             | -2.3           | -2.1           | 1.29 | 3.87           | 1.68           | 6.15           | -6             |
| DE     | 3.1  | 2.48 | 4.76           | 3.4             | -2.1           | -2.1           | 1.55 | 5.717          | 2.66           | 7.38           | -7.38          |
| EF     | 2.55 | 2.04 | 4.76           | 3.4             | -2.1           | -2.3           | 1.26 | 3.87           | 1.68           | 6              | -6.15          |
| FG     | 3.3  | 2.64 | 4.76           | 3.4             | -2.3           | -3.36          | 1.58 | 6.47           | 3.66           | 7.53           | -8.18          |
| GH     | 3.1  | 3.1  | 4.76           | 3.4             | -3.36          | -0.61          | 1.78 | 5.6            | 5.17           | 8.46           | -6.3           |

➤ ELU

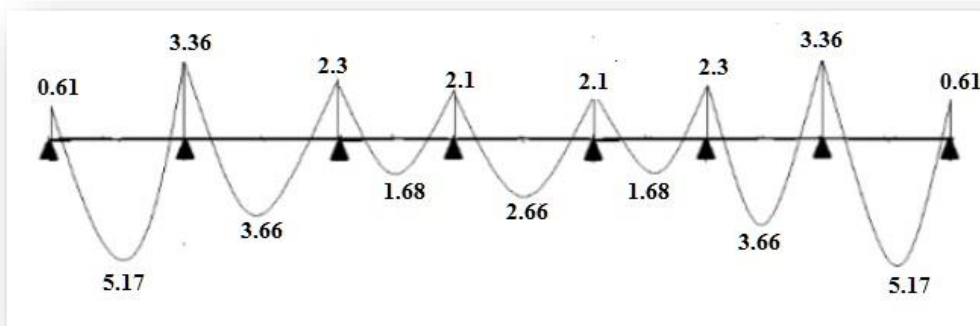


M



T

➤ ELS



M

Figure III.21: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01.

- Type 2

- ELU

**Tableau III.16:** Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2 (terrasse inaccessible)).

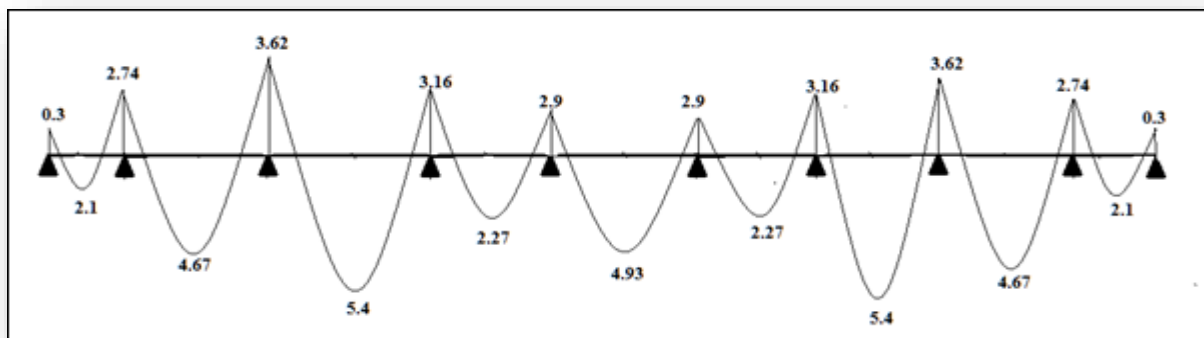
| travée | l    | l'   | $q_u$ | $q'_u$ | $M_g$ | $M_d$ | x    | $M_0$ | $M_t$ | $T_g$  | $T_d$   |
|--------|------|------|-------|--------|-------|-------|------|-------|-------|--------|---------|
| AB     | 1.85 | 1.85 | 6.52  | 4.68   | -0.3  | -2.71 | 0.7  | 2.62  | 2.1   | 4.55   | -7.51   |
| BC     | 3.1  | 2.48 | 6.52  | 4.68   | -2.74 | -3.62 | 1.5  | 7.82  | 4.67  | 9.81   | -10.4   |
| CD     | 3.3  | 2.64 | 6.52  | 4.68   | -3.62 | -3.16 | 1.67 | 8.87  | 5.4   | 10.9   | -10.61  |
| DE     | 2.55 | 2.04 | 6.52  | 4.68   | -3.16 | -2.9  | 1.29 | 5.3   | 2.27  | 8.41   | -8.21   |
| EF     | 3.1  | 2.48 | 6.52  | 4.68   | -2.9  | -2.9  | 1.55 | 7.83  | 4.93  | 10.106 | -10.106 |
| FG     | 2.55 | 2.04 | 6.52  | 4.68   | -2.9  | -3.16 | 1.26 | 5.3   | 2.27  | 8.21   | -8.41   |
| GH     | 3.3  | 2.64 | 6.52  | 4.68   | -3.16 | -3.62 | 1.62 | 8.87  | 5.4   | 10.61  | -10.9   |
| HI     | 3.1  | 2.48 | 6.52  | 4.68   | -3.62 | -2.74 | 1.6  | 7.82  | 4.67  | 10.4   | -9.81   |
| IJ     | 1.85 | 1.85 | 6.52  | 4.68   | -2.71 | -0.3  | 1.15 | 2.62  | 2.1   | 7.51   | -4.55   |

- ELS

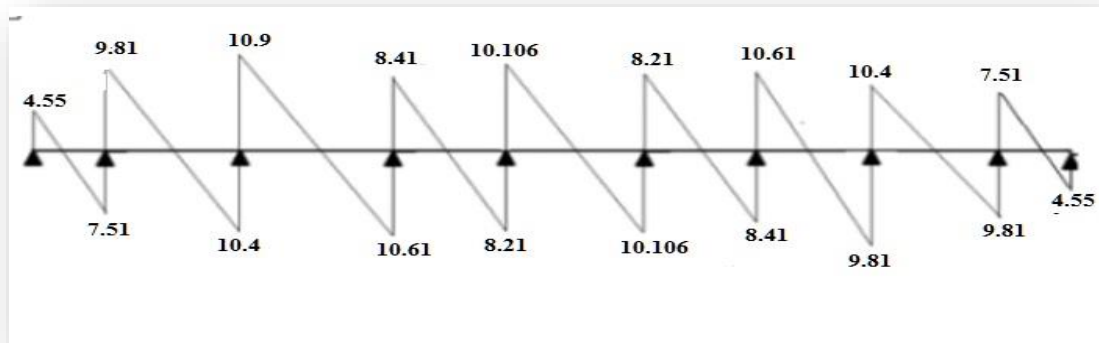
**Tableau III.17:** Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2 (terrasse inaccessible)).

| travée | l    | l'   | $q_u$ | $q'_u$ | $M_g$ | $M_d$ | x    | $M_0$ | $M_t$ | $T_g$ | $T_d$ |
|--------|------|------|-------|--------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| AB     | 1.85 | 1.85 | 4.76  | 3.4    | -0.22 | -2    | 0.7  | 1.92  | 1.2   | 3.32  | -5.48 |
| BC     | 3.1  | 2.48 | 4.76  | 3.4    | -2    | -2.63 | 1.5  | 5.712 | 3.402 | 7.17  | -7.6  |
| CD     | 3.3  | 2.64 | 4.76  | 3.4    | -2.63 | -2.3  | 1.67 | 6.48  | 3.94  | 8     | -7.8  |
| DE     | 2.55 | 2.04 | 4.76  | 3.4    | -2.3  | -2.1  | 1.29 | 3.87  | 1.68  | 6.15  | -6    |
| EF     | 3.1  | 2.48 | 4.76  | 3.4    | -2.1  | -2.1  | 1.55 | 5.71  | 3.61  | 7.38  | -7.38 |
| FG     | 2.55 | 2.04 | 4.76  | 3.4    | -2.1  | -2.3  | 1.26 | 3.87  | 1.68  | 6     | -6.15 |
| GH     | 3.3  | 2.64 | 4.76  | 3.4    | -2.3  | -2.63 | 1.62 | 6.48  | 3.94  | 7.8   | -8    |
| HI     | 3.1  | 2.48 | 4.76  | 3.4    | -2.63 | -1.97 | 1.6  | 5.712 | 3.402 | 7.6   | -7.17 |
| IJ     | 1.85 | 1.85 | 4.76  | 3.4    | -1.97 | -0.21 | 1.13 | 1.71  | 1.05  | 5.48  | -3.32 |

- ELU

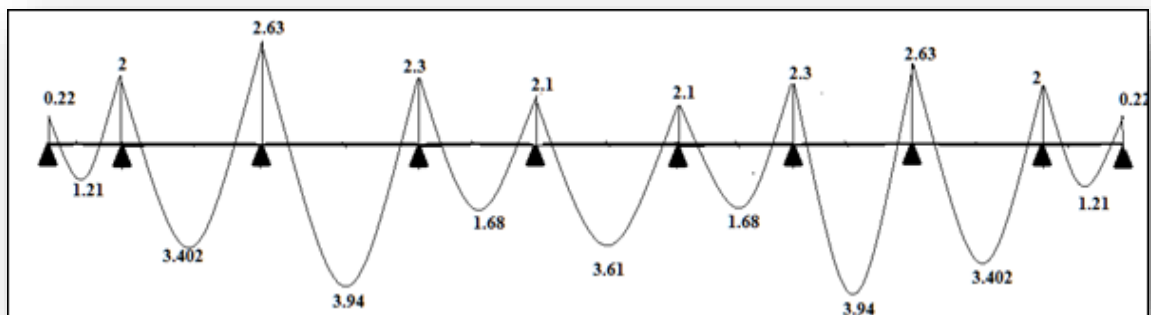


M



T

## ➤ ELS



M

Figure III.22: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02

## • Type 3

- Poutrelle à deux travées (Terrasse inaccessible):appliquons la Méthode forfaitaire.

## ❖ ELU

$$q_u = 6.52 \text{ KN}$$

## ➤ Calcul les moments isostatique

$$\text{Travée (AB): } M_{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.52 \times 3.1^2}{8} = 7.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (BC): } M_{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.52 \times 3.3^2}{8} = 8.9 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul les moments sur appuis

$$M_A = M_c = -0.15 M_0^{max} = -0.15 \times 8.9 = -1.34 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max (M_A, M_B) = -0.6 \times 8.9 = -5.34 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul les moments sur travée

$$\text{Soit } \alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{1}{1+6.33} = 0.14$$

- **Travée de rive (AB) :**  $M_t \geq + \left( \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0$  dans une travée de rive.

$$M_t \geq + \left( \frac{1.2+0.3 \times 0.14}{2} \right) 7.83 = 4.9 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \left( \frac{M_g + M_d}{2} \right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)] M_0$$

$$M_t + \left( \frac{0+5.34}{2} \right) \geq [\max(1 + 0.3 \times 0.14 ; 1.05)] 7.83$$

$$M_t = 5.55 \text{ KN.m} \rightarrow M_{tAB} = 5.55 \text{ KN.m}$$

- **Travée de rive (BC) :**  $M_t \geq + \left( \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0$  dans une travée de rive.

$$M_t \geq + \left( \frac{1.2+0.3 \times 0.14}{2} \right) 8.9 = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \left( \frac{M_g + M_d}{2} \right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)] M_0$$

$$M_t + \left( \frac{5.34+0}{2} \right) \geq [\max(1 + 0.3 \times 0.14 ; 1.05)] 8.9$$

$$M_t = 6.7 \text{ KN.m} \rightarrow M_{tBC} = 6.7 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.18:** Terrasse inaccessible cas de l'E.L.U.

| Travée | L   | M <sub>0</sub> | M <sub>g</sub> | M <sub>d</sub> | M <sub>t</sub> |
|--------|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|
| AB     | 3.1 | 7.83           | -1.34          | -5.34          | 4.9            |
| BC     | 3.3 | 8.9            | -5.34          | -1.34          | 5.53           |

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

- **Travée de rive (AB)**

$$V_1 = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.52 \times 3.1}{2} = 10.106 \text{ KN}$$

$$V_2 = -1.15 V_1 = -11.62 \text{ KN}$$

- **Travée de rive (BC)**

$$V_2 = 1.15 V_1 = 11.62 \text{ KN}$$

$$V_1 = -\frac{q_u \times l}{2} = -\frac{6.52 \times 3.3}{2} = -10.8 \text{ KN}$$

❖ **E.L.S**

$$q_u = 4.76 \text{ KN}$$

➤ **Calcul les moments isostatique**

$$\text{Travée (AB): } M_{AB} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.76 \times 3.1^2}{8} = 5.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (BC): } M_{BC} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.76 \times 3.3^2}{8} = 6.48 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul les moments sur appuis**

$$M_A = M_C = -0.15 M_0^{max} = -0.15 \times 6.48 = -1 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_A, M_B) = -0.6 \times 6.48 = -3.9 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul les moments sur travée

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+4.76} = 0.17$$

## - Travée de rive (AB)

$$M_t \geq + \left( \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

$$M_t \geq + \left( \frac{1.2+0.3 \times 0.17}{2} \right) 5.72 = 3.6 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \left( \frac{M_g + M_d}{2} \right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)] M_0$$

$$M_t + \left( \frac{0+6.48}{2} \right) \geq [\max(1 + 0.3 \times 0.17 ; 1.05)] 5.72$$

$$M_t = 2.77 \text{ KN.m} \rightarrow M_{tAB} = 2.77 \text{ KN.m}$$

## - Travée de rive (BC)

$$M_t \geq + \left( \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

$$M_t \geq + \left( \frac{1.2+0.3 \times 0.17}{2} \right) 6.48 = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \left( \frac{M_g + M_d}{2} \right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)] M_0$$

$$M_t + \left( \frac{6.48+0}{2} \right) \geq [\max(1 + 0.3 \times 0.14 ; 1.05)] 6.48$$

$$M_t = 3.6 \text{ KN.m} \rightarrow M_{tBC} = 3.6 \text{ KN.m}$$

Tableau III.19: Terrasse inaccessible cas de l'E.L.S.

| Travée | L   | M <sub>0</sub> | M <sub>g</sub> | M <sub>d</sub> | M <sub>t</sub> |
|--------|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|
| AB     | 3.1 | 5.72           | -1             | -3.9           | 2.77           |
| BC     | 3.3 | 6.48           | -3.9           | -1             | 3.6            |

## ➤ Evaluation des efforts tranchants

## • Travée de rive (AB)

$$V_1 = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.76 \times 3.1}{2} = 7.4 \text{ KN}$$

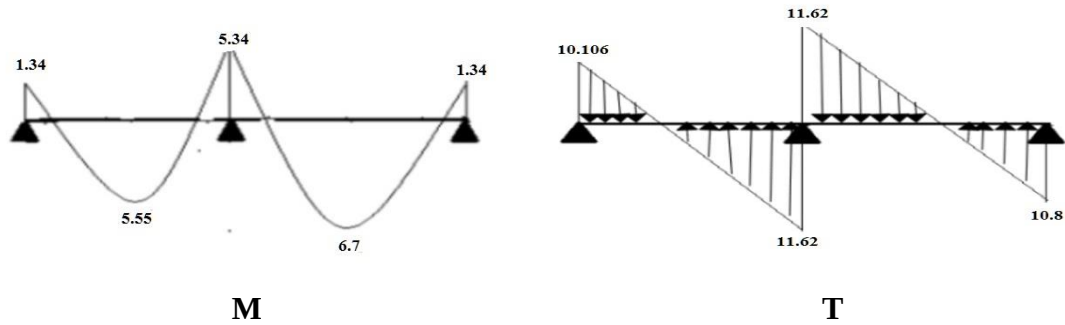
$$V_2 = -1.15 V_1 = -8.51 \text{ KN}$$

## • Travée de rive (BC)

$$V_2 = 1.15 V_1 = 8.51 \text{ KN}$$

$$V_1 = -\frac{q_s \times l}{2} = -\frac{4.76 \times 3.3}{2} = -7.9 \text{ KN}$$

- ELU



- ELS

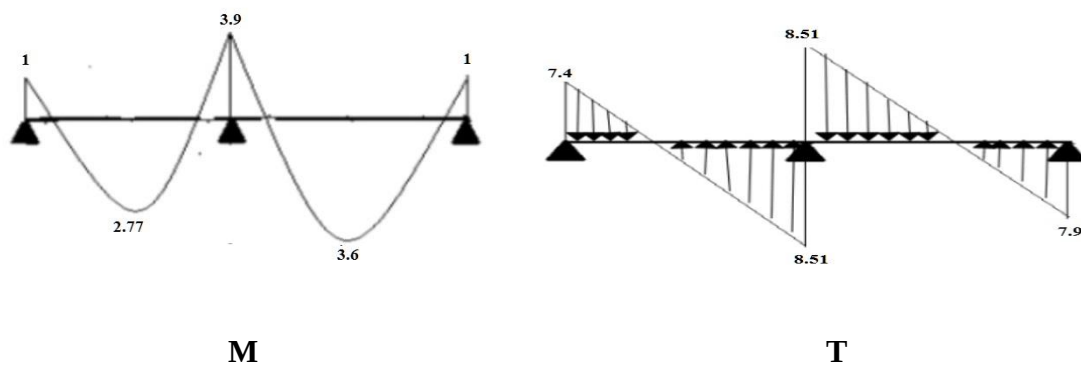


Figure III.23: Evaluation des moments et efforts tranchants type 03.

➤ Plancher étage courant

❖ Type 1

○ ELU

Tableau III.20: Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 1 (étage courant)).

| travée | l    | l'   | $q_u$ | $q'_u$ | $M_g$ | $M_d$ | x    | $M_0$ | $M_t$ | $T_g$ | $T_d$  |
|--------|------|------|-------|--------|-------|-------|------|-------|-------|-------|--------|
| AB     | 3.1  | 3.1  | 6.09  | 4.55   | -0.83 | -4.5  | 1.31 | 7.21  | 5.31  | 8     | -10.9  |
| BC     | 3.3  | 2.64 | 6.09  | 4.55   | -4.5  | -3.1  | 1.72 | 8.3   | 4.84  | 10.49 | -9.64  |
| CD     | 2.55 | 2.04 | 6.09  | 4.55   | -3.1  | -2.8  | 1.29 | 5     | 2.05  | 7.9   | -7.66  |
| DE     | 3.1  | 2.48 | 6.09  | 4.55   | -2.8  | -2.8  | 1.55 | 7.33  | 4.53  | 9.46  | -9.46  |
| EF     | 2.55 | 2.04 | 6.09  | 4.55   | -2.8  | -3.1  | 1.26 | 5.5   | 2.05  | 7.66  | -7.9   |
| FG     | 3.3  | 2.64 | 6.09  | 4.55   | -3.1  | -4.5  | 1.58 | 8.3   | 4.84  | 9.64  | -10.49 |
| GH     | 3.1  | 3.1  | 6.09  | 4.55   | -4.5  | -0.83 | 1.77 | 7.21  | 5.31  | 10.9  | -8     |

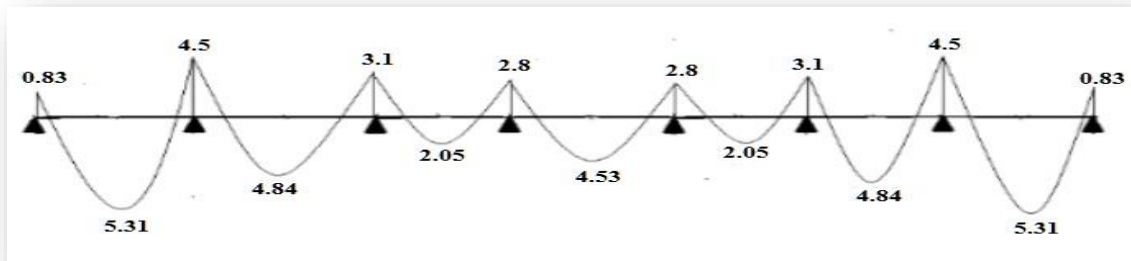
○ ELS

Tableau III.21: Sollicitation à l'ELS (poutrelle type 1 (étage courant)).

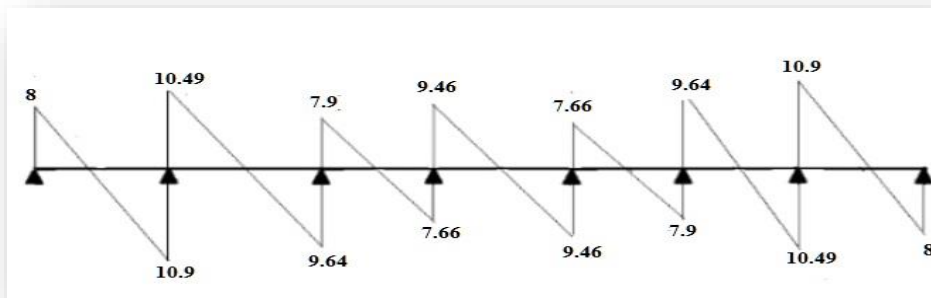
| travée | l    | l'   | $q_u$ | $q'_u$ | $M_g$ | $M_d$ | x    | $M_0$ | $M_t$ | $T_g$ | $T_d$ |
|--------|------|------|-------|--------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| AB     | 3.1  | 3.1  | 4.407 | 3.26   | -0.6  | -3.22 | 1.31 | 5.16  | 3.8   | 5.78  | -7.86 |
| BC     | 3.3  | 2.64 | 4.407 | 3.26   | -3.22 | -2.2  | 1.72 | 6     | 3.31  | 7.57  | -7    |
| CD     | 2.55 | 2.04 | 4.407 | 3.26   | -2.2  | -2.01 | 1.29 | 3.6   | 1.51  | 5.71  | -5.25 |

|    |      |      |       |      |       |       |      |      |      |      |       |
|----|------|------|-------|------|-------|-------|------|------|------|------|-------|
| DE | 3.1  | 2.48 | 4.407 | 3.26 | -2.01 | -2.01 | 1.55 | 5.28 | 2.39 | 6.82 | -6.82 |
| EF | 2.55 | 2.04 | 4.407 | 3.26 | -2.01 | -2.2  | 1.26 | 3.6  | 1.51 | 5.25 | -5.71 |
| FG | 3.3  | 2.64 | 4.407 | 3.26 | -2.2  | -3.22 | 1.58 | 6    | 3.31 | 7    | -7.57 |
| GH | 3.1  | 3.1  | 4.407 | 3.26 | -3.22 | -0.6  | 1.77 | 5.16 | 3.8  | 7.86 | -5.78 |

## ➤ ELU

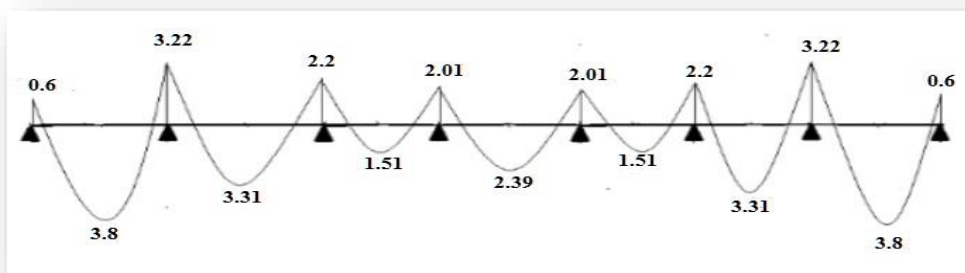


M



T

## ➤ ELS



M

Figure III.24: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01.

## ❖ Type 2

## ○ ELU

Tableau III.22: Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2 (étage courant)).

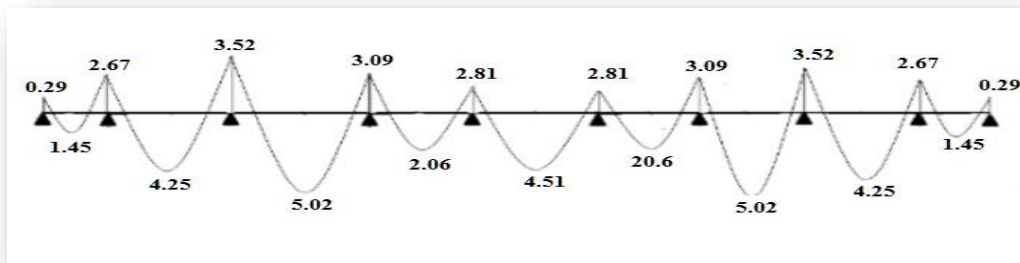
| travée | l    | l'   | q <sub>u</sub> | q' <sub>u</sub> | M <sub>g</sub> | M <sub>d</sub> | x    | M <sub>0</sub> | M <sub>t</sub> | T <sub>g</sub> | T <sub>d</sub> |
|--------|------|------|----------------|-----------------|----------------|----------------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| AB     | 1.85 | 1.85 | 6.1            | 4.55            | -0.29          | -2.67          | 0.7  | 2.46           | 1.45           | 4.20           | -7.08          |
| BC     | 3.1  | 2.48 | 6.1            | 4.55            | -2.67          | -3.52          | 1.51 | 7.32           | 4.25           | 9.19           | -9.73          |
| CD     | 3.3  | 2.64 | 6.1            | 4.55            | -3.52          | -3.09          | 1.67 | 8.30           | 5.02           | 10.20          | -9.94          |
| DE     | 2.55 | 2.04 | 6.1            | 4.55            | -3.09          | -2.81          | 1.3  | 5              | 2.06           | 7.89           | -7.67          |
| EF     | 3.1  | 2.48 | 6.1            | 4.55            | -2.81          | -2.8           | 1.55 | 7.33           | 4.51           | 9.46           | -9.46          |
| FG     | 2.55 | 2.04 | 6.1            | 4.55            | -2.81          | -3.09          | 1.3  | 5              | 2.06           | 7.67           | -7.89          |
| GH     | 3.3  | 2.64 | 6.1            | 4.55            | -3.09          | -3.52          | 1.63 | 8.30           | 5.02           | 4.94           | -10.20         |
| HI     | 3.1  | 2.48 | 6.1            | 4.55            | -3.52          | -2.67          | 1.6  | 7.32           | 4.25           | 9.73           | -9.19          |
| IJ     | 1.85 | 1.85 | 6.1            | 4.55            | -2.67          | -0.29          | 1.17 | 2.46           | 1.45           | 7.08           | -4.20          |

o ELS

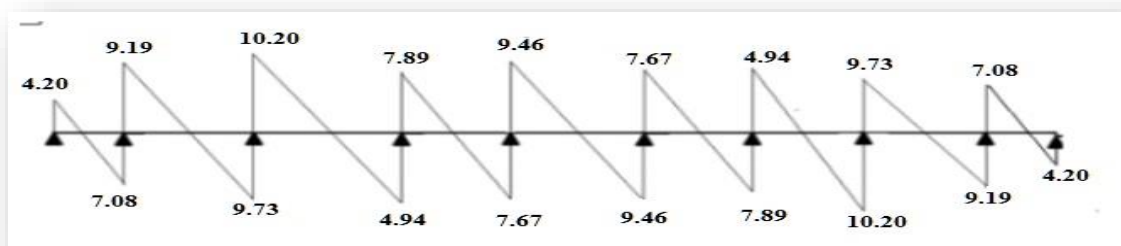
Tableau III.23 : Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2 (étage courant)).

|    | l    | l'   | q <sub>u</sub> | q' <sub>u</sub> | M <sub>g</sub> | M <sub>d</sub> | x    | M <sub>0</sub> | M <sub>t</sub> | T <sub>g</sub> | T <sub>d</sub> |
|----|------|------|----------------|-----------------|----------------|----------------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| AB | 1.85 | 1.85 | 4.41           | 3.26            | -0.21          | -1.91          | 0.7  | 1.78           | 1.06           | 3.05           | -5.11          |
| BC | 3.1  | 2.48 | 4.41           | 3.26            | -1.91          | -2.52          | 1.51 | 5.29           | 3.09           | 6.64           | -7.04          |
| CD | 3.3  | 2.64 | 4.41           | 3.26            | -2.52          | -2.20          | 1.67 | 6              | 3.66           | 7.38           | -7.18          |
| DE | 2.55 | 2.04 | 4.41           | 3.26            | -2.20          | -2.1           | 1.3  | 3.58           | 1.48           | 6.69           | -6             |
| EF | 3.1  | 2.48 | 4.41           | 3.26            | -2.1           | -2.1           | 1.55 | 5.3            | 3.28           | 6.84           | -5.55          |
| FG | 2.55 | 2.04 | 4.41           | 3.26            | -2.1           | -2.20          | 1.26 | 3.58           | 1.48           | 5.55           | -6.84          |
| GH | 3.3  | 2.64 | 4.41           | 3.26            | -2.20          | -2.52          | 1.63 | 6              | 3.66           | 7.18           | -7.38          |
| HI | 3.1  | 2.48 | 4.41           | 3.26            | -2.52          | -1.91          | 1.59 | 5.29           | 3.09           | 7.04           | -6.64          |
| IJ | 1.85 | 1.85 | 4.41           | 3.26            | -1.91          | -0.21          | 1.16 | 1.78           | 1.06           | 5.11           | -3.05          |

o ELU

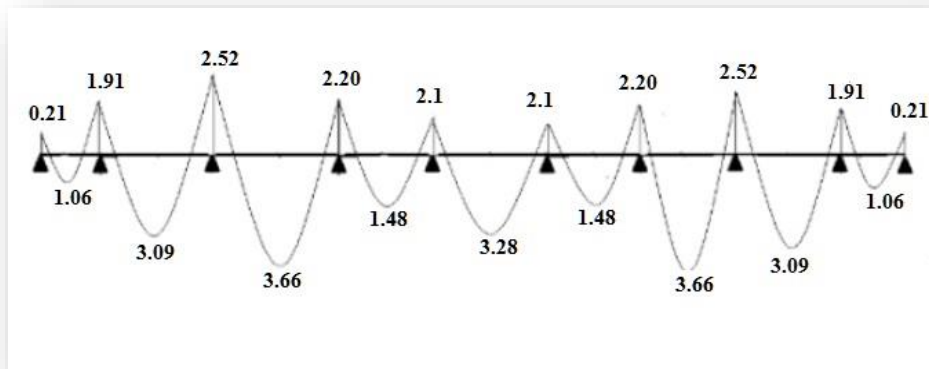


M



T

○ ELS



T

Figure III.25: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02.

• Type 3

- Poutrelle à deux travées (étage courant): appliquons la Méthode forfaitaire.

❖ ELU

- Calcul les moments isostatique

| Travée | L   | M <sub>0</sub> | M <sub>g</sub> | M <sub>d</sub> | M <sub>t</sub> |
|--------|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|
| AB     | 3.1 | 7.33           | -1.25          | -5             | 5.31           |
| BC     | 3.3 | 8.3            | -5             | -1.25          | 6.47           |

- Evaluation des efforts tranchants

- Travée de rive (AB)

$$V_1 = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.1 \times 3.1}{2} = 9.5 \text{ KN}$$

$$V_2 = -1.15 V_1 = -10.93 \text{ KN}$$

- Travée de rive (BC)

$$V_2 = 1.15 V_1 = 10.93 \text{ KN}$$

$$V_1 = -\frac{q_u \times l}{2} = -\frac{6.1 \times 3.3}{2} = -10.1 \text{ KN}$$

❖ E.L.S

- Calcul les moments isostatique

| Travée | L   | M <sub>0</sub> | M <sub>g</sub> | M <sub>d</sub> | M <sub>t</sub> |
|--------|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|
| AB     | 3.1 | 5.3            | -0.9           | -3.6           | 2.75           |
| BC     | 3.3 | 6              | -3.6           | -0.9           | 3.4            |

- Evaluation des efforts tranchants

• Travée de rive (AB)

$$V_1 = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.407 \times 3.1}{2} = 6.83 \text{ KN}$$

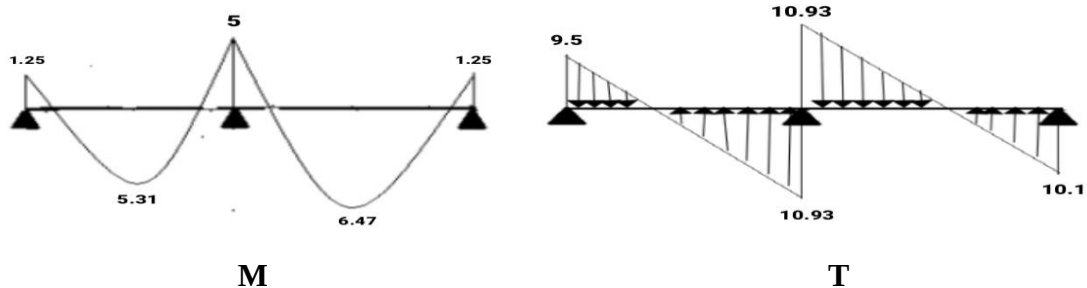
$$V_2 = -1.15 V_1 = -7.9 \text{ KN}$$

• Travée de rive (BC)

$$V_2 = 1.15 V_1 = 7.9 \text{ KN}$$

$$V_1 = -\frac{q_s \times l}{2} = -\frac{4.407 \times 3.3}{2} = -7.27 \text{ KN}$$

➤ ELU



➤ ELS

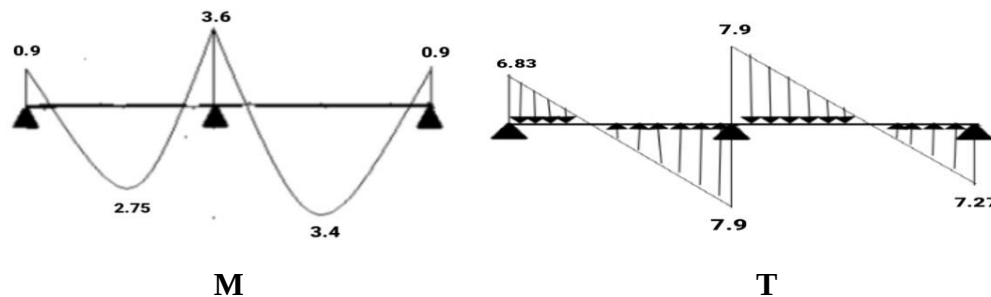


Figure III.26: Evaluation des moments et efforts tranchants type 03.

Tableau III.24: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

| Type des poutrelles   | ELU                       |                                         |                            | ELS                       |                                         |                            | Effort Tranchant       |
|-----------------------|---------------------------|-----------------------------------------|----------------------------|---------------------------|-----------------------------------------|----------------------------|------------------------|
|                       | $M_{\text{rive}}$<br>KN.m | $M_{\text{inter}}^{\text{max}}$<br>KN.m | $M_{\text{t max}}$<br>KN.m | $M_{\text{rive}}$<br>KN.m | $M_{\text{inter}}^{\text{max}}$<br>KN.m | $M_{\text{t max}}$<br>KN.m | $T_{\text{max}}$<br>KN |
| Terrasse inaccessible |                           |                                         |                            |                           |                                         |                            |                        |
| Type 1                | -0.84                     | -4.62                                   | 5.69                       | -0.61                     | -3.36                                   | 5.17                       | 11.6                   |
| Type 2                | -0.3                      | -3.62                                   | 5.4                        | 0.21                      | -2.63                                   | 3.94                       | 10.9                   |
| Type 3                | -1.34                     | -5.34                                   | 6.7                        | -1                        | -3.9                                    | 3.6                        | 11.62                  |
| Etage courant         |                           |                                         |                            |                           |                                         |                            |                        |
| Type 1                | -0.83                     | -4.5                                    | 5.31                       | -0.6                      | -3.22                                   | 3.8                        | 10.9                   |
| Type 2                | -0.29                     | -3.52                                   | 5.02                       | -0.21                     | -2.52                                   | 3.66                       | 10.2                   |
| Type 3                | -1.25                     | -5                                      | 6.47                       | -0.9                      | -3.6                                    | 3.4                        | 10.93                  |

III.4.1.6 Ferrailages des poutrelles

✓ Terrasse inaccessible

🌈 Type 1

▪ Sollicitations maximales

○ ELU

$$Ma_{rive} = -0.84 \text{ KN.m}$$

$$Ma_{inter}^{max} = -4.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 11.6 \text{ KN.m}$$

Calcul a l'ELU :

✓ **En travée**

Le moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

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

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 18 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.17 \left( 180 - \frac{40}{2} \right) = 5.69 \text{ KN.m} \geq M_{tmax} = 5.69 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.69 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.019$$

$$\mu_{bu} = 0.019 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.019 \leq \mu_l = 0.391 \quad AS = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.019)}) = 0.024$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 180 (1 - 0.4 \times 0.024) = 178.27 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.69 \times 10^6}{178.27 \times \frac{400}{1.15}} = 91.8 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 0.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(1.4 ; 0.92) = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire :  $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}$

➤ **Appui de rive**

$$Ma_{rive} = -0.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.84 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.018$$

$$\mu_{bu} = 0.018 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.018 \leq \mu_l = 0.391 \quad AS = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.018)}) = 0.023$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 180(1 - 0.4 \times 0.023) = 178.34 \text{ mm}$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.85 \times 10^6}{178.34 \times \frac{400}{1.15}} = 13.70 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{a \text{ rive}} = 0.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(0.14; 0.22) = 0.22 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

➤ **Appui intermédiaire**

$$M_{a \text{ inter}} = -4.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \text{ inter}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.62 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.1$$

$$\mu_{bu} = 0.1 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.1 \leq \mu_l = 0.391 \quad AS = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.1)}) = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 180(1 - 0.4 \times 0.13) = 170.64 \text{ mm}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_{a \text{ inter}}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.62 \times 10^6}{170.64 \times \frac{400}{1.15}} = 77.84 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{a \text{ rive}} = 0.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(0.78; 0.22) = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.25:** Calcul du ferrailage des poutrelles.

| Type des poutrelles          | Zone                  | M<br>KN.m    | $\mu_{bu}$   | $\alpha$     | Z<br>mm       | $A_{cal}$<br>cm <sup>2</sup> | $A_{\min}$<br>cm <sup>2</sup> | $A_{adopte}$<br>cm <sup>2</sup> |
|------------------------------|-----------------------|--------------|--------------|--------------|---------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| <b>Terrasse inaccessible</b> |                       |              |              |              |               |                              |                               |                                 |
| <b>Type 1</b>                | <b>Travée</b>         | <b>5.69</b>  | <b>0.019</b> | <b>0.024</b> | <b>178.27</b> | <b>0.92</b>                  | <b>1.41</b>                   | <b>3HA10=2.36</b>               |
|                              | <b>Appuis De rive</b> | <b>-0.84</b> | <b>0.018</b> | <b>0.023</b> | <b>178.34</b> | <b>0.14</b>                  | <b>0.22</b>                   | <b>1HA10=0.79</b>               |
|                              | <b>Appuis Inter</b>   | <b>-4.62</b> | <b>0.1</b>   | <b>0.13</b>  | <b>170.64</b> | <b>0.78</b>                  | <b>0.22</b>                   | <b>2HA10=1.57</b>               |

|               |                |       |        |        |        |      |      |            |
|---------------|----------------|-------|--------|--------|--------|------|------|------------|
| Type 2        | Travée         | 5.4   | 0.018  | 0.022  | 178.41 | 0.87 | 1.41 | 3HA10=2.36 |
|               | Appuis De rive | -0.3  | 0.0063 | 0.008  | 179.42 | 0.05 | 0.22 | 1HA10=0.79 |
|               | Appuis Inter   | -3.62 | 0.08   | 0.10   | 172.8  | 0.6  | 0.22 | 2HA10=1.57 |
| Type 3        | Travée         | 6.7   | 0.022  | 0.028  | 178.41 | 1.08 | 0.06 | 2HA10=1.57 |
|               | Appuis De rive | -1.34 | 0.004  | 0.005  | 179.64 | 0.21 | 0.06 | 1HA10=0.79 |
|               | Appuis Inter   | -5.34 | 0.019  | 0.024  | 178.27 | 0.86 | 0.06 | 2HA10=1.57 |
| Etage courant |                |       |        |        |        |      |      |            |
| Type 1        | Travée         | 5.31  | 0.017  | 0.021  | 178.49 | 0.86 | 1.41 | 3HA10=2.36 |
|               | Appuis De rive | -0.83 | 0.018  | 0.023  | 178.34 | 0.14 | 0.22 | 1HA10=0.79 |
|               | Appuis Inter   | -4.5  | 0.1    | 0.13   | 170.64 | 0.78 | 0.22 | 2HA10=1.57 |
| Type2         | Travée         | 5.02  | 0.017  | 0.025  | 178.2  | 0.80 | 1.41 | 3HA10=2.36 |
|               | Appuis De rive | -0.29 | 0.006  | 0.013  | 179.1  | 0.04 | 0.22 | 1HA10=0.79 |
|               | Appuis Inter   | -3.52 | 0.076  | 0.1    | 172.8  | 0.58 | 0.22 | 2HA10=1.57 |
| Type 3        | Travée         | 6.47  | 0.022  | 0.028  | 178.41 | 1.04 | 0.06 | 2HA10=1.57 |
|               | Appuis de rive | -1.25 | 0.0042 | 0.0053 | 179.62 | 0.20 | 0.06 | 1HA10=0.79 |
|               | Appuis Inter   | -5    | 0.017  | 0.021  | 178.5  | 0.8  | 0.06 | 2HA10=1.57 |

➤ Vérifications à l'ELU

• Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_{max} = 11.6 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{11.6 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.64 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ choix des armatures transversales

$$Q_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; Q_{l \max}\right) \rightarrow Q_t \leq \min(5.74 ; 10 ; 12) = 5.71$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\text{HA}8 = 0.57 \text{ cm}^2$$

### ➤ Espacement entre cadre (St)

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

$$S_{t1} = \min(0.9h; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{At \times f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \times At \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.57 \times 400}{10 \times 1.15 (0.64 - 0.3 \times 2.1)} = 1784.34 \text{ cm}$$

$$S_t = 16.2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

### ➤ Vérification des armatures longitudinales Al vis-à-vis de l'effort Tu

#### ❖ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u$$

$$A_l = A_{travée} = A_{rive} = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} (11.6 \times 10^3) = 33.35 \text{ mm}^2 \geq 0.29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### • Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_{inter}}{0.9 d})$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} (11.6 \times 10^3 - \frac{4.62 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = -32.9 \text{ mm}^2 < 0 \dots \text{Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.}$$

#### • Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Et} \quad \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{a b_0}$$

$$T_u \leq \frac{0.8 f_{c28} \times a b_0}{1.5 \times 2}$$

$$a = \min(0.9 \times 18; 40 - 4 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = (0.267 \times 16.2 \times 100 \times 25) 10^{-3} = 108.14 \text{ KN}$$

$$T_u = 11.6 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

#### • Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \overline{\tau_u}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm} \quad \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{11.6 \times 10^3 \times 27.5}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.07 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 : Vérification à l'ELU.

| Types                        | Vérification de la contrainte de cisaillement | Armature longitudinale Aux appuis   |                                                                 | Vérification de la bielle                                | Vérification de la jonction table nervure                |
|------------------------------|-----------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|
|                              |                                               | Appui rive                          | Appui inter                                                     |                                                          |                                                          |
|                              | $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$   | $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u$ | $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_{inter}}{0.9 d})$ | $T_u \leq \frac{0.8 f_{c28} \times a b_0}{1.5 \times 2}$ | $\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$ |
| <b>Terrasse inaccessible</b> |                                               |                                     |                                                                 |                                                          |                                                          |
| Type 1                       | $0.64 \leq 3.33$                              | $3.15 \geq 0.33$                    | $3.15 \geq -0.48$                                               | $11.6 \leq 108.14$                                       | $0.71 \leq 3.33$                                         |
| Type 2                       | $0.6 \leq 3.33$                               | $3.15 \geq 0.31$                    | $3.15 \geq -0.32$                                               | $10.9 \leq 108.14$                                       | $0.71 \leq 3.33$                                         |
| Type 3                       | $0.65 \leq 3.33$                              | $2.36 \geq 0.33$                    | /                                                               | $11.62 \leq 108.14$                                      | /                                                        |
| <b>Etage courant</b>         |                                               |                                     |                                                                 |                                                          |                                                          |
| Type 1                       | $0.6 \leq 3.33$                               | $3.15 \geq 0.31$                    | $3.15 \geq -0.32$                                               | $10.9 \leq 108.14$                                       | $0.67 \leq 3.33$                                         |
| Type 2                       | $0.57 \leq 3.33$                              | $3.15 \geq 0.38$                    | $3.15 \geq -0.33$                                               | $11.6 \leq 108.14$                                       | $0.67 \leq 3.33$                                         |
| Type 3                       | $0.61 \leq 3.33$                              | $2.36 \geq 0.33$                    | /                                                               | $10.20 \leq 108.14$                                      | /                                                        |

✓ Vérifications à l'ELS

➤ Vérification des contraintes

❖ En travée

$$M_{tmax} = 5.17 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

➤ Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t (d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 (18-4) = 24.4 \text{ cm}^2$$

$H > 0 \rightarrow$  l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

➤ Calcul y

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y-d)As - n(d-y)A \quad As = 0$$

$$Y = 3.92 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n(d-y)^2A + n(y-d)As \quad As = 0$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.17 \times 39.2 \times 10^6}{8323.04 \times 10^4} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

❖ Sur appuis intermédiaires

$$M_{ainter} = -3.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

➤ Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_t (d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57 (18-4) = 190.30 \text{ cm}^2$$

$H > 0 \rightarrow$  l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

➤ Calcul y

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y-d)As - n(d-y)A \quad As = 0 \quad Y = 3.27 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n(d-y)^2A + n(y-d)As \quad As = 0 \quad I = 5867.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.36 \times 32.7 \times 10^6}{5867.3 \times 10^4} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27: Vérification a l'ELS.**

| Typ                          | En travée         |           |                         |                        | En appui         |           |                         |                        |                                   |                                                   |
|------------------------------|-------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------|-----------|-------------------------|------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------------------|
|                              | $M_t$<br>(KN . m) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $M_a$<br>(KN. m) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\frac{\sigma_{bc} \leq}{\overline{\sigma}_{bc}}$ |
| <b>Terrasse inaccessible</b> |                   |           |                         |                        |                  |           |                         |                        |                                   |                                                   |
| Typ 1                        | 5.17              | 3.92      | 8323.04                 | 2.43                   | -3.36            | 3.27      | 5867.30                 | 1.9                    | 15                                | C v                                               |
| Typ 2                        | 3.94              | 3.92      | 8323.04                 | 1.85                   | -2.63            | 3.27      | 5867.30                 | 1.46                   | 15                                | C v                                               |
| Typ 3                        | 3.6               | 3.27      | 5929.93                 | 2                      | -3.9             | 3.27      | 5929.93                 | 2.15                   | 15                                | Cv                                                |
| <b>Etage courant</b>         |                   |           |                         |                        |                  |           |                         |                        |                                   |                                                   |
| Typ 1                        | 3.8               | 3.92      | 8323.04                 | 1.8                    | -3.22            | 3.27      | 5867.30                 | 1.8                    | 15                                | Cv                                                |
| Typ 2                        | 3.6               | 3.92      | 8323.04                 | 1.72                   | -2.52            | 3.27      | 5867.30                 | 1.4                    | 15                                | Cv                                                |
| Typ 3                        | 3.4               | 3.27      | 5929.93                 | 1.87                   | -3.6             | 3.27      | 5929.93                 | 2                      | 15                                | Cv                                                |

➤ Vérification de la flèche "BAEL 91(article B.6.5.1)"

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_0}{10 \times M_t}$
- $\frac{As_{app}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Il faut que:

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{100}$$

$I_{fi}$ : L'inertie fissurée

$E_i$ : Module instantané de béton ( $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$ )

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times u}$$

$$u = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + n f_{t28}} =$$

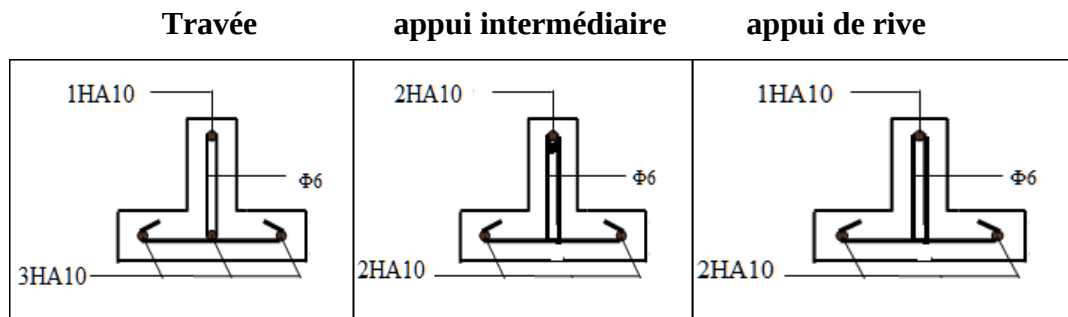
$$\lambda i = \frac{0.05 f_{t28}}{2 + \left(3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

Tableau III.28 : Vérification des flèches

| Type                         | $I_f$    | $u$  | $\lambda i$ | $f \leq f$         |
|------------------------------|----------|------|-------------|--------------------|
| <b>Terrasse inaccessible</b> |          |      |             |                    |
| Type 1                       | 47148.63 | 0.62 | 5.25        | $0.0009 \leq 0.45$ |
| Type 2                       | 12174.53 | 0.62 | 5.25        | $0.001 \leq 0.45$  |
| Type 3                       | 11301.18 | 0.67 | 5.25        | $0.0009 \leq 0.45$ |
| <b>Etage courant</b>         |          |      |             |                    |
| Type 1                       | 12497.23 | 0.6  | 5.25        | $0.0009 \leq 0.45$ |
| Type 2                       | 12497.23 | 0.6  | 5.25        | $0.0009 \leq 0.45$ |
| Type 3                       | 11427.59 | 0.66 | 5.25        | $0.002 \leq 0.45$  |

➤ Schéma de ferrailage

❖ Type 1 et 2 (étage courant, terrasse inaccessible)



❖ Type 3 (étage courant, terrasse inaccessible)

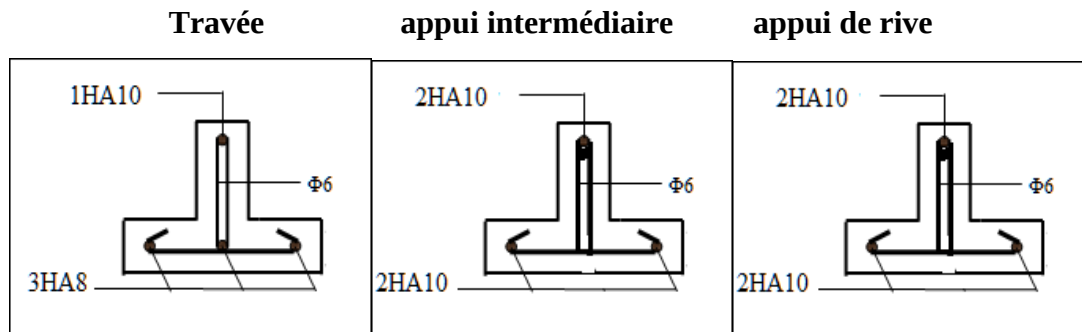


Figure III.27 : Les schémas de ferrillages des poutrelles.

### III.4.2 Etude de la dalle de compression "CBA93 article(B.6.8.4.2.3)"

Selon le CBA93 article(B.6.8.4.2.3) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

#### ➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

50 cm  $\leq$  entre axes des poutrelles  $I_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

$$A_{\text{perpendiculaire}} = \frac{4 \times I_0}{f_e}$$

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

$$A_{\text{perpendiculaire}} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### ➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\text{parallèle}} = \frac{A_{\text{perpendiculaire}}}{2} = \frac{1.106}{2}$$

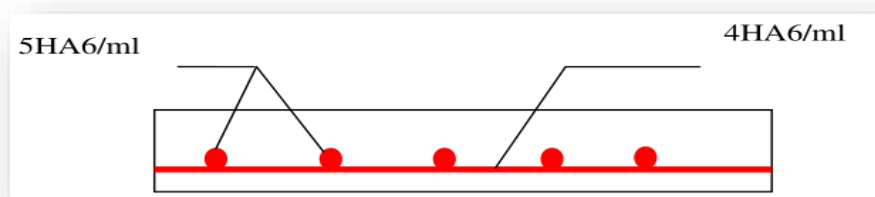
$$A_{\text{parallèle}} = 0.553 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec  $S_t = 33 \text{ cm}$

On choisit : Un treillis soudés  $\emptyset_6$  (150  $\times$  150) mm<sup>2</sup>

5HA 6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles et  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$  .....vérifiée.

4HA 6/ml = 1.13 cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$  .....vérifiée.



**Figure III.28:** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.5 plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis, pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée.

**III.5.1 Evaluation des charges**

$$G = 6230 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 5000 \text{ N/m}^2$$

**a) ELU**

$$qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6230 + 1,5 \times 5000$$

$$qu = 15910,5 \text{ N/m}^2$$

**b) ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 6230 + 5000 = 11230 \text{ N/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{300}{400} = 0,75 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions  $l_x$  et  $l_y$ .

**III.5.2 Calcul des moments**

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEI91 :

$$\checkmark \text{ Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\checkmark \text{ Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y M_x$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ et } \nu$$

Avec :  $\nu$ : coefficient de poisson

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,75$$

$$\rightarrow \mu_x = 0,062$$

$$\rightarrow \mu_y = 0,509$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 8878,06 \text{ N.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4518,93 \text{ N.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 8878,06 = 6658,55 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 4518,93 = 3389,19 \text{ N.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x = 4439,03 \text{ N.m}$$

**III.5.3 Ferrailage de la dalle**

$$B = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.29 : Ferrailage de dalle pleine.**

|        | sens       | Mu<br>(N.m) | $\mu$ | As'<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z<br>(cm <sup>2</sup> ) | Acal<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | Aadp<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|------------|-------------|-------|---------------------------|----------|-------------------------|----------------------------|-------|----------------------------|
| travée | x-x        | 6658.55     | 0.025 | 0                         | 0.031    | 13.33                   | 1.43                       | 4HA8  | 2.01                       |
|        | y-y        | 3389.19     | 0.013 | 0                         | 0.016    | 13.41                   | 1.42                       | 4HA8  | 2.01                       |
| appuis | x-x<br>y-y | 4439.03     | 0.017 | 0                         | 0.021    | 13.38                   | 0.95                       | 3HA8  | 1.51                       |

**a) Espacement**

✓ Travée

$$\text{Sens x-x: } st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y: } st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots \text{CV}$$

✓ Appuis

$$\text{Sens x-x: } st = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y: } st = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots \text{CV}$$

**b) Condition de non fragilité" (BAELA.4.2.1)"**

$$h=e= 15 \text{ cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\left[ \begin{array}{l} Ax \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.35 \text{ cm}^2 \\ Ay \geq \rho_0 bh = 1.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec: } \left[ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.08\% \text{ pour les barres haut adhérence} \\ \rho = \frac{Ix}{Iy} = 0.75 \end{array} \right.$$

✓ Travée

$$\text{Sens x-x: } Ax = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 0.99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y: } Ay = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 0.88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Appuis

$$\text{Sens x-x: } Ax = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 0.99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y: } Ay = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 0.88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## c) Vérification de l'effort tranchante

$$\tau u \leq \overline{\tau u}$$

$$\tau u = \frac{v_{max}}{bd}$$

$$V_{ux} = \frac{q_{ulx} l_y}{2l_x + l_y} = 19092.6 \text{ N}$$

$$V_{uy} = \frac{q_{uly}}{3} = 15910.5 \text{ N}$$

$$V_{umax} = \max(v_{ux}; v_{uy}) \rightarrow v_{umax} = 19092.6 \text{ N}$$

$$\tau u = \frac{19092.6}{1000 \times 135} = 0.14 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable:

$$\overline{\tau u} = \min \left( 0.15 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau u} = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa} ) \rightarrow \overline{\tau u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau u = 0.14 \text{ MPa} \leq \overline{\tau u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement ; donc les armatures transversale ne sont pas nécessaire.

## III.5.4 Vérification à l'ELS

## a) Evaluation des sollicitations à ELS

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0.75 \rightarrow v = 0.2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0685 \\ \mu_y = 0.643 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 6978.78 \text{ N.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 4487.35 \text{ N.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 5931.96 \text{ N.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 3814.24 \text{ N.m} \\ M_a = 0.3 M_x = 2093.63 \text{ N.m} \end{cases}$$

## b) Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{ct28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - c') A_s' - n(d - y) A_s = \text{avec } n = 0$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + n(d-c')As' + n(d-y)^2As = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.30 : Vérification à l'ELS.**

|        |     | <i>Mser</i> (N.m) | <i>As</i><br>(cm <sup>2</sup> ) | <i>Y</i> (cm) | <i>I</i> (cm) | <i>σbc</i> (MPa) | $\frac{\sigma_{bc} \leq}{\sigma_{bc}}$ |
|--------|-----|-------------------|---------------------------------|---------------|---------------|------------------|----------------------------------------|
| travée | x-x | 5931.96           | 3.14                            | 3.13          | 6087.13       | 3.05             | vérifiée                               |
|        | y-y | 3814.24           | 1.51                            | 2.26          | 3246.32       | 2.65             |                                        |
| appuis |     | 2093.63           | 2.01                            | 2.57          | 4167.69       | 1.29             |                                        |

### c) Vérification de la flèche "(BAELB.6.5, 1)"

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0375 \geq 0.0625 \dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.0375 \geq 0.085 \dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.002 \leq 0.0105 \dots\dots \text{CV}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{100}$$

Avec:

$I_{fi}$ : L'inertie fissurée

$E_i$ : Module instantané de béton ( $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$ )

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \times u} = 2764.21 \text{ cm}^4$$

$$u = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + n f_{t28}} = 0.52$$

$$\lambda i = \frac{0.05 f_{t28}}{2 + \left(3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 21$$

$$f = \frac{7.22 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 17763.61} = 0.004 \leq f = 0.05 \text{ cm} + \frac{400}{1000} = 0.45 \dots\dots \text{CV}$$

### III.6 Balcons

Les balcons sont des plaques minces et planes est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon).

Dans notre cas on a des balcons reposant sur trois appuis. Donc le calcul se fait comme une dalle pleine.

#### III.6.1 Evaluation des charges

$$G=5330 \text{ N/m}^2$$

$$Q= 3500 \text{ N/m}^2$$

#### III.6.2 Combinaison des charges

##### ❖ ELU

$$qu=1.35G +1.5Q = 1.35 \times 5330 +1.5 \times 3500 = 12445.5 \text{ N/m}^2$$

##### ❖ ELS

$$q_{ser}=G+Q=5330 +3500= 8830 \text{ N/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.25}{2.25}$$

$$\rho = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions  $l_x$  et  $l_y$ .

#### III.6.3 Calcule des moments

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

✓ Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ et } \nu$$

Avec :  $\nu$ : coefficient de poisson

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.55 \text{ Donc: } \mu_x = 0.088$$

$\mu_y$  ne sont pas prendre en considération  $\rho < 0.557$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 1711.26 \text{ N.m}$$

$$M_y = M_x = 1711.26 \text{ N.m}$$

##### ➤ Moment en travée

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85 M_x = 0.85 \times 1711.26 = 1454.57 \text{ N.m}$$

➤ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 0.3 \times 1711.26 = 513.38 \text{ N.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 0.5 \times 1711.26 = 855.63 \text{ N.m}$$

**III.6.4 Ferrailage du balcon**

$$B = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.31:** Ferrailage de dalle pleine.

|        | sens       | Mu<br>(N/m <sup>2</sup> ) | $\mu$  | As'<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z<br>(cm <sup>2</sup> ) | Acal<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | Aadp(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|------------|---------------------------|--------|---------------------------|----------|-------------------------|----------------------------|-------|------------------------|
| travée | x-x<br>y-y | 1454.57                   | 0.0056 | 0                         | 0.007    | 13.46                   | 0.31                       | 4HA8  | 2.01                   |
| appuis | x-x<br>y-y | 855.63                    | 0.0033 | 0                         | 0.0041   | 13.48                   | 0.18                       | 4HA8  | 2.01                   |

**d) Espacement**

✓ Travée:

$$\text{Sens x-x: } st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y: } st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots \text{CV}$$

✓ Appuis:

$$\text{Sens x-x: } st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y: } st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots \text{CV}$$

**e) Condition de non fragilité "(BAELA.4.2.1)"**

$$h = e = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Ax \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.47 \text{ cm}^2 \\ Ay \geq \rho_0 bh \end{array} \right.$$

$$\text{Avec: } \rho_0 = 0.08\% \text{ pour les barres haut adhérence}$$

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0.55$$

✓ Travée

$$\text{Sens x-x: } Ax = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y: } Ay = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Appuis

Sens x-x:  $A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.47 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

Sens y-y:  $A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.2 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

#### f) Vérification de l'effort tranchante

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{v_{u\max}}{bd}$$

$$V_{ux} = \frac{q_{ulx} l_y}{2l_x + l_y} = 7369.05 \text{ N}$$

$$V_{uy} = \frac{q_{uly}}{3} = 5185.63 \text{ N}$$

$$V_{u\max} = \max(v_{ux}; v_{uy}) \rightarrow v_{u\max} = 7369.05 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{7369.05}{1000 \times 135} = 0.055 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.055 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement ; donc les armatures transversale ne sont pas nécessaire.

#### III.6.5 Vérification à l'ELS

##### c) Evaluation des sollicitations à ELS

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.55 \rightarrow \nu = 0.2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.092 \\ \mu_y = 0.420 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 1269.31 \text{ N.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 533.11 \text{ N.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 1078.91 \text{ N.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 453.14 \text{ N.m} \\ M_a = 0.3 M_x = 380.79 \text{ N.m} \end{cases}$$

##### d) Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y-c')As' - n(d-y)As = \text{avec } n = 0$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n(d-c')As' + n(d-y)^2As = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

|        |     | $M_{ser}(N.m)$ | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Y (cm) | I (cm)  | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\frac{\sigma_{bc} \leq}{\sigma_{bc}}$ |
|--------|-----|----------------|-----------------------------|--------|---------|--------------------|----------------------------------------|
| travée | x-x | 1078.91        | 2.01                        | 2.57   | 4167.69 | 0.66               | vérifiée                               |
|        | y-y | 453.14         | 2.01                        | 2.57   | 4167.69 | 0.28               |                                        |
| appuis |     | 380.79         | 2.01                        | 2.57   | 4167.69 | 0.23               |                                        |

**C) vérification de la flèche" (BAELB.6.5, 1)"**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

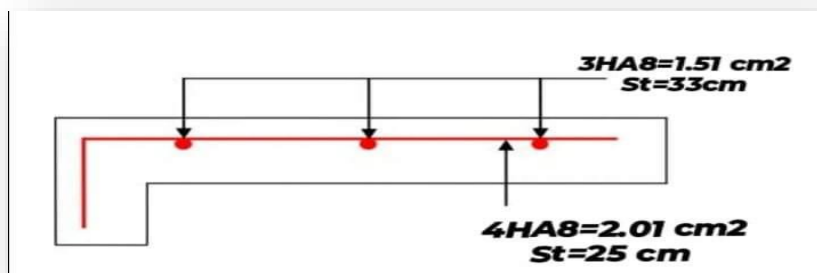
Avec :  $h=0.15$  m ;  $l= 1.25$  m ;  $= 2.01$  cm<sup>2</sup>

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.12 \geq 0.06 \dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.12 \geq 0.085 \dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0014 \leq 0.0105 \dots\dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calculer de la flèche ne s'impose pas.



**Figure III.29: Disposition constructive des armatures de balcon.**

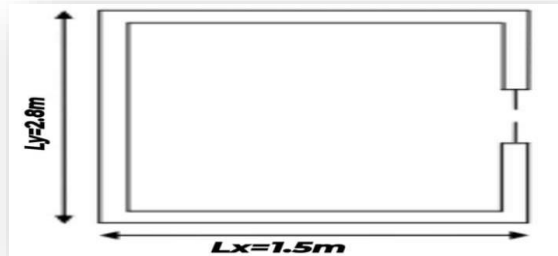
### III.7 Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

### III.7.1 pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :



- **Résistance à la flexion**

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$3 \leq e \leq 3.75$$

- **Condition de l'ENA**

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25cm$

On prend :  $e=25cm$

### III.7.2 combinaison des charges

$$G= 59.54 \text{ KN}$$

$$Q= 1 \text{ KN}$$

- **ELU:**  $qu=1.35G+1.5Q = 81.88 \text{ KN}$
- **ELS:**  $q_{ser}= G+Q= 60.54 \text{ KN}$

### III.7.3 calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

➤ **Calcul de " $\rho$ "**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{2.8} = 0.54$$

$0.4 \leq 0.54 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

- ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.089 \\ \mu_y \text{ ne sont pas prendre en considération } \rho < 0.557 \\ M_x = 16.40 \text{ KN} \\ M_y = M_x = 16.40 \text{ KN} \end{cases}$$

- ✓ Moment en travée

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M_x = 13.94 \text{ KN.m}$$

- ✓ Moments sur appuis

$$M_a = 0.3M_x = 4.92 \text{ KN.m}$$

- ELS

$$\mu_x = 0.093 \rightarrow M_x = 12.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.411 \rightarrow M_y = 5.21 \text{ KN.m}$$

- ✓ Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85M_x = 10.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 4.43 \text{ KN.m}$$

- ✓ Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0.3M_x = 3.801 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3M_y = 1.563 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = 3.801 \text{ KN.m}$$

### III.7.4 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm<sup>2</sup> qui travaille en flexion simple.

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm ;

$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

**Tableau III.33** : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

|        |     | Mt(KN.m) | $\mu$ | As' (cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z (cm <sup>2</sup> ) | As (cm <sup>2</sup> ) | choix | Aadp(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|-----|----------|-------|------------------------|----------|----------------------|-----------------------|-------|------------------------|
| travée | x-x | 13.94    | 0.019 | 0                      | 0.025    | 22.28                | 1.79                  | 5HA8  | 2.51                   |
|        | y-y | 13.94    | 0.019 | 0                      | 0.025    | 22.28                | 1.79                  | 5HA8  | 2.51                   |
| appuis | x-x | 4.92     | 0.006 | 0                      | 0.0075   | 22.43                | 0.63                  | 5HA8  | 2.51                   |
|        | y-y | 4.92     | 0.006 | 0                      | 0.0075   | 22.43                | 0.63                  | 5HA8  | 2.51                   |

▪ **Espacement**

✓ **En travée**

Sens (x-x)

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens (y-y)

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Sur appuis**

Sens (x-x)

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens (y-y)

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### III.7.5 Vérification à l'ELU

**a) Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} Ax \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow Ax = 2.46 \text{ cm}^2 \\ Ay \geq \rho_0 bh \rightarrow Ay = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec:  $\begin{cases} \rho_0 = 0.08\% \text{ pour les barres haut adhérence} \\ \rho = \frac{Ix}{Iy} = 0.55 \end{cases}$

✓ **Travée**

Sens x-x:  $Ax = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 2.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

Sens y-y :  $Ay = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

✓ **Appuis**

Sens x-x :  $Ax = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 2.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

Sens y-y :  $Ay = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{v_{u\max}}{bd}$$

$$V_{ux} = \frac{qulxly}{2lx+ly} = 59.29 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{qulyx}{3} = 40.94 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} = \max(v_{ux}; v_{uy}) \rightarrow v_{u\max} = 59.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7369.05}{1000 \times 135} = 0.26 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable:

$$\overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement ; donc les armatures transversale ne sont pas nécessaire.

### III.7.6 Vérification à l'ELS

#### a) La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y-c')As' - n(d-y)As = \text{avec } n = 0$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n(d-c')As' + n(d-y)^2 As = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.34:** Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les 2 sens.

|            |     | $M_t(KN.m)$ | $A_s(cm^2)$ | Y(cm) | I(cm)    | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ |
|------------|-----|-------------|-------------|-------|----------|--------------------|-------------------------------------------|
| tra<br>vée | x-x | 10.77       | 2.51        | 3.76  | 14994.13 | 2.7                | vérifi<br>ée                              |
|            | y-y | 4.43        | 2.51        | 3.76  | 14994.13 | 1.11               |                                           |
| appuis     |     | 3.801       | 2.51        | 3.76  | 14994.13 | 0.95               |                                           |

#### b) La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_s(d-y)}{I}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\mu \times f_{tj}} \right)$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.35 :** Vérification des contraintes dans l'acier de la dalle en travée et sur appuis dans les 2 sens.

|        |     | $M_s(KN.m)$ | $\sigma_{st}(MPa)$ | $\overline{\sigma_{st}}$ | $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ |
|--------|-----|-------------|--------------------|--------------------------|-------------------------------------------|
| Travée | x-x | 10.77       | 201.91             | 201.63                   | C.N.V                                     |
|        | y-y | 4.43        | 83.05              | 201.63                   | C.V                                       |
| appuis |     | 3.801       | 71.26              | 201.63                   | C.V                                       |

## c) Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

- Sens (x-x)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.166 \geq 0.0625 \dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.166 \geq 0.085 \dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0014 \leq 0.0105 \dots\dots CV$$

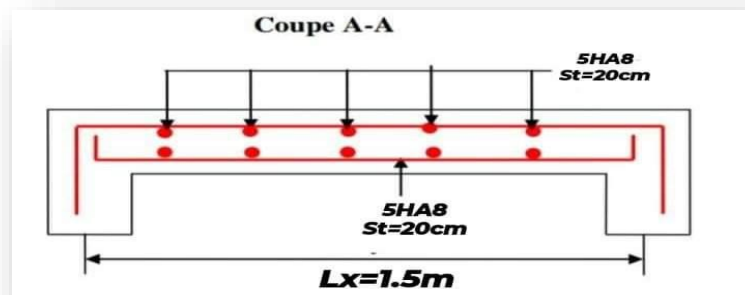
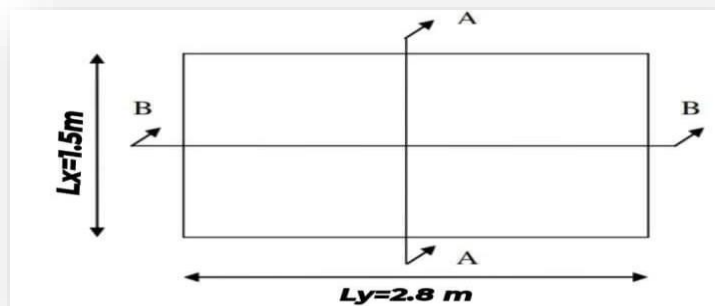
- Sens (y-y)

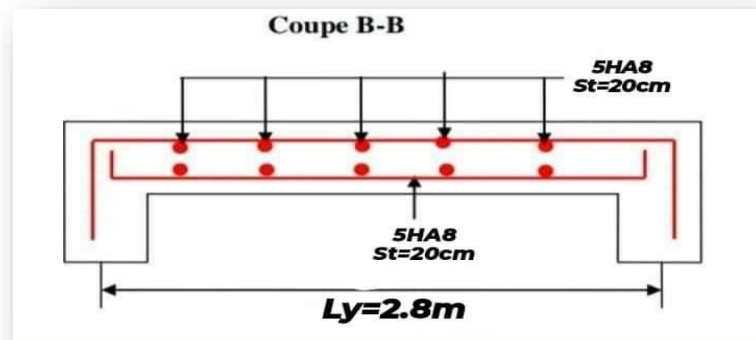
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.089 \geq 0.0625 \dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.089 \geq 0.085 \dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0014 \leq 0.0105 \dots\dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.





**Figure III.30:** Ferrailage de la dalle machine.

### III.8 Conclusion

Dans ce chapitre; on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

#### 1) L'acrotère:

- Les armatures longitudinales: 4HA10
- Les armatures transversales: 4HA6

#### 2) Les escaliers:

##### • Type 01:

- Les armatures longitudinales  
Appuis : 4HA10      travées: 5HA12
- Les armatures transversales  
Appuis : 3HA8      travées: 4HA8

##### • Type 02:

- Les armatures longitudinales  
Appuis: 4HA16      travées: 5HA8
- Les armatures transversales:  
Appuis: 3HA8      travées: 3HA8

##### • La poutre palière:

- Les armatures longitudinales  
Appuis: 3HA14+1HA12      travées: 3HA14
- Les armatures transversales: 4HA8

**3) Les planchers**

- Type 01 et 02:
  - Les armatures longitudinales:  
Appuis: 2HA10                      travées: 1HA10
  - Les armatures transversales: 1 étier Ø6
- Type 03:
  - armatures longitudinales:  
Appuis: 2HA10                      travées: 1HA10
  - Les armatures transversales: 1 étier Ø6

**4) Dalle pleine:**

- Sens x-x  
Appuis: 3HA8                      travées: 4HA8
- Sens y-y  
Appuis: 3HA8                      travées: 4HA8

**5) Balcon:**

- Sens x-x  
Appuis: 4HA8                      travées: 4HA8
- Sens y-y  
Appuis: 4HA8                      travées: 4HA8

**6) L'ascenseur:**

- Sens x-x  
Appuis: 5HA8                      travées: 5HA8
- Sens y-y  
Appuis: 5HA8                      travées: 5HA8

## **Chapitre IV**

# **Etude dynamique en zone sismique**

## **IV.1 Introduction**

Un séisme est une libération soudaine d'énergie qui se produit à l'intérieur de la terre et qui peut occasionner des dégâts considérables à cause des ondes élastiques qui se propagent depuis le foyer jusqu'à n'importe quel point de la surface.

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

Les règlements parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

En Algérie, les règles parasismiques Algériennes « **RPA 99/ V 2003** » définissent les règles ainsi que les dispositions constructives.

## **IV.2 l'étude sismique**

### **IV.2.1 Objective de l'étude dynamique**

L'analyse dynamique de structure a pour but de connaître son comportement vibratoire en réponse à des forces d'excitations dynamiques. Cela permet d'éviter un problème de résonance ou de corriger les dimensionner des éléments.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ces vibrations libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

### **IV.2.2 Modélisation de la structure**

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014**» qui contient différentes méthodes de calcul sismique.

Pour notre cas, on a choisie « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- ✓ Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- ✓ 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%.

➤ **Présentation du logiciel de calcul (Autodesk Robot 2014)**

Robot est un logiciel dérivé de la société Autodesk. Il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structure, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet de créer des structures, les calculées, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière étape gérée par robot permet de définir la note de calcul ainsi que des plans de ferrailage. Ce logiciel offre un calcul plus étendu par rapport aux autres codes car il est avantage par l'intégration du règlement RPA et la configuration avec le règlement international BAEL.

➤ **Modélisation des éléments structuraux**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

➤ **Modélisation de la masse**

La masse de la structure est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par RPA/ version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé  $25\text{KN/m}^3$ .

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ...) a été répartie sur les poutres concernées.

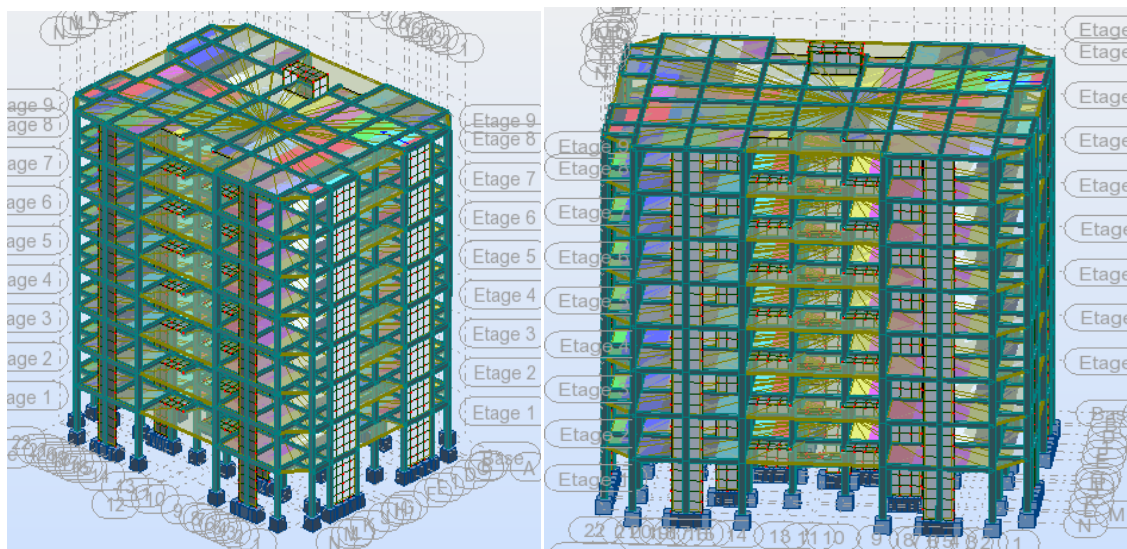


Figure IV.1: Modélisation 3D de la structure.

### IV.3 Méthode de calcul

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### IV.3.1 Méthode statique équivalente (article 4.2 du RPA99/2003)

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

##### a) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

1) Zone I : Tous groupes

2) Zone II : Groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

3) Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

**b) Méthode de modélisation**

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

**c) Calcul de la force sismique totale (RPA art 4, 2,3)**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec:

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

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment:

**Tableau IV.1:** Coefficient d'accélération de zone.

| Groupe | Zone |      |      |
|--------|------|------|------|
|        | I    | II   | III  |
| 1A     | 0.12 | 0.25 | 0.35 |
| 1b     | 0.10 | 0.20 | 0.30 |
| 2      | 0.08 | 0.15 | 0.25 |
| 3      | 0.05 | 0.10 | 0.15 |

Dans notre cas :

- Groupe d'usage 2
- Zone sismique IIa (Mila)

⇒ Donc :  $A = 0.15$

**R : Coefficient de comportement global de la structure.**

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement. Pour notre structure, on a un système contreventé par des voiles.

⇒ Donc :  $R = 4$

**Q : facteur de qualité.**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

**$P_q$** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA.

**Tableau IV.2:** Valeur de facteur de qualité.

| Critère q                                                       | $p_q$      |             |             |             |
|-----------------------------------------------------------------|------------|-------------|-------------|-------------|
|                                                                 | Observé    | $p_{qx}$    | Non Observé | $p_{qy}$    |
| <b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b> | <b>non</b> | <b>0.05</b> | <b>non</b>  | <b>0.05</b> |
| <b>2. Redondance en plan</b>                                    | <b>non</b> | <b>0.05</b> | <b>oui</b>  | <b>0</b>    |
| <b>3. Régularité en plan</b>                                    | <b>non</b> | <b>0.05</b> | <b>non</b>  | <b>0.05</b> |
| <b>4. Régularité en élévation</b>                               | <b>non</b> | <b>0.05</b> | <b>non</b>  | <b>0.05</b> |
| <b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>                  | <b>oui</b> | <b>0</b>    | <b>oui</b>  | <b>0</b>    |
| <b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>                 | <b>oui</b> | <b>0</b>    | <b>oui</b>  | <b>0</b>    |

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.2$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

Donc on majoré le facteur de qualité et on adopte :  $Q_x = Q_y = 1.2$

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**$W_{Gi}$** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

**$\beta$**  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA.

Tableau IV.3: Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .

| Cas | Type d'ouvrage                                                                                                                                                                                                                                                                  | $\beta$ |
|-----|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|
| 1   | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés                                                                                                                                                                                                                                    | 0.20    |
| 2   | Bâtiments recevant du public temporairement : <ul style="list-style-type: none"> <li>Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.</li> <li>salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises</li> </ul> | 0.30    |
| 3   | Entrepôts, hangars                                                                                                                                                                                                                                                              | 0.40    |
| 4   | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés                                                                                                                                                                                                                       | 0.50    |
| 5   | Autres locaux non visés ci-dessus                                                                                                                                                                                                                                               | 1.00    |
|     |                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 0.60    |

Dans notre cas :  $\beta = 0.2$

$$W = G + 0.2 Q = 37069.10 \text{ KN}$$

**D:** facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\xi$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.  $\xi$  est donné par le tableau (4-1) présenté ci-après.

Tableau IV.4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

| Remplissage | Portique   |       | Voile ou murs           |
|-------------|------------|-------|-------------------------|
|             | Béton Armé | Acier | Béton Armé / Maçonnerie |
| Léger       | 6          | 4     | 10                      |
| Dense       | 7          | 5     |                         |

Nous avons un système de contreventement en portique par des voiles en béton armé.

On prend :  $\xi = 7 \% \rightarrow \eta = 0,8819 > 0,7$

**d) Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}.$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

$C_t$  : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA.

**Tableau IV.5:** Les valeurs du coefficient  $C_t$ .

| cas | Système de contreventement                                                                                                         | $C_t$ |
|-----|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| 1   | Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en                                                                           | 0.075 |
| 2   | maçonnerie.                                                                                                                        |       |
| 3   | Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie                                                                     | 0.085 |
|     | Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.                                                   | 0.05  |
| 4   | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie. | 0.05  |

➤ Période caractéristique associée à la catégorie de site.

➔  $T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

**Tableau IV.6:** Valeurs des périodes caractéristiques  $T_1, T_2$ .

| Site      | S1   | S2   | S3   | S4   |
|-----------|------|------|------|------|
| $T_1$ sec | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| $T_2$ sec | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.70 |

⇒ Sol ferme ⇒ site 2 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,4$  sec.

➤ Calcul de période fondamentale de la structure T :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}.$$

Dans notre cas :  $C_t = 0.050$  ;  $h_N = 24.99$  m

Donc :  $T = 0,050(24.99)^{3/4} = 0.558$  sec.

On peut également utiliser aussi la formule suivante :  $T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 25 \text{ m}, \quad D_y = 19.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.45 \text{ s} \\ T_y = 0.51 \text{ s} \end{cases}$$

$$- T_x = \min(T_x; T) = \min(0.45; 0.558) = 0.45 \text{ s}$$

$$- T_y = \min(T_y; T) = \min(0.51; 0.558) = 0.51 \text{ s}$$

Donc la Période fondamentale statique majorée de 30 % est :

- $T_x = 1.3 \times 0.45 = 0.585 \text{ s}$
- $T_y = 1.3 \times 0.51 = 0.663 \text{ s}$

On a :

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow \begin{cases} D_x = 2.04 \\ D_y = 1.88 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{4} \times 37069.10 = 340294 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.88 \times 1.2}{4} \times 37069.10 = 3136.04 \text{ KN}$$

#### IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale

##### a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### b) Modélisation

- 1) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- 2) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- 3) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- 4) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

- 5) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- 6) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

**c) Spectre de calcul:** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003.

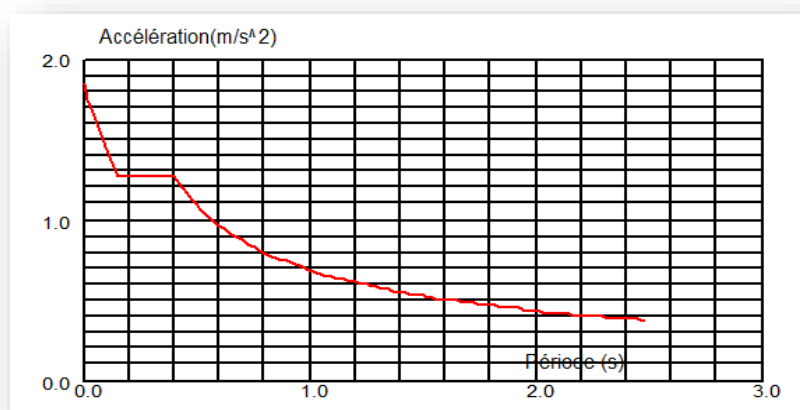
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Pour notre étude le spectre de repense étant intégrée dans le logiciel robot structural analysais avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone IIa.
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de qualité ( $Q_x=Q_y=1.25$ ).
- Coefficient de comportement global de la structure  $R=4$ .
- Site ferme S2.
- Le pourcentage d'amortissement critique  $\zeta=7$ .

Pour notre l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel.

❖ Représentation graphique du spectre de réponse :

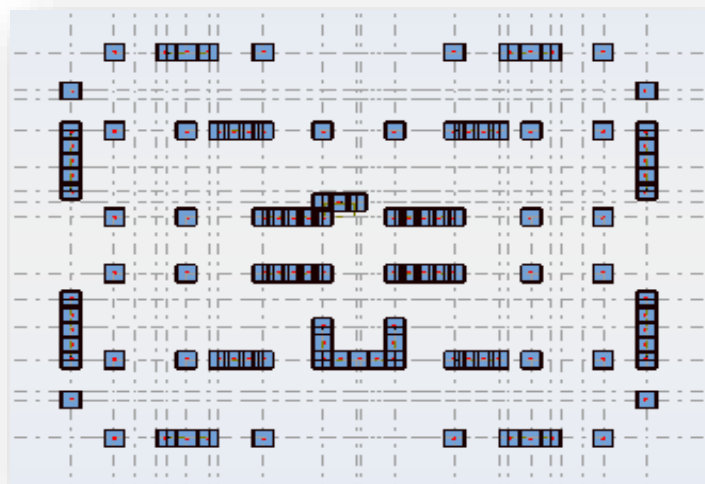


**Figure IV.2:** Diagramme de spectre de réponse.

#### ➤ Disposition des voiles de contreventement

Cette étape elle dépend des résultats modales avant de mettre les voiles pour avoir une idée de la déformation de la structure (torsion, translation suivant x et y) et de la période des modes principaux (x) et (y), toujours on essayer d'éliminer la torsion dans les deux premiers modes et diminuer les périodes suivant x et y et on approche le centre de rigidité vers le centre de gravité.

La disposition idéale que nous avons trouvée est représentée dans la figure suivante :



**Figure IV.3:** Plans de disposition des voiles.

#### IV.3.3 Mode de vibration et taux de participation des masses

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7:** Modes propres, Périodes propres et Masses effectives.

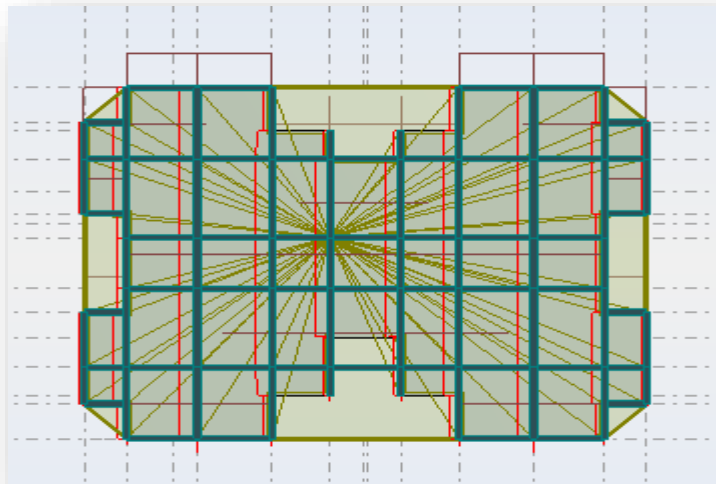
| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masse Cumulés UX [%] | Masse Cumulés UY [%] | Masses Modale UX [%] | Masses Modale UY [%] |
|------|----------------|---------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 1    | ,168           | 0.59          | 0.00                 | 72.72                | 0.00                 | 72.72                |
| 2    | 1.87           | 0.53          | 62.30                | 72.72                | 62.30                | 0.00                 |
| 3    | 2.08           | 0.48          | 71.94                | 72.72                | 9.64                 | 0.00                 |
| 4    | 6.35           | 0.16          | 71.95                | 88.28                | 0.00                 | 15.56                |
| 5    | 7.13           | 0.14          | 85.86                | 88.28                | 13.91                | 0.00                 |
| 6    | 8.28           | 0.12          | 88                   | 88.28                | 2.15                 | 0.00                 |
| 7    | 13.61          | 0.07          | 88                   | 93.91                | 0.00                 | 5.63                 |
| 8    | 15.45          | 0.06          | 93.19                | 93.91                | 5.19                 | 0.00                 |
| 9    | 18.21          | 0.05          | 93.65                | 93.91                | 0.46                 | 0.00                 |
| 10   | 21.81          | 0.05          | 93.65                | 93.91                | 0.00                 | 2.60                 |

#### ➤ Analyse des résultats

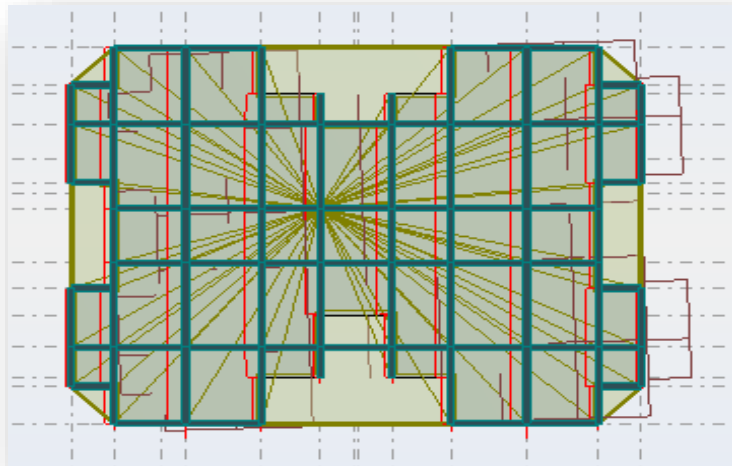
D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 7<sup>ème</sup> mode, et selon l'axe X au bout du 8<sup>ème</sup> mode.

#### IV.3.4 Les modes de vibrations

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y :

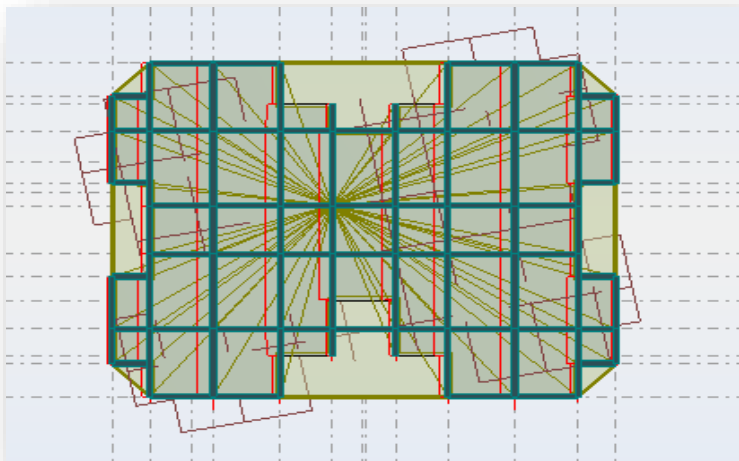
**Figure IV.4:** Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X :



**Figure.IV.5 :** Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

- Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z :



**Figure.IV.6:** Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

## IV.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

### IV.4.1 Vérification de l'effort tranchant à la base

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{statique}$

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

On doit vérifier que  $V_{dynamique} \geq 0.8 V_{statique}$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si  $V_{\text{dynamique}} < 0.8V_{\text{statique}}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport :

$$\frac{0.8V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8:** Vérification de l'effort tranchant à la base.

| Sens | $V_{\text{dynamique}}$ (KN) | $V_{\text{statique}}$ (KN) | $0.8 V_{\text{statique}}$ | Remarque                                            |
|------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|-----------------------------------------------------|
| x-x  | 2840.27                     | 3402.94                    | 2722.35                   | $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}}$ |
| y-y  | 2757.52                     | 3136.04                    | 2508.83                   | $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}}$ |

#### IV.4.2 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ RPA99 (Article 4.4.3).}$$

$\delta_{ek}$  :Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  **RPA99** (Article 5.10)

**Tableau IV.9:** Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

| Niveau | $\delta_{ek}$<br>(cm) | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{K-1}$<br>(cm) | $\Delta_K$<br>(cm) | $h_K$<br>(cm) | $\frac{\Delta_K}{h_K}$ (%) | Observation |
|--------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|---------------|----------------------------|-------------|
| RDC    | 0.3                   | 1.2                | 0                      | 1.2                | 357           | 0.0033                     | Vérifier    |
| 01     | 0.81                  | 3.24               | 1.2                    | 2.04               | 306           | 0.0066                     | Vérifier    |
| 02     | 1.438                 | 5.752              | 3.24                   | 2.512              | 306           | 0.0082                     | Vérifier    |
| 03     | 2.11                  | 8.44               | 5.752                  | 2.688              | 306           | 0.0088                     | Vérifier    |
| 04     | 2.774                 | 11.096             | 8.44                   | 2.656              | 306           | 0.0087                     | Vérifier    |
| 05     | 3.394                 | 13.576             | 11.096                 | 2.48               | 306           | 0.0081                     | Vérifier    |
| 06     | 3.953                 | 15.812             | 13.576                 | 2.236              | 306           | 0.0171                     | Vérifier    |
| 07     | 4.473                 | 17.892             | 15.812                 | 2.08               | 306           | 0.0068                     | Vérifier    |

**Tableau IV.10:** Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.

| Niveau | $\delta_{ek}$<br>(cm) | $\delta_k$<br>(cm) | $\delta_{K-1}$<br>(cm) | $\Delta_K$<br>(cm) | $h_K$<br>(cm) | $\frac{\Delta_K}{h_K}$ (%) | Observation |
|--------|-----------------------|--------------------|------------------------|--------------------|---------------|----------------------------|-------------|
| RDC    | 0.396                 | 1.584              | 0                      | 1.584              | 357           | 0.0044                     | Vérifier    |
| 01     | 0.974                 | 3.896              | 1.584                  | 2.312              | 306           | 0.0075                     | Vérifier    |
| 02     | 1.714                 | 6.856              | 3.896                  | 2.96               | 306           | 0.0097                     | Vérifier    |
| 03     | 2.501                 | 10.004             | 6.856                  | 3.148              | 306           | 0.0102                     | Vérifier    |
| 04     | 3.270                 | 13.08              | 10.004                 | 3.076              | 306           | 0.0100                     | Vérifier    |
| 05     | 3.981                 | 15.924             | 13.08                  | 2.844              | 306           | 0.0093                     | Vérifier    |
| 06     | 4.613                 | 18.452             | 15.924                 | 2.528              | 306           | 0.0082                     | Vérifier    |
| 07     | 5.157                 | 20.628             | 18.452                 | 2.176              | 306           | 0.0071                     | Vérifier    |

## IV.4.3 Justification de l'effet P-Δ

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_K h_k} \leq 0,10 \quad \text{L'article 5.9 du RPA99/version 2003}$$

- $P_K$ : poids total de la structure et des charges des exploitations associés au-dessus du niveau "K".

- $V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "K" ( $V_K = F_t + \sum F_i$ ).

- $\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau "K" par rapport à K-1.

- $h_k$ : hauteur de l'étage "K".

- Si  $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup>

ordre par le facteur :  $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0.20$  la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11:** Vérification de l'effet P-Δ selon le sens X-X.

| Etage | $P_K$ (KN) | $\Delta_k$ (m) | $V_k$ (KN) | $h_k$ (m) | $\theta$ |
|-------|------------|----------------|------------|-----------|----------|
| RDC   | 36352.37   | 0.003          | 2840.25    | 3.57      | 0.01     |
| 01    | 31039.11   | 0.0051         | 2753.79    | 3.06      | 0.0187   |
| 02    | 26237.92   | 0.0063         | 2577.28    | 3.06      | 0.0209   |
| 03    | 21201.49   | 0.0067         | 2316.76    | 3.06      | 0.0200   |
| 04    | 16370.07   | 0.0066         | 1983.54    | 3.06      | 0.0178   |
| 05    | 11538.66   | 0.0062         | 1562.47    | 3.06      | 0.0149   |
| 06    | 6707.25    | 0.0056         | 1042.67    | 3.06      | 0.0117   |
| 07    | 1874.85    | 0.0052         | 351.48     | 3.06      | 0.0090   |

**Tableau IV.12:** Vérification de l'effet P-Δ selon le sens Y-Y.

| Etage | $P_K$ (KN) | $\Delta_k$ (m) | $V_k$ (KN) | $h_k$ (m) | $\theta$ |
|-------|------------|----------------|------------|-----------|----------|
| RDC   | 36352.37   | 0.0037         | 2757.52    | 3.57      | 0.0136   |
| 01    | 31039.11   | 0.0061         | 2661.40    | 3.06      | 0.0232   |
| 02    | 26237.92   | 0.0074         | 2488.95    | 3.06      | 0.0254   |
| 03    | 21201.49   | 0.0079         | 2231.46    | 3.06      | 0.0245   |
| 04    | 16370.07   | 0.0077         | 1910.68    | 3.06      | 0.0215   |
| 05    | 11538.66   | 0.0071         | 1508.12    | 3.06      | 0.0177   |
| 06    | 6707.25    | 0.0063         | 1008.42    | 3.06      | 0.0136   |
| 07    | 1874.85    | 0.0054         | 750.34     | 3.06      | 0.009    |

**Remarque :**

On voit bien que la condition est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

## IV.4.4 Effort normal réduits

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

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

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

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

Pour calculer l'effort normal « $N_d$ » selon le CBA, (l'Article B.8.2.2) pour un poteau soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par les RPA." Les combinaisons du RPA pour un ouvrage avec des voiles (mixte) sont connues :

✓ **Vérification d'effort normal réduit des poteaux**

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

**Tableau IV.13:** Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

| Poteau | $N_d$ (N)  | $B_c$ (mm <sup>2</sup> ) | $f_{c28}$ | V    | observation |
|--------|------------|--------------------------|-----------|------|-------------|
| 35*35  | 804884.57  | 122500                   | 25        | 0.26 | CV          |
| 35*45  | 1039014.08 | 157500                   | 25        | 0.26 | CV          |

## IV.4.5 Vérification au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

**$M_r$** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum V_i \times h_i$$

**$M_s$** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

**$W$** : le poids total de la structure

**Tableau IV.14:** Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

| ETAGE | Vx (KN) | hi (m) | Mr (KN)   | Xg (m) | W (KN)  | Ms (KN)   |
|-------|---------|--------|-----------|--------|---------|-----------|
| RDC   | 2840,25 | 3.57   | 308.6622  | 12.5   | 37069.1 | 463363.75 |
| 01    | 2753,79 | 6.63   | 1170.2613 |        |         |           |
| 02    | 2577,28 | 9.69   | 2524.4388 |        |         |           |
| 03    | 2316,76 | 12.75  | 4248.555  |        |         |           |
| 04    | 1983,54 | 15.81  | 6657.1167 |        |         |           |
| 05    | 1562,47 | 18.87  | 9808.626  |        |         |           |
| 06    | 1042,67 | 21.93  | 15157.797 |        |         |           |
| 07    | 351,48  | 24.99  | 8783.4852 |        |         |           |

- **Verifications**

$M_R = 48658.9422 \text{ KN}$

$M_S = 463363.75 \text{ KN}$

- $\frac{M_S}{M_R} = 9.52 \geq 1.5 \dots \dots \dots$  La condition est vérifiée.

**Tableau IV.15:** Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).

| ETAGE | Vy (KN) | hi (m) | Mr (KN)   | yg (m) | W (KN)  | Ms (KN)   |
|-------|---------|--------|-----------|--------|---------|-----------|
| RDC   | 2757.52 | 3.57   | 343.1484  | 9.75   | 37069.1 | 361423.73 |
| 01    | 2661.4  | 6.63   | 1143.3435 |        |         |           |
| 02    | 2488.95 | 9.69   | 2495.0781 |        |         |           |
| 03    | 2231.46 | 12.75  | 4089.945  |        |         |           |
| 04    | 1910.68 | 15.81  | 6364.4736 |        |         |           |
| 05    | 1508.12 | 18.87  | 9429.339  |        |         |           |
| 06    | 1008.42 | 21.93  | 14431.694 |        |         |           |
| 07    | 350.34  | 24.99  | 8754.9966 |        |         |           |

- **Verifications**

$M_R = 47052.0182 \text{ KN}$

$M_S = 361423.73 \text{ KN}$

- $\frac{M_S}{M_R} = 7.68 \geq 1.5 \dots \dots \dots$  La condition est vérifiée.

⇒ La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

**IV.5 Exigence du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes**

**Le RPA99 (Article 3.4.A)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit:

❖ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.

❖ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au plus 25% des sollicitations.

**IV.6 Conclusion**

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Dimensions finales des différents éléments :

- les voiles :  $e = 18 \text{ cm}$ .
- Les poutres : Poutre principale: (30×30).  
Poutre chainage: (30×40).
- Les poteaux : Poteau 01: s-sol, RDC et étage courant: (35×45).  
Poteau 02: s-sol, RDC et étage courant: (35×35).

# **Chapitre V**

## **ferraillage des éléments structuraux**

## V.1 Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

❖ **Poteaux** : Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

❖ **Poutres** : Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis 2014), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

## V.2 Les poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement BAEL 91 ; puis, on se rapportera au règlement du RPA 99 V 2003 pour vérifier le ferraillage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale** : BAEL 91

$$E.L.U : 1,35G + 1,5Q$$

$$E.L.S : G + Q$$

- **Combinaison accidentelle** : RPA 99 V 2003

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour les combinaisons accidentelles et fondamentales, on prend les moments maximums et on vérifie avec la combinaison ELS.

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30 × 40).
- Poutres secondaires (30 × 30).

## V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

## ❖ Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section du béton.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  en zone II.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

## ❖ Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing_l \right)$  Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre des armatures longitudinales  $\varnothing_l$  à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## V.2.2 Ferraillage des poutres

## V.2.2.1 Poutre principale

## a) Les armatures longitudinales

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel robot 2014.

**Tableau V.1:** Sollicitations de la poutre principale.

|         | ELU (KN.m) |        | ELS (KN.m) |        | 0.8G+E (KN.m) |         |
|---------|------------|--------|------------|--------|---------------|---------|
| section | $M_t$      | $M_a$  | $M_t$      | $M_a$  | $M_t$         | $M_a$   |
| 30×40   | 28.48      | -64.32 | 20.65      | -46.71 | 108.48        | -119.40 |

## ❖ Ferraillage en travée

$$M_{t \max} = 108.48 \text{ KN.m}$$

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

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{108.48 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.197$$

$$\mu_{bu} = 0.197 \leq \mu_l = 0.391 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.197)}) = 0.277$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.277) = 320.112 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{108.48 \times 10^6}{320.112 \times \frac{400}{1.15}} = 974.284 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 9.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.41 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.30; 9.74) = 9.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.74 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### ❖ Ferraillage en appui

$$M_{a \max} = -119.40 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{119.40 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.217$$

$$\mu_{bu} = 0.217 \leq \mu_l = 0.391 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.217)}) = 0.310$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.310) = 315.36 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{119.40 \times 10^6}{315.36 \times \frac{400}{1.15}} = 1088.52 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 10.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.41 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1.30; 10.88) = 10.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.88 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau V.2: Ferraillage des poutres principales.

| Désignation | M (KN.m) | b (cm) | d (cm) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (mm)  | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|----------|--------|--------|------------|----------|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------|
| Travée      | 108.48   | 300    | 360    | 0.197      | 0.277    | 320.112 | 9.74                                | 1.30                                | 3HA16+3HA14=10.65                      |
| Appuis      | -119.40  | 300    | 360    | 0.217      | 0.310    | 315.36  | 10.88                               | 1.30                                | 3HA16+3HA26=12.06                      |

➤ **Vérification du ferraillage des poutres principales**

❖ **Armatures minimales : (RPA. Art.7.5.2.1)**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1)**

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications à l'ELU**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_{\max} = 78.99 \text{ KN.m}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{78.99 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.731 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

**b) Calcul du ferraillage transversal**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

Avec :  $\phi$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 1.2 \right) \Rightarrow \phi_t = 1.2 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

➤ **Calcul de l'espacement**

○ **Selon BAEL91**

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

$$S_{t1} = \min (0.9h ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 40 ; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 (0.731 - 0.3 \times 2.1)} = 207.66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \rightarrow S_t = 36 \text{ cm}$$

○ **Selon RPA 99**

L'espaceur est calculé par le RPA99 V2003 :

- dans la zone nodale :  $S_t = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \phi_l \right)$

$$S_t = \min \left( \frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 10 \text{ cm.}$$

Donc on adopte  $S_t = 8 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale:  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$$A_{tmin} \leq A_t$$

$$A_{tmin} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

➤ **Vérifications à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

❖ **En travée**

$$M_{tmax} = 20.65 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (d-y) A_s' - n (d-y) A_s = 0$$

$$A_s = 0 \quad n = 15 \quad A_s = 10.65 \rightarrow y = 14 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n (d-y)^2 A_s + n (d-y) A_s \rightarrow I = 100403 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.65 \times 140 \times 10^6}{100403 \times 10^4} = 7.444 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Sur appuis**

$$M_a = -46.71 \text{ KN.m}$$

## ➤ Position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 + n(d-y)As' - n(d-y)As$$

$$As' = 0 \quad n = 15 \quad As = 12.06 \rightarrow y = 16 \text{ cm}$$

## ➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n(d-y)^2As + n(d-y)As \quad \rightarrow I = 117820 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.71 \times 160 \times 10^6}{117820 \times 10^4} = 6.343 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau V.3: Vérification des contraintes à l'ELS de poutres principales.

|        | $M_{ser}$<br>(KN. m) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|--------|----------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| Travée | 20.65                | 14        | 100403                  | 7.444                  | 15                           | CV                                   |
| Appuis | -46.71               | 16        | 117820                  | 6.343                  | 15                           | CV                                   |

## ➤ Vérification de la flèche

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

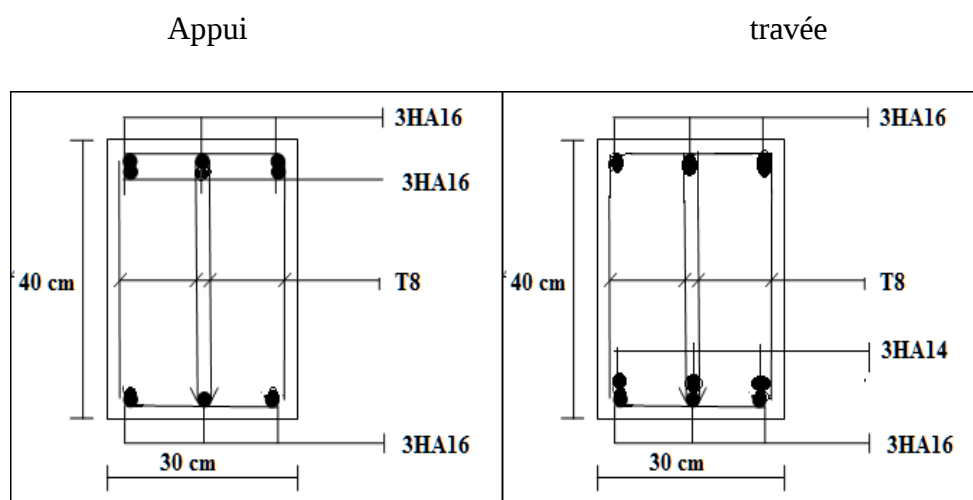
$$L = 4\text{m} \quad h = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.1 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.1 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{As_{app}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.009 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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



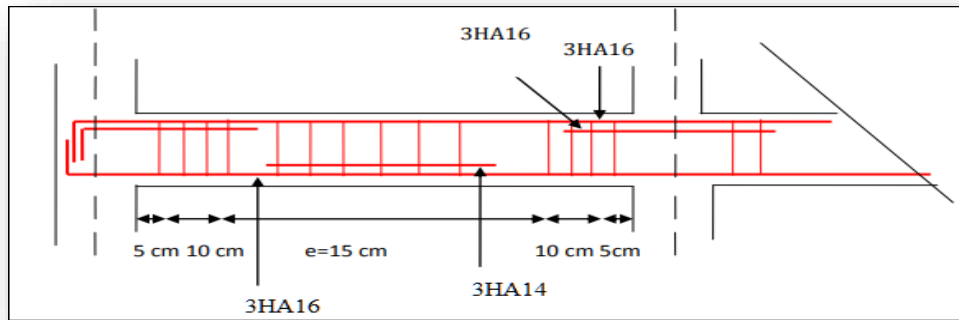


Figure V.1: Schéma de ferraillage des poutres principales.

### V.2.2.2 Poutre secondaire

#### a) Les armatures longitudinales

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel robot2014.

Tableau V.4: Sollicitations de la poutre secondaire.

| section | ELU (KN.m) |        | ELS (KN.m) |        | 0.8G+E (KN.m) |        |
|---------|------------|--------|------------|--------|---------------|--------|
|         | $M_t$      | $M_a$  | $M_t$      | $M_a$  | $M_t$         | $M_a$  |
| 30×30   | 39.15      | -43.39 | 28.58      | -31.58 | 69.90         | -72.55 |

#### ❖ Ferraillage en travée

$$M_{t \max} = 69.90 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69.90 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.23$$

$$\mu_{bu} = 0.23 \leq \mu_l = 0.391 \quad A_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.23)}) = 0.33$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 270 (1 - 0.4 \times 0.33) = 234.36 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{69.90 \times 10^6}{234.36 \times \frac{400}{1.15}} = 857.5 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 8.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 87.81 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(0.88; 8.58) = 8.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.58 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

## ❖ Ferraillage en appui

$$M_{a\max} = -72.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{72.55 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.234$$

$$\mu_{bu} = 0.234 \leq \mu_l = 0.391 \quad \text{AS} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.234)}) = 0.338$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 270(1 - 0.4 \times 0.338) = 233.5 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{72.55 \times 10^6}{233.5 \times \frac{400}{1.15}} = 893.3 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 8.93 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>

## ❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 87.81 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(0.88; 8.58) = 8.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.58 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Tableau V.5:** Ferraillage des poutres secondaires.

| Désignation | M (KN.m) | b (cm) | d (cm) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (mm) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|----------|--------|--------|------------|----------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------|
| Travée      | 69.90    | 300    | 270    | 0.23       | 0.33     | 234.36 | 8.58                                | 0.88                                | 6HA14=9.24                             |
| Appuis      | -72.55   | 300    | 270    | 0.234      | 0.338    | 233.5  | 8.93                                | 0.88                                | 6HA14=9.24                             |

## ➤ Vérification du ferraillage des poutres secondaires

## ❖ Armatures minimales (RPA. Art.7.5.2.1)

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

$$A_{\min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1)

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 30 \times 40 = 54 \text{ cm}^2$$

## ➤ Vérifications à l'ELU

## • Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = 32.13 \text{ KN.m}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{32.13 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.4 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

### b) Calcul du ferraillage transversal

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min} \right)$$

Avec :  $\phi$  : le diamètre minimale des armatures longitudinales de la poutre.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 1.4 \right) \rightarrow \phi_t = 1.4 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

#### ➤ Calcul de l'espacement

##### ○ Selon BAEL91

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

$$S_{t1} = \min (0.9h; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 30; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15 (0.4 - 0.3 \times 2.1)} = - 91.19 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \rightarrow S_t = 27 \text{ cm}$$

##### ○ Selon RPA 99

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\text{- dans la zone nodale : } S_t = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \phi_l \right)$$

$$S_t = \min \left( \frac{30}{4}; 12 \times 1.4 \right) = 7.5 \text{ cm.}$$

Donc on adopte  $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\text{- dans la zone courant : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### ➤ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.3\% \times 15 \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### ➤ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

## ➤ Vérifications à l'ELS

## ➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

## ❖ En travée

$$M_{tmax} = 28.58 \text{ KN.m}$$

## ➤ Position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 + n(d-y)As' - n(d-y)As = 0$$

$$As = 0 \quad n = 15 \quad As = 10.05 \quad \rightarrow Y = 11.84 \text{ cm}$$

## ➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n(d-y)^2As + n(d-y)As$$

$$I = 4845.803 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28.58 \times 118.4 \times 10^6}{4845.8032 \times 10^4} = 6.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

## ❖ Sur appuis

$$M_a = -31.58 \text{ KN.m}$$

## ➤ Position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 + n(d-y)As' - n(d-y)As = 0$$

$$As = 0 \quad n = 15 \quad As = 12.81 \rightarrow Y = 11.84 \text{ cm}$$

## ➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n(d-y)^2As + n(d-y)As \rightarrow I = 4845.803 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{31.58 \times 118.4 \times 10^6}{4845.8032 \times 10^4} = 7.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Tableau V.6:** Vérification des contraintes à l'ELS de poutres principales.

|        | $M_{ser}$<br>(KN. m) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ |
|--------|----------------------|-----------|-------------------------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------|
| Travée | 28.58                | 11.84     | 4845.8032               | 6.98                   | 15                                | C.V                                       |
| Appuis | -31.58               | 11.84     | 4845.8032               | 7.71                   | 15                                | C.V                                       |

## ❖ Vérification de la flèche

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

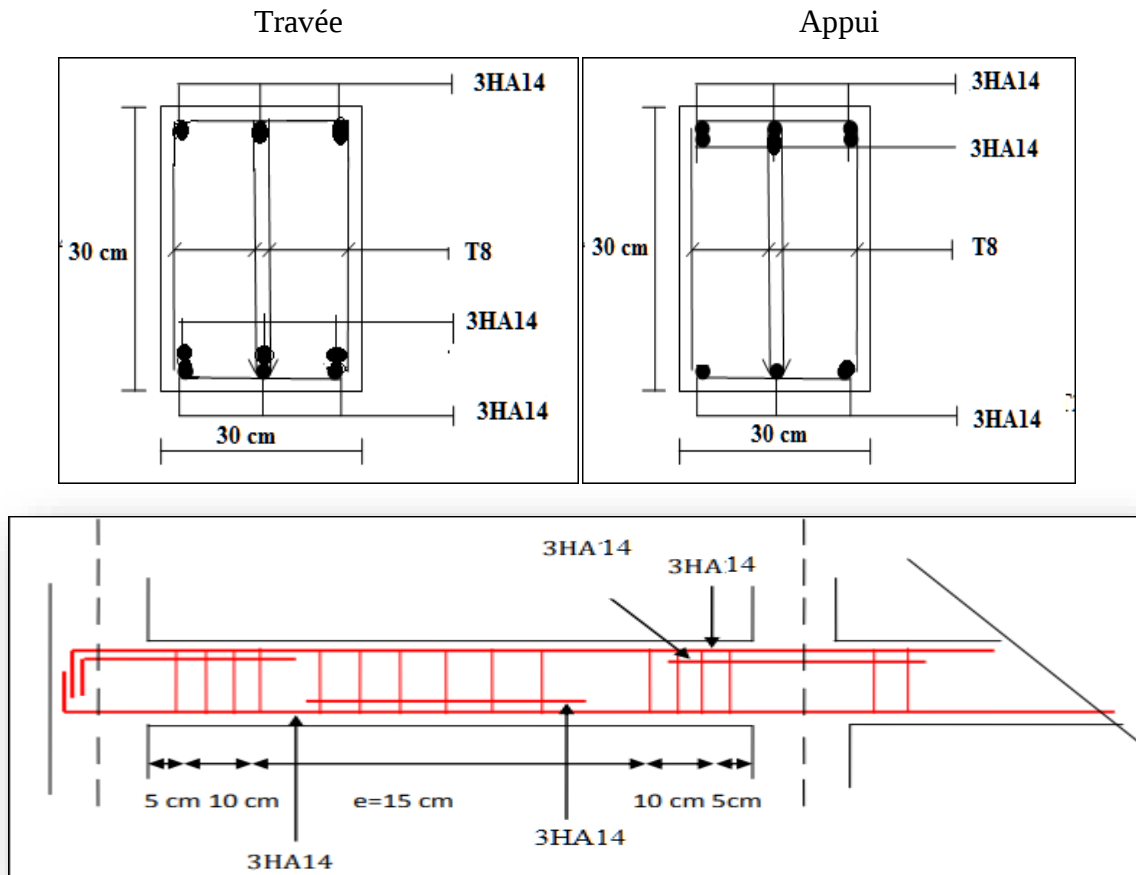
$$L = 3.3 \text{ m} \quad h = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.12 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.12 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{sapp}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.000114 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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



**Figure V.2:** Schéma de ferraillage des poutres secondaires.

### V.3 Les Poteaux

Les poteaux sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux directions longitudinale et transversale donc les poteaux sont sollicités en flexion compos. Il est recommandé de calculer le ferraillage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferraillage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime sous l'effort de sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

## ➤ Caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau V.7: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

| Situation    | Béton      |                 |                | Acier (FeE400) |          |                  |
|--------------|------------|-----------------|----------------|----------------|----------|------------------|
|              | $\gamma_b$ | $F_{c28}$ (Mpa) | $f_{bu}$ (MPa) | $\gamma_s$     | Fe (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) |
| Durable      | 1,5        | 25              | 14,17          | 1,15           | 400      | 347.82           |
| Accidentelle | 1,15       | 25              | 18.48          | 1              | 400      | 400              |

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- G+Q
- 0.8G+E
- 0.8G-E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

- ✓  $N_{Max}$  ;  $M_{correspondant}$
- ✓  $N_{Min}$  ;  $M_{correspondant}$
- ✓  $M_{Max}$  ;  $N_{correspondant}$

## V.3.1 Recommandations du RPA99/2003

## ❖ Coffrage RPA (Art 7.4.1)

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

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

## ❖ Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales de nos poteaux (Zone IIa) doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :  $A_{min} = 0.8\%$
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - $A_{max} = 4\%$  en zone courante
  - $A_{max} = 6\%$  en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \varnothing$  en Zone II

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en Zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.3.

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1; h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau

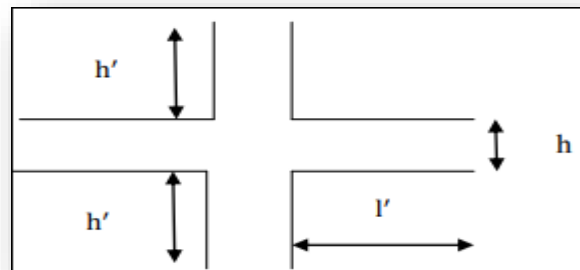


Figure V.3: Zone nodale.

#### ❖ Armatures transversales (Art 7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

D'après (ART 7.4.2.2) RPA99/version2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{P \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

**Vu**: L'effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>**: Hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>**: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**ρ**: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture.

$$\begin{cases} \rho = 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3,75 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \Rightarrow \lambda_g \text{ Est l'élancement géométrique du poteau.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b} \Rightarrow L_f = 0,7h_0$$

$h_0$  : Hauteur libre. / a et b : sont les dimensions de la section du poteau. et  $L_f$  longueur de flambement du poteau

**t**: Espacement entre les armatures transversales telle que :

- En zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- En zone courante :  $t < 15\phi_l$

$\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{b \cdot t} \geq \begin{cases} 0,30\% & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} & \text{Si } 3 \leq \lambda \leq 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimums.

### V.3.2 Ferraillage des poteaux

- Sollicitations dans les poteaux

**Tableau V.8:** Sollicitations dans les poteaux.

|       | ELU               |                      | G+Q+E               |                    | 0.8G+E            |                       |
|-------|-------------------|----------------------|---------------------|--------------------|-------------------|-----------------------|
|       | $N_{max}$<br>(KN) | $M_{corr}$<br>(KN.M) | $M_{max}$<br>(KN.M) | $N_{corr}$<br>(KN) | $N_{min}$<br>(KN) | $M_{corr}$<br>(KN. M) |
| 35×35 | 752.80            | 4.23                 | - 51.91             | 270.35             | -1030.02          | -31.04                |
| 35×45 | 1006.87           | 1.1                  | -74.62              | 424.11             | -596.67           | -19.09                |

#### Exemple de calcul

##### 1) Armatures longitudinales

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux de l'étage courant, et le reste des résultats de ferraillage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

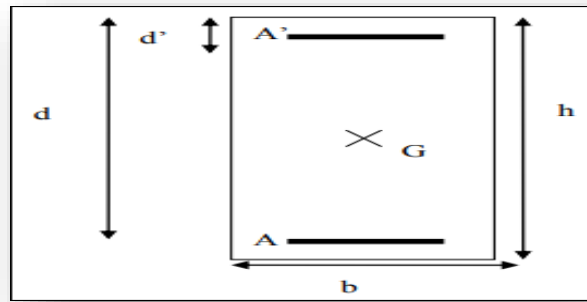


Figure V.4: Section du poteau à ferrailer.

a) 1<sup>er</sup> cas :  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

$$N_{max} = 752.80 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 4.23 \text{ KN.m}$$

$N_u > 0$  : donc le poteau est soumis à un effort de compression.

- Calcul de l'excentricité

En adopte une excentricité totale de calcul :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

$e_0$  : Excentricité de la résultante.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre liée à la déformation de la structure.

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- Calcul l'excentricité de la résultante

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{4.23}{752.80} = 0.0056 \text{ m}$$

- Calcul l'excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max \left( 2 ; \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0056 + 0.02 = 0.0256 \text{ m}$$

- Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre

L'excentricité du deuxième ordre ( $e_2$ ) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left( 15 ; 20 \frac{e_1}{L} \right)$$

$$L_f: \text{Longueur de flambement de la pièce} : L_f = L \times 0.7 \rightarrow L_f = 3.06 \times 0.7 = 2.142 \text{ m}$$

h: hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\frac{214.2}{35} = 6.12 \leq \max (15 ; 0.083) \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul  $e_2$

$$e_2 = \frac{3l^2 f}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$\alpha$  : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{16.68}{16.68 + 2.75} = 0.86 \quad \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{0.35 \times 10^4} (2 + 0.86 \times 2) = 0.015 \text{ m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a = 0.015 + 0.0056 + 0.02 = 0.0406 \text{ m}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = N_u - (b \times h \times f_{bu}) \left( \frac{h}{2} - d' \right) > M_U$$

$$M_2 = 752.80 - (0.35 \times 0.35 \times 14170) (0.175 - 0.03) = 501.11 \text{ KN.m} > M_U \dots \text{CV}$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') (b \times h \times f_{bu}) < M_U$$

$$M_3 = 752.8 (0.175 - 0.03) - (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.03) (0.35 \times 0.35 \times 14170)$$

$$M_3 = -53.404 \text{ KN.m} < M_U \dots \text{CNV}$$

Donc il faut calculer :

$$\psi = \frac{0.3754 \times b \times h^2 \times f_{bu} + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_U}{(0.871 \times h - d') (b \times h \times f_{bu})} = \psi = \frac{0.3754 \times 0.35 \times 0.35^2 \times 14170 + 752.8 (0.175 - 0.03) - 4.23}{(0.871 \times 0.35 - 0.03) (0.35 \times 0.35 \times 14170)} = 0.7$$

$$\text{Donc } \Psi \leq 0.8095$$

La section est partiellement tendue et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_u = N_u \cdot e = 752.80 \times 0.0406 = 30.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 30.56 + 752.8 \times (0.32 - 0.175) = 140 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{140 \times 10^6}{350 \times 320^2 \times 14.17} = 0.3 < \mu_l = 0.391 \dots \dots \dots A_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.3)}) = 0.5$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.32 (1 - 0.4 \times 0.5) = 0.260 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{140 \times 10^6}{260 \times \frac{400}{1.15}} = 15.48 \text{ cm}^2$$

**b) 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$**

$$M_{max} = -51.91 \text{ KN.m}$$

$$N_{corr} = 270.35 \text{ KN}$$

$N_u > 0$  : donc le poteau est soumis à un effort de compression.

- **Calcul de l'excentricité**

En adopte une excentricité totale de calcule :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

**1) Calcul l'excentricité de la résultante**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{-51.91}{270.35} = -0.19 \text{ m}$$

**2) Calcul l'excentricité additionnelle**

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left( 2 ; \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.02 - 0.19 = -0.17 \text{ m}$$

**3) Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre**

L'excentricité du deuxième ordre ( $e_2$ ) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left( 15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

$$L_f: \text{Longueur de flambement de la pièce : } L_f = L \times 0.7 \rightarrow L_f = 3.06 \times 0.7 = 2.142 \text{ m}$$

h: hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\frac{214.2}{35} = 6.12 \leq \max (15 ; 0.07) \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul  $e_2$

$$e_2 = \frac{3l^2 f}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$\alpha$  : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{16.68}{16.68 + 2.75} = 0.86 \quad \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{0.35 \times 10^4} (2 + 0.86 \times 2) = 0.015 \text{ m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a = 0.015 + (-0.19) + 0.02 = -0.155 \text{ m}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = N_u - (b \times h \times f_{bu}) \left( \frac{h}{2} - d' \right) > M_U$$

$$M_2 = 270.35 - (0.35 \times 0.35 \times 14170) (0.175 - 0.03) = -212.5 \text{ KN.m} < M_U \dots\dots \text{CV}$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') (b \times h \times f_{bu}) < M_U$$

$$M_3 = 270.35 (0.175 - 0.03) - (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.03) (0.35 \times 0.35 \times 14170)$$

$$M_3 = -123.20 \text{ KN.m} < M_U \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc il faut calculer :

$$\psi = \frac{0.3754 \times b \times h^2 \times f_{bu} + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_U}{(0.871 \times h - d') (b \times h \times f_{bu})}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 0.35 \times 0.35^2 \times 14170 + 270.35 (0.175 - 0.03) + 51.91}{(0.871 \times 0.35 - 0.03) (0.35 \times 0.35 \times 14170)} = 0.19$$

Donc  $\Psi \leq 0.8095$

La section est partiellement tendue et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_u = N_u \cdot e = 270.35 \times (-0.155) = -41.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = -41.90 + 270.35 \times (0.32 - 0.175) = -2.7 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.005)}) = 0.006$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.32 (1 - 0.4 \times 0.006) = 0.319 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.7 \times 10^6}{319 \times \frac{400}{1.15}} = 0.24 \text{ cm}^2$$

**c) 3<sup>ème</sup> cas :  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$**

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-31.04}{-1030.02} = 0.030 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = 32 - \frac{35}{2} \text{ La section est entièrement comprimée}$$

$$M_{ua} = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e_G \right) = -1030.02 (0.32 - 0.175 + 0.03) = -118.45 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{(d - d') \sigma_s} = \frac{118.45 \times 10^6}{(320 - 30) 347.83} = 11.74 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1030.02 \times 10^3}{347.83} - 1174 = 17.87 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 11.74 + 17.87 = 29.61 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier minimale**

Selon RPA99/Version 2003 :

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h \Rightarrow A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 \Rightarrow A_{min} = 9.8 \text{ cm}^2$$

➤ **La section d'acier maximale**

Selon RPA99/Version 2003 :

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h \Rightarrow A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% \times b \times h \Rightarrow A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures finales**

$$A_f = \max (A_{calculée}; A_{RPA}) = 29.61 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferraillage des poteaux des différents niveaux a été mené de la même manière, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: Ferraillage des poteaux.

| La section (cm <sup>2</sup> ) |        | $A_{min}$<br>Cm <sup>2</sup> | $A_{calcul}$<br>Cm <sup>2</sup> | $A_{max}$<br>Cm <sup>2</sup> | $A_{adoptée}$<br>Cm <sup>2</sup> | Choix des<br>barres |
|-------------------------------|--------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| b<br>(cm)                     | h (cm) |                              |                                 |                              |                                  |                     |
| 35                            | 35     | 9.8                          | 29.61                           | 29.61                        | 31.42                            | 10HA20              |
| 35                            | 45     | 12.60                        | 19.06                           | 19.06                        | 20.61                            | 4HA20+4HA16         |

## 2) Les armatures transversales

Soit à calculer les armatures transversales du poteau du RDC de section (35x35) cm.

$$A_{adoptée} = 37.30 \text{ cm}^2 = 12\text{HA}20$$

$$\text{Donc } \varphi_{l \min} = 2 \text{ cm} \quad L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

Calcul de la section de ferraillage transversale  $A_t$  :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.35} \text{ ou } \frac{2.142}{0.35} \right) \lambda_g = (6.12 ; 6.12) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 2.5$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement  $t$  est pris égale à :

$$\text{➤ En zone nodale : } t \leq \min (10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 2 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \rightarrow t \leq 15 \text{ cm}$$

On adoptera alors  $t = 10 \text{ cm}$

$$\text{➤ En zone courante : } t < 15\phi_l = 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$$

On adoptera alors  $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{P \times V_u}{h_1 \times f_e} \rightarrow A_t = \frac{P \times V_u}{h_1 \times f_e} t = \frac{2.5 \times 65.82 \times 10^3}{350 \times 400} \times 150 = 1.77 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section de ferraillage transversale minimale  $A_{t \min}$

$$\lambda_g = 6.12 \rightarrow A_{t \min} = 0.3\% \times t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Le tableau ci-après résume la résultante de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.10: Armatures transversales adoptées pour les poteaux.

| Sections (cm <sup>2</sup> )       | 35×35 | 35×45  |
|-----------------------------------|-------|--------|
| $\varphi_{lmin}$ (cm)             | 2     | 1.6    |
| $L_f$ (cm)                        | 2.5   | 2.5    |
| $L_r$ (cm)                        | 80    | 64     |
| $\lambda_g$ (cm)                  | 7.14  | 5.6    |
| $\rho_a$                          | 2.5   | 2.5    |
| V (KN)                            | 65.82 | 108.52 |
| $t_{zone\ nodale}$ (cm)           | 10    | 10     |
| $t_{zone\ courante}$ (cm)         | 15    | 15     |
| $A_t$ (cm <sup>2</sup> )          | 1.77  | 2.54   |
| $A_{tmin}$ (cm <sup>2</sup> )     | 1.6   | 1.6    |
| $A_{tdadopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | 2.01  | 3.02   |
| Nombre des barres                 | 4HA8  | 6HA8   |

### V.3.3 Vérifications

#### V.3.3.1 Vérification au flambement

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élancement

$B_r$ : Section réduite du béton

$A_s$ : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Exemple de calcul (RDC) (35× 45) cm<sup>2</sup>

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.57 = 2.5 \text{ m (Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.45^2}{12}} = 0.13 \text{ m (Rayon de giration).}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.5}{0.13} = 19.23 \rightarrow \alpha = 0.80$$

$$B_r = (h-0.02)(b-0.02) = (0.35-0.02)(0.45-0.02) = 0.1419 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \gamma_s = 1.15 ; A_s = 24.13 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0.8 \left[ \frac{0.1419 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 24.13 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} \right] = 2775.44 \text{ KN}$$

On a  $N_{max} = 1006.87 \text{ KN} < N_u = 2775.44 \text{ KN}$  condition vérifiée, Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau:

**Tableau V.11 : Vérification des poteaux au flambement.**

| section | $L_0$<br>(m) | $L_f$ (m) | $i$<br>(cm) | $\lambda$ | $\alpha$ | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $B_r$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $N_u$<br>(KN)      | $N_{max}$<br>(KN) |
|---------|--------------|-----------|-------------|-----------|----------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------|-------------------|
| 35×35   | 3.57         | 2.5       | 0.10        | 25        | 0.77     | 37.70                       | 1089                        | 2562.8             | 752.80            |
| 35×45   | 3.57         | 2.5       | 0.13        | 19.23     | 0.8      | 24.13                       | 1419                        | $\frac{2775.4}{4}$ | 1006.87           |

On voit bien que  $N_{max} < N_u$  pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement

### V.3.3.2 Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \text{ Tel que } \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases} \quad \lambda g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12: Vérification aux sollicitations tangentielle.**

| Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $L_f$ (m) | $\lambda g$ | $\rho_d$ | d<br>(cm) | $V_u$<br>(KN) | $\tau_{bu}$<br>(MPa) | $\overline{\tau_{bu}}$<br>(MPa) |
|-------------------------------|-----------|-------------|----------|-----------|---------------|----------------------|---------------------------------|
| 35×35                         | 2.142     | 6.12        | 0.075    | 32        | 65.82         | 0.6                  | 1.875                           |
| 35×45                         | 2.5       | 5.6         | 0.04     | 42        | 108.52        | 0.74                 | 1                               |

On déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

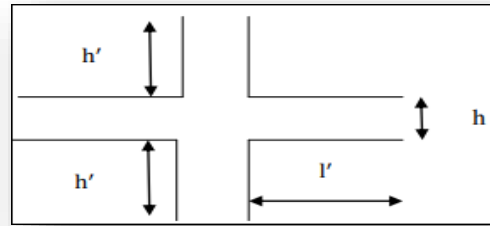
### V.3.4 Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles..... (Selon le RPA).

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$l' = 2h$$



$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1; h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau

**1) RDC et sous-sol (35×45)**

$$l' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \text{Max}\left(\frac{357}{6}; 45; 35; 60 \text{ cm}\right) = 60$$

**2) RDC et sous-sol (35×35)**

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

$$h' = \text{Max}\left(\frac{357}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm}\right) = 60$$

**3) Etages courante (35×45)**

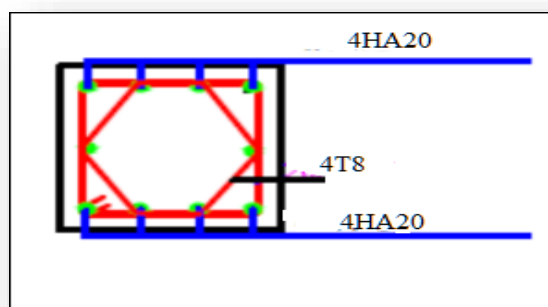
$$l' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \text{Max}\left(\frac{357}{6}; 45; 35; 60 \text{ cm}\right) = 60$$

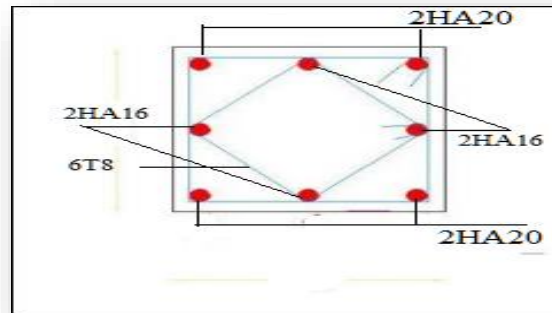
**4) Etages courante (35×35)**

$$l' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \text{Max}\left(\frac{357}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm}\right) = 60$$



**Figure V.5:** Schéma de ferraillage des poteaux (35×35).



**Figure V.6:** Schéma de ferraillage des poteaux (35× 45).

## V.4 Les Voiles

### V.4.1 Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement qui doivent reprendre les forces horizontales dues au vent (action climatique) ou aux séismes (action géologique), ils sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leur rigidités importante dans ce plan. Leur calcul se fait dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant dues aux action sismiques (E) et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q).

### V.4.2 Les combinaisons des charges

Selon le règlement parasismique algérienne (RPA99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants:

- ❖ Etat limite ultime:
  - situation durable:  $1,35G+1,Q$
  - situation accidentelle:  $G+Q\pm E$   
 $0,8G\pm E$
- ❖ Etat limite service:  $G+Q$

### V.4.3 Procédure de ferraillage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifié selon RPA99.V2003 sous les sollicitations suivantes:

- S1:  $M_{\max}$  ;  $N_{\text{correspondant}}$
- S2:  $N_{\max}$  ;  $M_{\text{correspondant}}$
- S3:  $N_{\min}$  ;  $M_{\text{correspondant}}$

### V.4.4 Méthode de calcul

Pour le calcul du ferraillage on a partagé l'ouvrage en deux parties:

- Partie 1: RDC, étage 1, étage 2, étage 3.
- Partie 2: étage 4, étage 5, étage 6, étage 4.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, en utilisant la méthode **de NAVIER-BERNOULLIE** pour déterminer les contraintes :

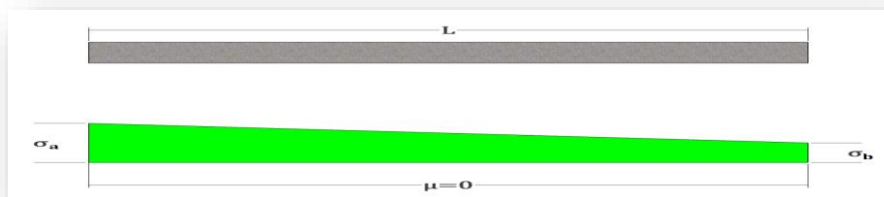
$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Telle que:

$$\left\{ \begin{array}{l} N: \text{L'effort normale appliqué.} \\ A: \text{La section transversale du voile.} \\ M: \text{Le moment fléchissant appliqué.} \\ V: \text{Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.} \\ I: \text{Le moment d'inertie du voile.} \end{array} \right.$$

➤ Suivant la position de l'axe neutre et l'effort appliqué la section peut-être :

- **1ère cas (SEC) :** Si  $(\sigma_a, \sigma_b) > 0 \Rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimé (SEC) pas de zone tendu, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003 ( $A_{min} = 0,2\% . B$ ).

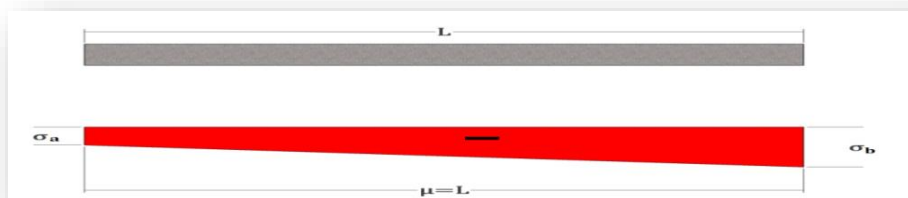


**Figure V.7:** Section entièrement comprimée.

- **2ème cas (SET) :** Si  $(\sigma_a, \sigma_b) < 0 \Rightarrow$  La section du voile est entièrement tendue (SET) pas de zone comprimé .

✓ l'effort de traction égale à :  $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

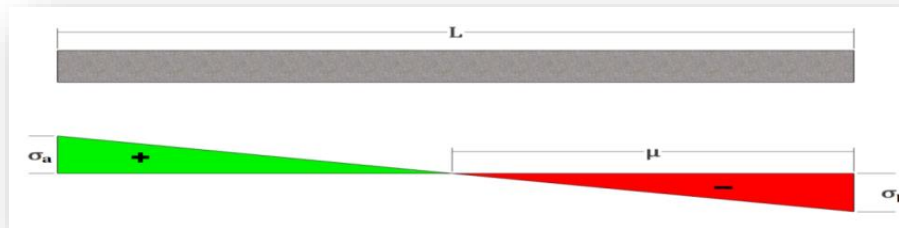
✓ La section d'armature verticale égale à :  $A_T = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$



**Figure V.8:** Section entièrement tendue.

- **3<sup>ème</sup> cas (SPC) :** Si ( $\sigma_a, \sigma_b$ ) sont des signes différents la section du voile est partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- ✓ La longueur de la zone tendue égale à :  $\mu = \frac{L}{(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1)}$
- ✓ L'effort de traction égale à :  $F_T = \frac{\sigma_b \times \mu \times e}{2}$
- ✓ La section d'armature verticale égale à :  $A_T = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$



**Figure V.9:** Section partiellement comprimée.

#### V.4.4.1 Calcul de $L_c$ et $L_t$

- ☒ section entièrement tendue (SET):  $L_t = L$
- ☒ section partiellement comprimée (SPC):  $L_t = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$
- ☒ section entièrement comprimée (SEC):  $L_c = L$

#### V.4.4.2 Calcul de l'effort normal ultime

- ☒ entièrement tendue (SET):  $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \times e$
- ☒ section partiellement comprimée (SPC):  $\frac{\sigma_2}{2} L_t \times e$
- ☒ section entièrement comprimée (SEC):  $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c \times e$

#### V.4.4.3 Calcul des armatures vertical

- ☒ entièrement tendue (SET):  $A_v = N_{ul} - B \times F_{c28}$
- ☒ section partiellement comprimée (SPC):  $A_v = \frac{N_{ul}}{f_e}$
- ☒ section entièrement comprimée (SEC):  $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$

#### V.4.4.4 Armature minimale de RPA99

D'après le RPA 2003 (ART 7.7.4.1)

$$A_{minrpa} = 0,20\% \times b \times L_t \text{ pour (SET et SPC)}$$

$$A_{minrpa} = 0,20\% \times b \times L_c \text{ pour (SEC)}$$

Avec:

b: l'épaisseur du voile.

$L_t$  et  $L_c$ : longueur de la section tendue ou comprimée.

#### V.4.5 Calcule des armatures longitudinales et transversales

- **Recommandation du RPA (V2003.ART.7.7.4)**

- **Armature longitudinale**

Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot B$$

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ( $S_t < e$ ).
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Armature horizontale**

$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$ .

- **Armature transversale**

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

- **Armature potelets**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à 4  $\emptyset 10$ .

❖ **Règles communes entre les armateurs verticales et horizontales (art A7-7-4-3RPA99)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %.
  - ✓ En zone courante 0,10 %.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :  $S \leq (30 \text{ cm} , 1,5e)$
- La longueur de recouvrement doit être égale à :
  - ✓  $40\varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - ✓  $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Recommandation BAEL**

➤ **Armature longitudinale**

- ✓ Section entièrement tendue :  $A_{\min} \geq \max \left( \frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot B \right)$
- ✓ Section partiellement comprimée :  $A_{\min} \geq \max \left( 0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot B \right)$
- ✓ Section entièrement comprimée :  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Armature horizontale**

$$A_H = \frac{\tau u \times e \times st}{0,8 \times f_e} \text{ avec : } \tau u = \frac{1,4 V d}{e \times d}$$

- ❖ Les résultats de calculs des armatures longitudinales sont affichée dans les tableaux ci-dessous:

- On a six types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichéé dans le tableau suivant :

**Tableau V.13:** Caractéristique géométrique des voiles.

|                               | L(m) | e(m) | V(m)  | B(m <sup>2</sup> ) | I(m <sup>4</sup> ) |
|-------------------------------|------|------|-------|--------------------|--------------------|
| Vx1<br>(L=3,10m)<br>(e=0,18m) | 3,10 | 0,18 | 1,55  | 0,558              | 0,447              |
| Vx2<br>(L=2,55m)<br>(e=0,18m) | 2,55 | 0,18 | 1,275 | 0,459              | 0,249              |
| Vx3<br>(L=1,90m)<br>(e=0,18m) | 1,90 | 0,18 | 0,95  | 0,342              | 0,103              |
| Vx4<br>(L=1,80m)<br>(e=0,2m)  | 1,80 | 0,18 | 0,9   | 0,324              | 0,087              |

|                               |      |      |       |       |       |
|-------------------------------|------|------|-------|-------|-------|
| Vy1<br>(L=3m)<br>(e=0,18m)    | 3    | 0,18 | 1,5   | 0,54  | 0,405 |
| Vy2<br>(L=1,65m)<br>(e=0,18m) | 1,65 | 0,18 | 0,825 | 0,297 | 0,067 |

❖ La quantité d'armature verticale nécessaire pour RDC , étage 1 ,étage 2 ,étage 3 est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau V.14:** Calcul des sections d'armatures verticale pour RDC, étage 1, étage 2, étage 3.

|     | cas           | N<br>(Kn) | M<br>(Kn.m) | $\sigma a(kn)$ | $\sigma b(kn)$ | Nature | LT(m) | F(Kn)  | As<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-----|---------------|-----------|-------------|----------------|----------------|--------|-------|--------|--------------------------|
| Vx1 | Nmax<br>Mcorr | 1197,57   | 92,55       | 2467,55        | 1824,82        | E.C    | //    | //     | 11,16                    |
|     | Nmin<br>Mcorr | 350,41    | 268,62      | 1559,71        | - 303,76       | P.C    | 0,51  | 13,81  | 0,40                     |
|     | Mmax<br>Ncorr | 875,10    | 868,91      | 4592,57        | -1478,19       | P.C    | 0,75  | 100,42 | 2,89                     |
| Vx2 | Nmax<br>Mcorr | 1695,26   | 20,74       | 3799,69        | 3587,06        | E.C    | //    | //     | 9,18                     |
|     | Nmin<br>Mcorr | 226,30    | 148,40      | 6046,23        | -2958,21       | P.C    | 0,45  | 10,81  | 0,31                     |
|     | Mmax<br>Ncorr | 708,70    | 878,27      | 1253,76        | -267,70        | P.C    | 0,84  | 223,04 | 6,41                     |
| Vx3 | Nmax<br>Mcorr | 1471,75   | 567,68      | 9545,10        | -938,37        | P.C    | 0,17  | 14,36  | 0,41                     |
|     | Nmin<br>Mcorr | 228,36    | 551,74      | 5762,27        | -4426,27       | P.C    | 0,83  | 328,89 | 9,45                     |
|     | Mmax<br>Ncorr | 1471,75   | 567,68      | 9545,10        | -938,37        | P.C    | 0,17  | 14,36  | 0,41                     |
| Vx4 | Nmax<br>Mcorr | 1002,65   | 10,88       | 3206,53        | 2982,66        | E.C    | //    | //     | 6,48                     |
|     | Nmin<br>Mcorr | 209,41    | 47,77       | 1137,79        | 154,87         | E.C    | //    | //     | 6,48                     |
|     | Mmax<br>Ncorr | 797,11    | 615,70      | 8794,58        | -3874,15       | P.C    | 0,55  | 191,93 | 5,52                     |
| Vy1 | Nmax<br>Mcorr | 1308,67   | 2377,46     | 11228,87       | -6381,94       | P.C    | 1,09  | 624,44 | 17,94                    |
|     | Nmin<br>Mcorr | 122,91    | 390,63      | 1674,39        | -1219,17       | P.C    | 1,26  | 138,69 | 3,99                     |
|     | Mmax<br>Ncorr | 446,20    | 2380,84     | 9644,22        | -7991,63       | P.C    | 1,36  | 977,77 | 28,10                    |
| Vy2 | Nmax<br>Mcorr | 1454,60   | 381,35      | 9566,76        | 228,53         | E.C    | //    | //     | 5,94                     |
|     | Nmin<br>Mcorr | 345,21    | 61,53       | 1915,67        | 408,87         | E.C    | //    | //     | 5,94                     |
|     | Mmax<br>Ncorr | 1454,60   | 381,35      | 9566,76        | 228,53         | E.C    | //    | //     | 5,94                     |

- La quantité d'armature verticale nécessaire pour étage 4 , étage 5 ,étage 6 ,étage 7 est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau V.15:** Calcule des sections d'armatures verticale pour étage 4, étage 5, étage 6, étage 7.

|     | cas           | N<br>(Kn) | M<br>(Kn.m) | $\sigma a(kn)$ | $\sigma b(kn)$ | Nature | LT(m) | F(Kn)  | As(cm <sup>2</sup> ) |
|-----|---------------|-----------|-------------|----------------|----------------|--------|-------|--------|----------------------|
| Vx1 | Nmax<br>Mcorr | 666,01    | 34,45       | 1313,06        | 1074,07        | E.C    | //    | //     | 11,16                |
|     | Nmin<br>Mcorr | 95,89     | 64,88       | 396,89         | -53,20         | P.C    | 0,37  | 1,75   | 0,05                 |
|     | Mmax<br>Ncorr | 195,17    | 112,85      | 741,20         | -41,67         | P.C    | 0,17  | 0,62   | 0,02                 |
| Vx2 | Nmax<br>Mcorr | 788,91    | 20,94       | 1826,10        | 1611,41        | E.C    | //    | //     | 9,18                 |
|     | Nmin<br>Mcorr | 37,08     | 80,21       | 491,96         | -330,39        | P.C    | 1,02  | 30,46  | 0,88                 |
|     | Mmax<br>Ncorr | 119,96    | 119,93      | 876,07         | -353,50        | P.C    | 0,73  | 23,32  | 0,67                 |
| Vx3 | Nmax<br>Mcorr | 680,30    | 0,45        | 1794,00        | 1785,52        | E.C    | //    | //     | 6,84                 |
|     | Nmin<br>Mcorr | 35,96     | 7,49        | 156,88         | 32,39          | E.C    | //    | //     | 6,84                 |
|     | Mmax<br>Ncorr | 439,38    | 75,56       | 1784,19        | 528,34         | E.C    | //    | //     | 6,84                 |
| Vx4 | Nmax<br>Mcorr | 462,56    | 3,39        | 1316,28        | 1253,50        | E.C    | //    | //     | 6,48                 |
|     | Nmin<br>Mcorr | 17,06     | 8,67        | 127,67         | -32,89         | P.C    | 0,37  | 1,21   | 0,03                 |
|     | Mmax<br>Ncorr | 352,05    | 98,39       | 1888,94        | 66,90          | E.C    | //    | //     | 6,48                 |
| Vy1 | Nmax<br>Mcorr | 668,76    | 198,03      | 1773,43        | 453,23         | E.C    | //    | //     | 10,8                 |
|     | Nmin<br>Mcorr | 10,76     | 254,88      | 867,53         | -867,67        | P.C    | 1,47  | 122,12 | 3,51                 |
|     | Mmax<br>Ncorr | 57,05     | 343,77      | 1240,98        | -1050,82       | P.C    | 1,38  | 144,54 | 4,15                 |
| Vy2 | Nmax<br>Mcorr | 409,88    | 4,76        | 1294,51        | 1189,61        | E.C    | //    | //     | 5,94                 |
|     | Nmin<br>Mcorr | 14,26     | 6,75        | 117,59         | -31,17         | P.C    | 0,35  | 1,08   | 0,03                 |
|     | Mmax<br>Ncorr | 131,67    | 63,99       | 1104,12        | -306,12        | P.C    | 0,36  | 10,96  | 0,32                 |

- On prend le max entre ( $A_s$ ,  $A_{RPA}$ ,  $A_{BAEL}$ ) pour le choix de la quantité nécessaire des armatures verticales :

**Tableau V.16:** Choix des armatures verticales pou RDC, étage 1, étage 2, étage 3.

| zone | L(m) | LT(m) | A <sub>RPA</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>BAEL</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | As<br>Calcule<br>(cm <sup>2</sup> ) | A<br>adopté | Choix des barres | Espacement<br>(cm) |
|------|------|-------|----------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-------------|------------------|--------------------|
| 1    | 3,10 | 3,10  | 11,6                                   | 26,24                                   | 11,6                                | 30,76       | 2(14HA12)        | 25                 |
|      | 2,55 | 2,55  | 9,18                                   | 21,6                                    | 9,18                                | 22,62       | 2(10HA12)        | 25                 |
|      | 1,90 | 0,83  | 2,99                                   | 17,1                                    | 9,45                                | 18,1        | 2(8HA12)         | 25                 |
|      | 1,80 | 1,80  | 6,48                                   | 15,84                                   | 6,48                                | 18,1        | 2(8HA12)         | 25                 |
|      | 3    | 1,36  | 4,89                                   | 27                                      | 28,10                               | 30,76       | 2(14HA12)        | 25                 |
|      | 1,65 | 1,65  | 5,94                                   | 14,64                                   | 5,94                                | 18,1        | 2(8HA12)         | 25                 |

**Tableau V.17:** Choix des armatures verticales pour étage 4, étage 5, étage 6, étage 7.

| zone | L(m) | LT(m) | A <sub>RPA</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>BAEL</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | As<br>Calcule<br>(cm <sup>2</sup> ) | A<br>adopté | Choix des barres | Espacement<br>(cm) |
|------|------|-------|----------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-------------|------------------|--------------------|
| 2    | 3,10 | 3,10  | 11,6                                   | 26,24                                   | 11,6                                | 30,76       | 2(14HA12)        | 25                 |
|      | 2,55 | 2,55  | 9,18                                   | 21,6                                    | 9,18                                | 22,62       | 2(10HA12)        | 25                 |
|      | 1,90 | 1,90  | 6,84                                   | 16,64                                   | 6,84                                | 18,1        | 2(8HA12)         | 25                 |
|      | 1,80 | 1,80  | 6,48                                   | 15,84                                   | 6,48                                | 18,1        | 2(8HA12)         | 25                 |
|      | 3    | 1,80  | 10,8                                   | 25,44                                   | 10,8                                | 30,76       | 2(14HA12)        | 25                 |
|      | 1,65 | 1,65  | 5,94                                   | 14,64                                   | 5,94                                | 18,1        | 2(8HA12)         | 25                 |

- Les résultat de calcules des armatures horizontles sont affichée dans les tableaux ci-dessous:

**Tableau V.18:** Choix des armatures horizontal pour RDC, étage 1, étage 2, étage 3.

|                               | $A_h$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{h\ min}$ (cm <sup>2</sup> ) | Nombre des<br>barres | $A_{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | espacements<br>(cm) |
|-------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|----------------------|---------------------------------|---------------------|
| Vx1<br>(L=3,10m)<br>(e=0,18m) | 1,3                         | 8,37                            | 10HA12               | 11,31                           | 25                  |
| Vx2<br>(L=2,55m)<br>(e=0,18m) | 0,94                        | 6,88                            | 8HA12                | 9,05                            | 25                  |
| Vx3<br>(L=1,90m)<br>(e=0,18m) | 0,65                        | 5,13                            | 8HA12                | 9,05                            | 25                  |
| Vx4<br>(L=1,80m)<br>(e=0,2m)  | 0,31                        | 4,86                            | 6HA12                | 6,79                            | 25                  |
| Vy1<br>(L=3m)<br>(e=0,18m)    | 1,73                        | 8,1                             | 10HA12               | 11,31                           | 25                  |
| Vy2<br>(L=1,65m)<br>(e=0,18m) | 0,48                        | 4,46                            | 6HA12                | 6,79                            | 25                  |

**Tableau V.19 :** Choix des armatures horizontal pour étage 4, étage 5, étage 6, étage 7.

|                               | $A_h$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{h\ min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Nombre des barres | $A_{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | espacements<br>(cm) |
|-------------------------------|-----------------------------|------------------------------------|-------------------|---------------------------------|---------------------|
| Vx1<br>(L=3,10m)<br>(e=0,18m) | 0,53                        | 8,37                               | 10HA12            | 11,31                           | 25                  |
| Vx2<br>(L=2,55m)<br>(e=0,18m) | 0,37                        | 6,88                               | 8HA12             | 9,05                            | 25                  |
| Vx3<br>(L=1,90m)<br>(e=0,18m) | 0,18                        | 5,13                               | 8HA12             | 9,05                            | 25                  |
| Vx4<br>(L=1,80m)<br>(e=0,2m)  | 0,36                        | 4,86                               | 6HA12             | 6,79                            | 25                  |
| Vy1<br>(L=3m)<br>(e=0,18m)    | 0,66                        | 8,1                                | 10HA12            | 11,31                           | 25                  |
| Vy2<br>(L=1,65m)<br>(e=0,18m) | 0,27                        | 4,46                               | 6HA12             | 6,79                            | 25                  |

**V.4.6 Vérification à L'état limite ultime (ELU)**

- Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ Selon RPA V2003 (ART 7.7.2)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Ou :  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{V}: L'effort\ tranchant\ \bar{V} = 1,4\ V \\ b_0: Epaisseur\ de\ voile \\ d: Hauteur\ utile\ d = 0,9h \end{array} \right.$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

➤ Selon BAEL

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

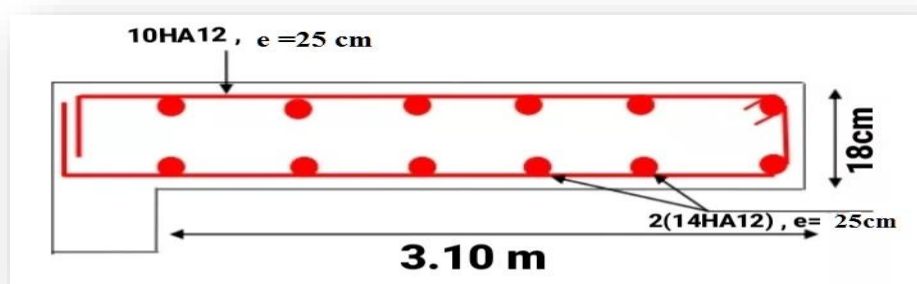
❖ Les résultats des calculs et vérification sont affichées dans le tableau suivant :

**Tableau V.20:** Calcul et Vérification la contrainte de de cisaillement.

| zone | voile | V(KN)  | $\bar{V}$ | $\tau_{bael}$ | $\tau_{rpa}$ | $\bar{\tau}_{bael}$ | $\bar{\tau}_{rpa}$ | Observation |
|------|-------|--------|-----------|---------------|--------------|---------------------|--------------------|-------------|
| 1    | 3,10  | 335,80 | 470,12    | 0,67          | 0,93         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 2,55  | 243,14 | 340,40    | 0,59          | 0,82         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 1,90  | 167,36 | 234,31    | 0,54          | 0,76         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 1,80  | 84,17  | 117,84    | 0,29          | 0,40         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 3     | 443,98 | 621,57    | 0,91          | 1,28         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 1,65  | 126,44 | 177,02    | 0,47          | 0,66         | 2,5                 | 5                  | CV          |
| 2    | 3,10  | 137,58 | 192,61    | 0,27          | 0,38         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 2,55  | 98,06  | 137,28    | 0,24          | 0,33         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 1,90  | 45,59  | 63,83     | 0,15          | 0,21         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 1,80  | 91,19  | 127,67    | 0,31          | 0,44         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 3     | 170,59 | 238,83    | 0,35          | 0,49         | 2,5                 | 5                  | CV          |
|      | 1,65  | 68,98  | 96,57     | 0,25          | 0,36         | 2,5                 | 5                  | CV          |

#### V.4.7 Schéma du ferraillage

Comme un exemple de schéma du ferraillage, on a choisi le voile 1 (3,10m), Pour RDC, étage 1, étage 2, étage 3:



**Figure V.10:** Schéma de ferraillage des voiles.

## V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillages des différents éléments principaux, Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

# **Chapitre VI**

## **Etude de l'infrastructure**

## VI.1 Introduction

Une fondation est une partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et pour reprendre les charges et surcharges supportées par la structure. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux type de fondation :

- ❖ **Fondation superficielles** : Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.
- ❖ **Fondations profondes** : Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

## VI.2 Reconnaissance de sol

Pour projeter correctement une fondation, on doit avoir une bonne connaissance de l'état de lieux au voisinage de construction à édifier, mais il est fondamental de connaître avec précision les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain.

D'après l'étude géotechnique qui nous a été confiée par le bureau d'étude du sol sont les suivants :

- Capacité portante admissible de sol  $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

## VI.3 Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon RPA99 (Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes:

- $0,8G - E$
- $0,8G + E$
- $G + Q - E$
- $G + Q + E$

- **Calcul de la contrainte**

$$\sigma_{adm} \text{ (ELU)} = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm} \text{ (ELS)} = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

Avec :

$\gamma_q$ : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\gamma_q = 2 \text{ (ELU)}$$

$$\gamma_q = 3 \text{ (ELS)}$$

Il est à noter que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS ( $\overline{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$ )

$$\sigma_{ELS} \text{ (ELU)} = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \rightarrow q_u^{reel} = 3\sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} \text{ (ELS)} = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \rightarrow q_u^{reel} = 2\sigma_{ELS}$$

$$\Rightarrow \sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS} = \frac{3}{2} \times 1.5 = 2.25 \text{ bars}$$

#### VI.4 Choix de type de fondation

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- La capacité portante de terrain de fondation.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- L'incidence économique.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La facilité de réalisation.

Pour notre structure, les types de fondations sont :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous deux poteaux et les voiles.
- Radiers.

##### VI.4.1 Vérification des semelles isolées

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées pour cela, nous allons procéder à une petite vérification.

La vérification à faire :  $\frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

**N.B** : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol,  $\overline{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN}$ .

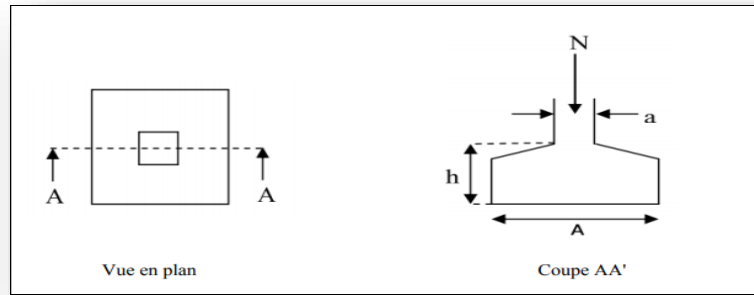


Figure VI.1: Semelle isolée.

$$\frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie.

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma_{sol}}}}$$

a, b : Dimensions du poteau à la base.

$$\Rightarrow \text{ELU : } N = 1006.87 \text{ KN} \quad \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.45 \times 1006.87}{0.35 \times 225}} = 2.4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{ELS : } N = 733.67 \text{ KN} \quad \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.45 \times 733.67}{0.35 \times 150}} = 2.51 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{ELA : } N = 1407.39 \text{ KN} \quad \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.45 \times 1407.39}{0.35 \times 225}} = 2.84 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

#### VI.4.2 Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, nous allons choisir la file de portique qui nous semble être la plus sollicitée (dans le sens xx). La surface totale des semelles est donné par :

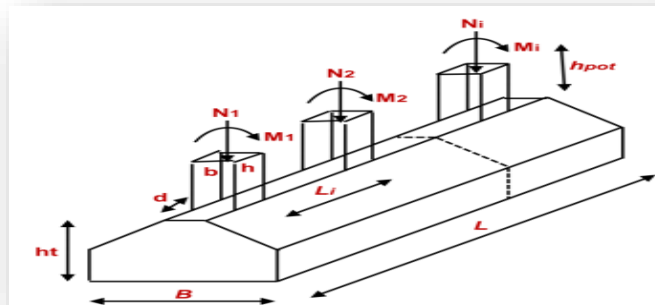


Figure VI.2: Semelle filante.

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$$

Avec :

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

- **Portique sens X-X**

$$N_{ser} = 39865.99 \text{ KN}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\sigma_{sol} \text{ (ELU)} = 2.25 \text{ bars}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{39865.99}{2.25 \times 25} = 7.08 \text{ m}$$

Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général.

### VI.4.3 Radier général

Un radier est une dalle pleine de très grandes dimensions réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

Le radier se trouve justifié, si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- De la faible capacité portante du sol.
- Des charges élevées du bâtiment.
- Du rapprochement des poteaux.
- Des difficultés d'établir des pieux (vibration nuisible).
- De charges excentrées en rive de bâtiment.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

#### VI.4.3.1 Différents types de radiers

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

- Radier plat d'épaisseur constante.
- Radier nervuré (le plus économique).
- Radier vouté.
- Radier champignon.

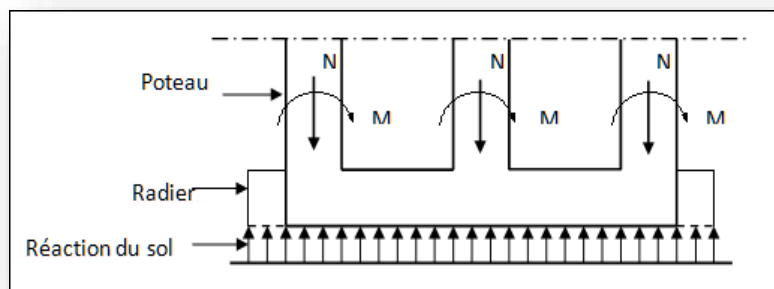


Figure VI.3: Schéma du radier.

#### VI.4.3.2 Pré dimensionnement de radier

##### • Condition de coffrage

$h_t$ : Hauteur des nervures.

$h_r$  : Hauteur de la dalle.

$L_{max}$ : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.  $L_{max} = 4 \text{ m}$

##### ➤ La nervure

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_n = 50 \text{ cm}$$

$$b_n \geq \frac{h_n}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } b_n = 40 \text{ cm}$$

##### ➤ La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

##### ➤ Remarque :

Pour éviter une section d'armatures très grandes on va augmenter les dimensions des nervures et la dalle, on prend:

- $h_n = 80 \text{ cm}$
- $b_n = 50 \text{ cm}$

- $h_d = 40 \text{ cm}$

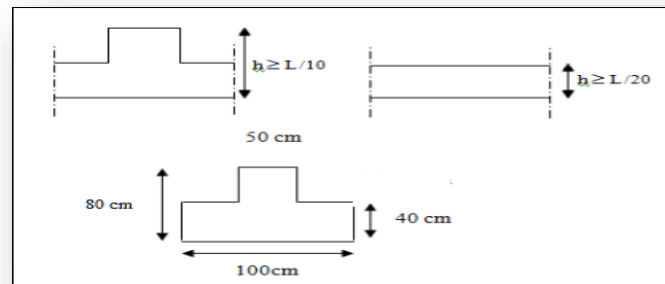


Figure VI.4: Coffrage du radier.

- **Condition de rigidité**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$L_{max}$ : Plus grande distance entre deux poteaux :

$L_e$  : Longueur élastique.

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

$E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$

$I$  : inertie d'une bande d'1 m de radier.  $I = \frac{bh^3}{12}$

$K$  : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$b$  : largeur du radier (bande de 1m).

D'où:

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4^4 \times 4 \times 10^4}{3,14^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0.54 \text{ m} \rightarrow h_t \geq 0.54 \text{ m}$$

On a :

$$h_t = 80 \text{ cm} \rightarrow L_e = 2.76 \text{ m}$$

$$I = 0.43 \text{ m}^4, L_{max} = 4 \leq \frac{\pi}{2} \times 2.76 = 4.37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### ➤ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$S_{rad}$  : Surface totale du radier.

$N$  : effort normal total transmis par l'ouvrage (le plus défavorable).

$\overline{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol

- ELU :  $N = 54477.90 \text{ KN}$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{54477.90}{225} = 242.124 \text{ m}^2$$

- ELS : N= 39865.99 KN

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{39865.99}{150} = 265.8 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = 265.8 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{\text{batiment}} = 407.23 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 265.8 < S_{\text{bat}} = 407.23 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Le radier ne comporte pas de débord}$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 407.23 \text{ m}^2$$

➤ Dimensions du radier :

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

- Hauteur de la nervure :  $h_t = 80 \text{ cm}$
- Hauteur de la table du radier :  $h_r = 40 \text{ cm}$
- La surface du radier :  $S_{\text{rad}} = 407.23 \text{ m}^2$

#### VI.4.3.3 Les vérifications

##### 1) Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :  
(Article A.5.2.42) BAEL 91.

$$N_u \leq 0,045 \times h_n \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : L'effort normal sur le poteau

$U_c$ : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$N_u = 1326.97 \text{ KN}$$

$$h_t = 80 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } A = a + h = 0.35 + 0.8 = 1.15 \text{ m}$$

$$B = b + h = 0.45 + 0.8 = 1.25 \text{ m}$$

$$U_c = 2(A+B) = 2(1.15 + 1.25) = 9.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1326.97 \leq 0,045 \times 9.6 \times 0.8 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$N_u = 1326.97 \leq 5760 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

##### 2) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 39865.99 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{39865.99 \times 4 \times 1}{2 \times 407.23} = 195.8 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \tau_u} = \frac{195.8 \times 10^3}{1000 \times 2.5} = 0.08 \text{ m} \rightarrow d = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{195.8 \times 10^{-3}}{1 \times 25} = 0.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

$$N \geq F_s \times \gamma_w \times H \times S_{\text{radier}}$$

Avec :

$N$  : Poids total du bâtiment à la base du radier :  $N = 39865.99 \text{ KN}$

$F_s$ : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $F_s = 1.5$ .

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

$H$  : hauteur de la partie ancrée du bâtiment  $H = 3.57 \text{ m}$

$S_{\text{radier}}$  : surface du radier ( $S = 407.23 \text{ m}^2$ ).

$$F_s \times \gamma_w \times H \times S_{\text{radier}} = 1.5 \times 10 \times 3.57 \times 407.23 = 21807.17 \text{ KN} \leq 39865.99 \text{ KN} \quad \dots\dots \text{ C.V}$$

### 4) Vérification des contraintes des sols

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

On a :  $\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1.5 \text{ bars}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} (x,y)$$

#### ➤ Caractéristique géométrique

Position du centre de gravité du radier :

$$- X_G = 12.5 \text{ m}$$

$$- Y_G = 9.75 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre de gravité du bâtiment :

$$- X_{G \text{ batiment}} = 12.42 \text{ m}$$

$$- Y_{G \text{ batiment}} = 9.37 \text{ m}$$

#### ➤ Moments d'inertie

Il est donné par :

$$I = (I_i + S_i d_i^2) \text{ Avec :}$$

$I_i$  : moment d'inertie du panneau (i).

$S_i$  : aire du panneau considéré (i).

$d_i$  : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier

Les moments d'inertie du radier suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = 20100.84 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 9939.83 \text{ m}^4$$

#### ➤ Calcul de l'excentricité

L'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de gravité du radier est donnée comme suit :

$$e_x = |12.5 - 12.42| = 0.08 \text{ m.}$$

$$e_y = |9.75 - 9.37| = 0.38 \text{ m.}$$

#### ➤ Le radier est sollicité par les efforts suivants

N : Effort normal du au charges verticales.

$$N = N_{\text{batiment}} + N_{\text{radier}}$$

$$N_{\text{radier}} = (s_{\text{radier}} \times h \times 25) + (0.5 \times 0.8 \times 25 \times 234.4) = 5830.3 \text{ KN}$$

$$N_{\text{batiment}} = 39855.99 \text{ KN}$$

$$N = 6415.3 + 39855.99 = 46271.29 \text{ KN}$$

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales.

$$M = N \times e$$

$$M_x = N \times e_x = 46271.29 \times 0.08 = 3701.7 \text{ KN.m}$$

$$M_y = N \times e_y = 46271.29 \times 0.38 = 1758.09 \text{ KN.m}$$

### 5) Vérification au non soulèvement des fondations

#### • Sens X-X

$$N = 46271.29 \text{ KN} , \quad M = 3701.7 \text{ KN.m},$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times y = 115.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times y = 111.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 114.5 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 150 \text{ .....Condition vérifiée}$$

#### • Sens Y-Y

$$N = 46271.29 \text{ KN} , \quad M = 1758.09 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times X = 135.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times X = 91.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 124.67 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 150 \text{ .....Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification la stabilité au renversement du radier**

D'après RPA2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si cette condition est vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

• **Sens X-X**

$$e = \frac{3654.9}{45686.29} = 0.08 \text{ m} \leq \frac{25}{4} = 6.25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens Y-Y**

$$e = \frac{17360.8}{45686.29} = 0.38 \text{ m} \leq \frac{11.24}{4} = 4.88 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### VI.4.3.4 Ferrailage du radier

#### 1) Ferrailage de la dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### A. Calcul des sollicitations

➤ **ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{60308.2}{407.23} = 148.1 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3.3 \text{ m} ; L_y = 4.3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{4.3} = 0.76 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

• **ELU (v=0)**

$$\begin{cases} u_x = 0.0608 \\ u_y = 0.5274 \end{cases} \text{ (Annexe 3)}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = u_x \times l_x^2 \times q_u = 98.06 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 51.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 83.35 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Moment aux appuis

$$M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = M_a^y = -49 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b × h)= (1× 0,4) m<sup>2</sup>

➤ **condition de non fragilité suivante**

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HA FeE400 ;  $\rho_0 = 0,0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1:** Section d'armateur du radier à l'ELU.

| Localisation |         | M(KN.m) | $A_{cal}$<br>Cm <sup>2</sup> | $A_{min}$<br>Cm <sup>2</sup> | $A_{adopté}$<br>Cm <sup>2</sup> | Nombre<br>des barres |
|--------------|---------|---------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| travée       | Sens xx | 83.35   | 6.82                         | 3.52                         | 7.70                            | 5HA14                |
|              | Sens yy | 44      | 3.55                         | 3.2                          | 4.62                            | 3HA14                |
| appuis       |         | -49     | 3.96                         | 3.52                         | 4.62                            | 3HA14                |

### B. Vérifications à l'ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{45696.3}{407.23} = 112.21 \text{ KN/m}^2$$

#### •ELS (v=0.2)

$$\begin{cases} u_x = 0.0672 \\ u_y = 0,658 \end{cases} \quad (\text{Annexe 3})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = u_x \times l_x^2 \times q_u = 82.11 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 54.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 69.8 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment aux appuis :**

$$M_a^x = -0,5 \times M_{ox} = M_a^y = -41.1 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2:** Vérification des contraintes à l'ELS.

| Localisation |    | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y<br>(Cm) | I<br>(Cm <sup>4</sup> ) | $\frac{\sigma_{bc} \leq}{\sigma_{bc}}$<br>MPa | obs. | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ | obs. |
|--------------|----|---------------------|-----------|-------------------------|-----------------------------------------------|------|-----------------------------------|------|
| travée       | xx | 69.8                | 8         | 107618.7                | 5.18 ≤ 15                                     | CV   | 272.4 ≥ 201.63                    | CNV  |
|              | yy | 46                  | 6.4       | 69456.02                | 4.23 ≤ 15                                     | CV   | 294.05 ≥ 201.63                   | CNV  |
| Appuis       |    | -41.1               | 6.4       | 69456.02                | 3.78 ≤ 15                                     | CV   | 262.73 ≥ 201.63                   | CNV  |

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI.3: Section d'armateur du radier à l'ELS.

| Localisation |         | M(KN.m) | $A_{cal}$<br>(Cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$<br>(Cm <sup>2</sup> ) | Nombre des<br>barres | St |
|--------------|---------|---------|---------------------------------|------------------------------------|----------------------|----|
| travée       | Sens xx | 69.8    | 11.66                           | 12.06                              | 6HA16                | 20 |
|              | Sens yy | 46      | 7.68                            | 8.04                               | 4HA16                | 20 |
| appuis       |         | -41.1   | 6.87                            | 7.70                               | 5HA14                | 20 |

➤ **Vérification des espacements**

Selon x-x:  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2,5 \text{ hr}, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Selon y-y:  $St = 20 \text{ cm} < \min(3 \text{ hr} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

**C. Schémas de ferrailage**

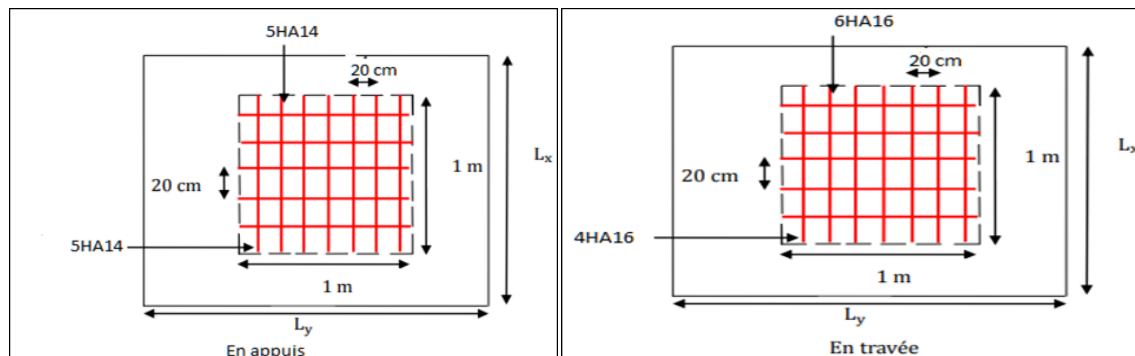


Figure VI.5: Schéma de Ferrailage du radier.

**VI.4.3.5 ferrailage des nervures**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

• **Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations**

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

▪ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} p_m = \frac{p}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{gx} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right] \\ p_v = \frac{p}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{3} \right) l_{gx} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{3} \right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

### ▪ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$  → Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée

$$q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x$$

$q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x$  → Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée

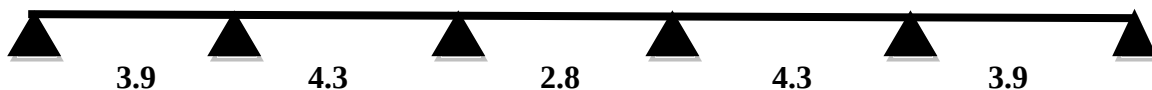
$q_u = 148.1 \text{ KN/m}^2$  ;  $q_s = 112.21 \text{ KN/m}^2$

#### ➤ Sens X-X



**Figure VI.6:** Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens X-X.

#### ➤ Sens Y-Y



**Figure.VI.7:** Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens Y-Y.

#### ➤ Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

##### • Moments aux appuis

$$M_a = \frac{p_g \times l'_g{}^3 + p_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = l$  si → c' est une travée de rive  
 $0.8 \times l$  si → c' est une travée intermédiaire

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

##### • Moment en travée

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Mg et Md : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

### 1) Les sollicitations dans les nervures

#### ➤ Sollicitations de la nervure (sens X-X)

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4:** Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

| Travée | L (m) | L' (m) | ELU<br>$M_a$ (KN.m) |        | ELS<br>$M_a$ (KN.m) |       | X(m) | ELU<br>$M_t$<br>(KN.m) | ELS<br>$M_t$<br>(KN.m) |
|--------|-------|--------|---------------------|--------|---------------------|-------|------|------------------------|------------------------|
|        |       |        | $M_g$               | $M_d$  | $M_g$               | $M_d$ |      |                        |                        |
| AB     | 1.85  | 1.48   | 8.8                 | 117.24 | 8.4                 | 88.6  | 1.35 | 134.17                 | 102                    |
| BC     | 3.1   | 2.48   | 117.24              | 183.8  | 88.6                | 139.1 | 1.64 | 427.33                 | 323.55                 |
| CD     | 3.3   | 2.64   | 183.8               | 153.34 | 139.1               | 116.2 | 1.61 | 474.24                 | 379.83                 |
| DE     | 2.55  | 2.04   | 153.34              | 132.9  | 116.2               | 100.7 | 1.23 | 296.8                  | 224.9                  |
| EF     | 3.1   | 2.48   | 132.9               | 132.9  | 100.7               | 100.7 | 1.55 | 338.42                 | 309                    |
| FG     | 2.55  | 2.04   | 132.9               | 153.34 | 100.7               | 116.2 | 1.31 | 296.8                  | 224.9                  |
| GH     | 3.3   | 2.64   | 153.34              | 183.8  | 116.2               | 139.1 | 1.68 | 501.45                 | 379.81                 |
| HI     | 3.1   | 2.48   | 183.8               | 117.24 | 139.1               | 88.6  | 1.26 | 422.9                  | 319.6                  |
| IJ     | 1.85  | 1.48   | 117.24              | 8.8    | 88.6                | 8.4   | 0.5  | 134.17                 | 102                    |

#### ➤ Sollicitations de la nervure sens (Y-Y)

**Tableau VI.5:** Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

| Travée | L (m) | L' (m) | ELU<br>$M_a$ (KN.m) |        | ELS<br>$M_a$ (KN.m) |        | X(m) | ELU<br>$M_t$<br>(KN.m) | ELS<br>$M_t$<br>(KN.m) |
|--------|-------|--------|---------------------|--------|---------------------|--------|------|------------------------|------------------------|
|        |       |        | $M_g$               | $M_d$  | $M_g$               | $M_d$  |      |                        |                        |
| AB     | 3.9   | 3.12   | 13.09               | 257.47 | 9.95                | 223.86 | 3.52 | 265.33                 | 226.3                  |
| BC     | 4.3   | 3.44   | 257.47              | 300.37 | 223.86              | 260.3  | 2.18 | 1015                   | 891                    |
| CD     | 2.8   | 2.24   | 300.37              | 300.37 | 260.3               | 260.3  | 1.4  | 434.6                  | 361.41                 |
| DE     | 4.3   | 3.44   | 300.37              | 275.47 | 260.3               | 223.86 | 3.52 | 1015                   | 891                    |
| EF     | 3.9   | 3.12   | 275.47              | 13.09  | 223.86              | 9.95   | 2.18 | 256.33                 | 226.3                  |

### 2) Les sollicitations maximales dans les nervures :

#### ➤ Sens transversal (X-X)

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.6:** Sollicitations max sur la nervure dans le sens transversal.

| Localisation | Travée | Appui |
|--------------|--------|-------|
| $M_u$ (KN.m) | 501.45 | 183.8 |
| $M_s$ (KN.m) | 379.83 | 139.8 |

#### ➤ Sens longitudinal (Y-Y)

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.7:** Sollicitations max sur la nervure dans le sens longitudinal.

| Localisation | Travée | Appui  |
|--------------|--------|--------|
| $M_u$ (KN.m) | 1015   | 300.37 |
| $M_s$ (KN.m) | 891    | 260.3  |

### 3) Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

#### ➤ Sens (X-X)

$$h_t = 80 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.3}{2}; \frac{2.8}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min(1.65; 0.28) \text{ soit } b_1 = 0.28 \text{ m}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 28 + 50 \text{ soit } b = 106 \text{ cm}$$

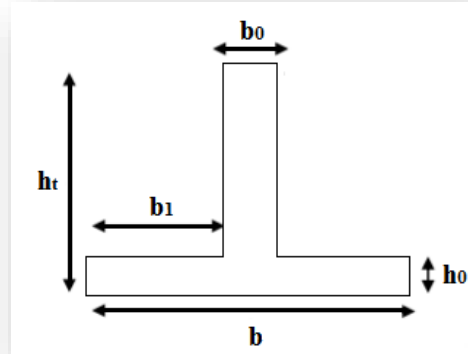
#### ➤ Sens (Y-Y)

$$h_t = 80 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.3}{10}; \frac{2.55}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.43; 1.28) \text{ soit } b_1 = 0.42 \text{ m}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 42 + 50 \text{ soit } b = 134 \text{ cm}$$



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau VI.8:** Résultats de ferrailage des nervures.

| localisation |        | M (KN.m) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> ) | Nombre des barres |
|--------------|--------|----------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------|
| X-X          | travée | 501.45   | 19.83                        | 9.59                         | 20.11                        | 10HA16            |
|              | appui  | 183.8    | 7.13                         | 9.59                         | 10.05                        | 5HA16             |
| Y-Y          | travée | 1015     | 40.95                        | 12.13                        | 41.47                        | 10HA20+5HA16      |
|              | appui  | 300.37   | 11.67                        | 12.13                        | 12.06                        | 6HA16             |

### 4) armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi \leq \left( \phi_{l \min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi \leq \min(16; 17.14; 50)$$

$$\text{soit } \phi = 10 \text{ mm et } A_{trans} = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres } \phi 10)$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $S_t = 15 \text{ cm}$

### 5) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.9 :** Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.

| Sens | $V_u$ (KN) | $\tau_u$ (MPa) | Observation |
|------|------------|----------------|-------------|
| xx   | 244.4      | 0.31           | Vérifiée    |
| yy   | 342.8      | 0.37           | Vérifiée    |

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

### 6) Vérification à l'ELS

➤ **État limite de compression du béton**

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

➤ **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(As + \hat{A}s) \times y - 15 \times (d \times As + \hat{d} \times \hat{A}s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15[As \times (d-y)^2 + \hat{A}s \times (y-\hat{d})^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.**

| Localisation |        | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y<br>(Cm) | I<br>(Cm <sup>4</sup> ) | $\frac{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}{\text{MPa}}$ | obs | $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s$ | obs. |
|--------------|--------|---------------------|-----------|-------------------------|--------------------------------------------------------------|-----|----------------------------------------|------|
| x-x          | Travée | 379.83              | 18        | 12075689.85             | $0.56 \leq 15$                                               | CV  | $26.89 \leq 201.63$                    | CV   |
|              | Appuis | 139.8               | 13.23     | 891509.44               | $3.21 \leq 15$                                               | CV  | $165.2 \geq 201.63$                    | CV   |
| y-y          | Travée | 891                 | 20.66     | 2222867.4               | $0.04 \leq 15$                                               | CV  | $326.71 \geq 201.63$                   | CNV  |
|              | Appuis | 260.3               | 16.03     | 793506.3                | $0.11 \leq 15$                                               | CV  | $2901.66 \geq 201.63$                  | CNV  |

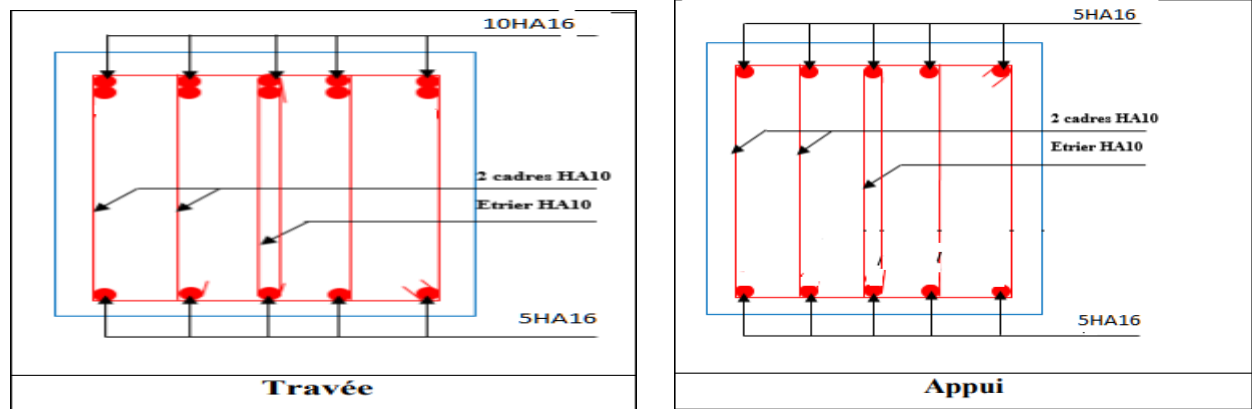
On remarque que les contraintes de traction dans l'acier dans le sens y-y ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau VI.11: Section d'armature de la nervure à l'ELS de sens Y-Y.**

| Localisation |        | M(KN.m) | $A_{cal}$<br>(Cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$<br>(Cm <sup>2</sup> ) | Nombre des<br>barres |
|--------------|--------|---------|---------------------------------|------------------------------------|----------------------|
| Y-Y          | Travée | 891     | 71.56                           | 72.83                              | 9HA32                |
|              | Appuis | 260.3   | 20.90                           | 31.42                              | 10HA20               |

## 7) Schéma de ferrailage des nervures

➤ **Sens X-X**



➤ Sens Y-Y

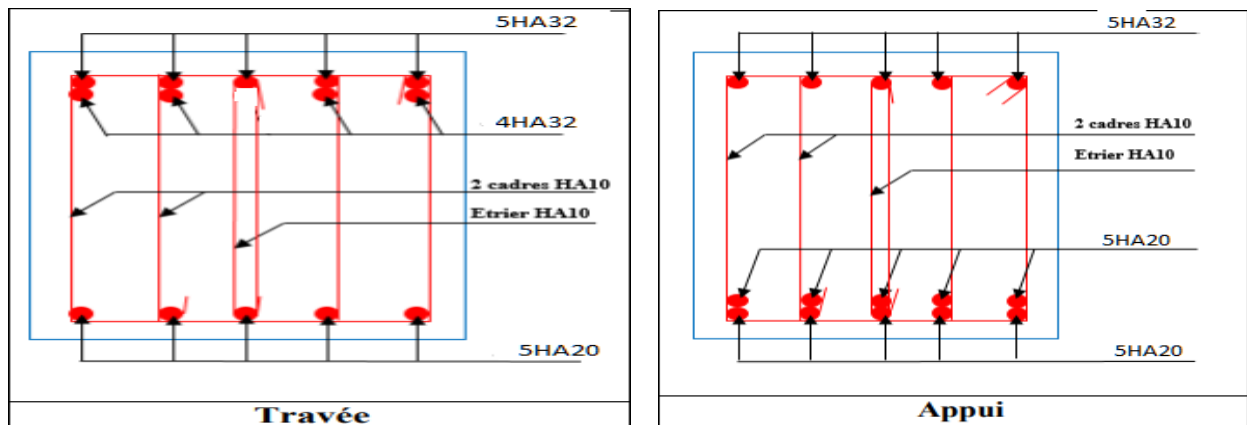


Figure VI.8 : Ferrailages des nervures.

## VI.5 voile périphérique

### VI.5.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité créée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, sous-sol et les fondations.

D'après RPA (Art10.1.2):

- Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous:
- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.
- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

### VI.5.2 Dimensionnement du mur

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui support les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

L'épaisseur ( $e$ ) du mur sera donnée par la condition suivante:

$$e \geq \left( \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20}, 15\text{cm} \right)$$

$he$  : la hauteur de mur ( $he = 3,57\text{m}$ )

Alors  $e = 18\text{ cm}$

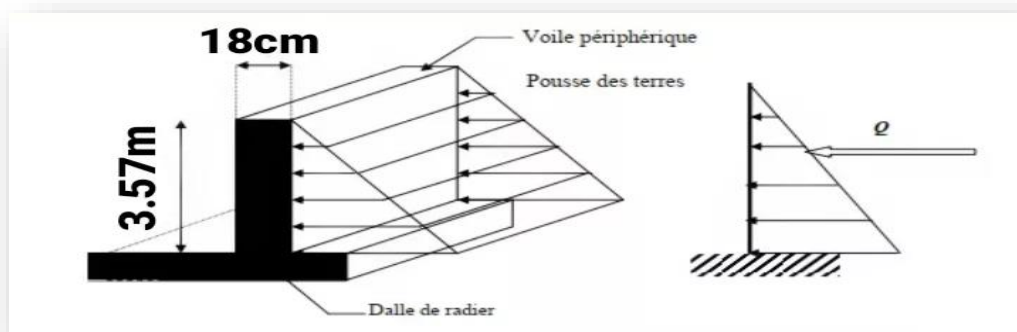
$L = 4,3\text{ m}$

#### ❖ Caractéristique du sol

Poids spécifique:  $\gamma h = 18\text{ KN/m}^2$

Angle de frottement:  $\phi = 30^\circ$

Cohésion:  $C = 0\text{ bar}$



**Figure VI.9:** Schéma statique d'un voile périphérique.

### VI.5.3 Evaluation des charges et surcharges

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifier 99, la charge de poussées des terres est données par:

$$p = \gamma d \times h \times k_0$$

$\gamma d = 18\text{KN/m}^2$  : poids spécifique

$K_0$ : coefficient de poussée

$$K_0 = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{2} \right) = 0,33$$

Donc:

$$P = 18 * 0,33 * 3,57 = 21,21\text{ KN/ml}$$

$$qu = 1,35 * P = 28,63\text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = p = 21,21\text{ KN/ml}$$

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91.

✓ Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ et } \nu$$

Avec:  $\nu$ : coefficient de poisson

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 * M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y$$

- Moments en appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 * M_x$$

#### VI.5.4 Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$b = 100\text{m}$ ,  $h = 18\text{ cm}$ ,  $d = 16,2\text{ cm}$

Avec:  $A_{min} = 0,1\% * b * h = 1,8\text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Tableau récapitulatif des résultats:

**Tableau VI.12 : Ferrailage de voile périphérique.**

| sens   |     | $M(\text{KN.m})$ | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | $Z(\text{mm})$ | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | $A_{adp}(\text{cm}^2)$ |
|--------|-----|------------------|------------|----------|----------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| travée | x-x | 16,44            | 0,044      | 0,056    | 158,37         | 2,98                   | 1,8                    | 6HA10=4,71             |
|        | y-y | 10,67            | 0,028      | 0,035    | 159,73         | 1,92                   | 1,8                    | 6HA10=4,71             |
| appui  |     | 9,67             | 0,026      | 0,032    | 159,92         | 1,73                   | 1,8                    | 6HA10=4,71             |

❖ Espacement

Sens x-x:  $st \leq \min(2e ; 25\text{ cm}) \rightarrow st = 25\text{ cm}$

Sens y-y:  $st \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \rightarrow st = 33\text{cm}$

On prend  $st = 22\text{ cm}$

#### VI.5.5 Vérification à l'ELU

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u l_x}{2} + \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 51,78\text{ KN}$$

$$Vu_y = \frac{quly}{2} + \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = 61,88 \text{ KN}$$

$$Vu = \max(vu_x; vu_y) \rightarrow vu = 61,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{61,88 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,38 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement; donc les armatures transversale ne sont pas nécessaire.

### VI.5.6 Vérification à l'ELS

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - c') A_s' - n(d - y) A_s = 0 ; \text{ avec } A_s' = 0$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n(d - c') A_s' + n(d - y)^2 A_s = 0$$

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$$

Fissuration préjudiciable:

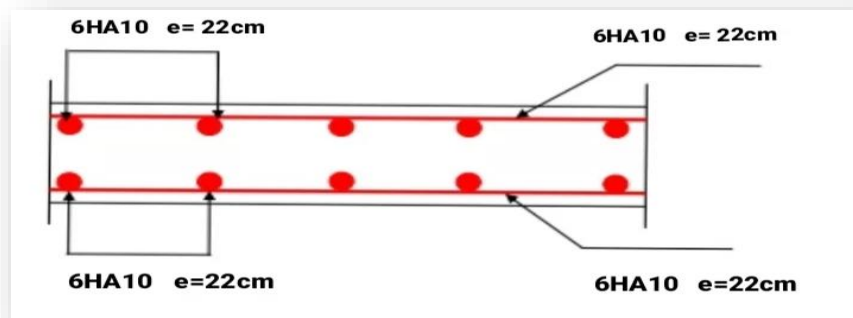
$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\mu \times f_{tj}}\right)$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.13:** Vérification à l'ELS de voile périphérique.

| sens   |     | $M(KN.m)$ | Y (cm) | I(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MP) | Obser | $\sigma_{st}$ (MP) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MP) | Obser |
|--------|-----|-----------|--------|---------------------|---------------------|--------------------------|-------|--------------------|--------------------------|-------|
| travée | x-x | 13,97     | 5,54   | 13696,07            | 5,65                | 15                       | CV    | 163,09             | 201,63                   | CV    |
|        | y-y | 11,72     | 5,54   | 13696,07            | 4,74                | 15                       | CV    | 136,83             | 201,63                   | CV    |
| appui  |     | 8,11      | 5,54   | 13696,07            | 3,28                | 15                       | CV    | 94,68              | 201,63                   | CV    |

## ❖ Schéma de ferrailage



**Figure VI.10:** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

## VI.6 Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

## Conclusion générale

La recherche du bon comportement dynamique de la structure a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ❖ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ❖ La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations.
- ❖ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ Vu la particularité de cette structure avec le phénomène de poteaux courts ou de colonnes courtes et massives, il se produit un énorme gradient de moment et ainsi un grand effort tranchant a ce niveau, qui entraîne, avant même d'atteindre le moment plastique ,une rupture par cisaillement.
- ❖ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- ❖ Afin d'éviter toute altération de la zone nodale, avec la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ❖ le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

# Référence bibliographiques

- ☞ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99(BAEL91)
- ☞ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- ☞ Mr. GUETTICHE.A Cours de béton armé 3ème année génie civil Université de Mila s.n 2018/2019
- ☞ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ☞ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation .1992
- ☞ Mr. DROUNA.k Cours de béton Master 1 année génie civil option structure. Université de Mila s.n 2019/2020.

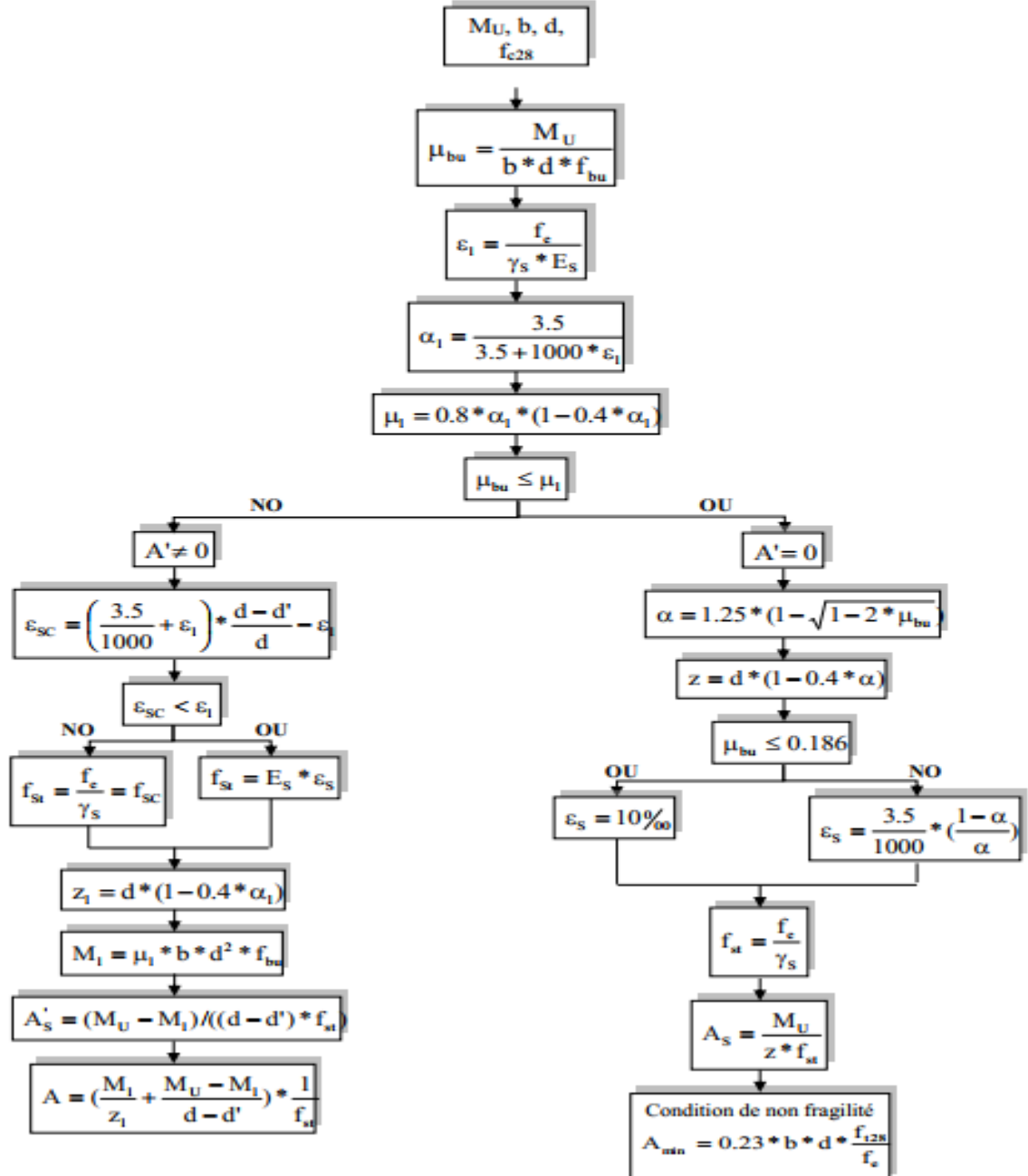
Logiciels utilisés :

- Robot 2014.
- AutoCad 2016.
- Application de calcul Excel.

## Annexe 1

### Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



## Annexe 2

**Table de PIGEAUD**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$   
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec  $L_x < L_y$ .

$\rho = 0.9$

|                          |     | u/lx<br>v/ly | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1.0 |
|--------------------------|-----|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Valeur de M <sub>1</sub> | 0.0 | /            | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 |     |
|                          | 0.1 | 0.302        | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 |     |
|                          | 0.2 | 0.260        | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 |     |
|                          | 0.3 | 0.227        | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 |     |
|                          | 0.4 | 0.202        | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 |     |
|                          | 0.5 | 0.181        | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 |     |
|                          | 0.6 | 0.161        | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |     |
|                          | 0.7 | 0.144        | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 |     |
|                          | 0.8 | 0.132        | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 |     |
|                          | 0.9 | 0.122        | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 |     |
|                          | 1.0 | 0.112        | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 |     |
| Valeur de M <sub>2</sub> | 0.0 | /            | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 |     |
|                          | 0.1 | 0.253        | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 |     |
|                          | 0.2 | 0.202        | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 |     |
|                          | 0.3 | 0.167        | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 |     |
|                          | 0.4 | 0.143        | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 |     |
|                          | 0.5 | 0.128        | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 |     |
|                          | 0.6 | 0.114        | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 |     |
|                          | 0.7 | 0.102        | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 |     |
|                          | 0.8 | 0.09         | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 |     |
|                          | 0.9 | 0.081        | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 |     |
|                          | 1.0 | 0.073        | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 |     |

### Annexe 3

| $\alpha = L_x/L_y$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|--------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                    | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40               | 0.1101        | 0.2500  | 0.0121          | 0.2854  |
| 0.41               | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  |
| 0.42               | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43               | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44               | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45               | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46               | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47               | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  |
| 0.48               | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49               | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50               | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51               | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52               | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53               | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54               | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55               | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56               | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57               | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58               | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59               | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60               | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61               | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62               | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63               | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64               | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65               | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66               | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67               | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68               | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69               | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70               | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71               | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72               | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73               | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74               | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75               | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76               | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77               | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78               | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79               | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80               | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81               | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82               | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83               | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84               | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85               | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86               | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87               | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88               | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89               | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90               | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91               | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92               | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93               | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94               | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95               | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96               | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97               | 0.0392        | 0.9322  | 0.4065          | 0.9543  |
| 0.98               | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.99               | 0.0376        | 0.9771  | 0.0449          | 0.9847  |
| 1.00               | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 1.0000  |

#### Annexe 4

| <b>Φ</b>  | <b>5</b> | <b>6</b> | <b>8</b> | <b>10</b> | <b>12</b> | <b>14</b> | <b>16</b> | <b>20</b> | <b>25</b> | <b>32</b> | <b>40</b> |
|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| <b>1</b>  | 0.20     | 0.28     | 0.50     | 0.79      | 1.13      | 1.54      | 2.01      | 3.14      | 4.91      | 8.04      | 12.57     |
| <b>2</b>  | 0.39     | 0.57     | 1.01     | 1.57      | 2.26      | 3.08      | 4.02      | 6.28      | 9.82      | 16.08     | 25.13     |
| <b>3</b>  | 0.59     | 0.85     | 1.51     | 2.36      | 3.39      | 4.62      | 6.03      | 9.42      | 14.73     | 24.13     | 37.70     |
| <b>4</b>  | 0.79     | 1.13     | 2.01     | 3.14      | 4.52      | 6.16      | 8.04      | 12.57     | 19.64     | 32.17     | 50.27     |
| <b>5</b>  | 0.98     | 1.41     | 2.51     | 3.93      | 5.65      | 7.70      | 10.05     | 15.71     | 24.54     | 40.21     | 62.83     |
| <b>6</b>  | 1.18     | 1.70     | 3.02     | 4.71      | 6.79      | 9.24      | 12.06     | 18.85     | 29.45     | 48.25     | 75.40     |
| <b>7</b>  | 1.37     | 1.98     | 3.52     | 5.50      | 7.92      | 10.78     | 14.07     | 21.99     | 34.36     | 56.30     | 87.96     |
| <b>8</b>  | 1.57     | 2.26     | 4.02     | 6.28      | 9.05      | 12.32     | 16.08     | 25.13     | 39.27     | 64.34     | 100.53    |
| <b>9</b>  | 1.77     | 2.54     | 4.52     | 7.07      | 10.18     | 13.85     | 18.10     | 28.27     | 44.18     | 72.38     | 113.10    |
| <b>10</b> | 1.96     | 2.83     | 5.03     | 7.85      | 11.31     | 15.39     | 20.11     | 31.42     | 49.09     | 80.09     | 125.66    |
| <b>11</b> | 2.16     | 3.11     | 5.53     | 8.64      | 12.44     | 16.93     | 22.12     | 34.56     | 54.00     | 88.47     | 138.23    |
| <b>12</b> | 2.36     | 3.39     | 6.03     | 9.42      | 13.57     | 18.47     | 24.13     | 37.70     | 58.91     | 96.51     | 150.80    |
| <b>13</b> | 2.55     | 3.68     | 6.53     | 10.21     | 14.7      | 20.01     | 26.14     | 40.84     | 63.81     | 104.55    | 163.36    |
| <b>14</b> | 2.75     | 3.96     | 7.04     | 11.00     | 15.83     | 21.55     | 28.15     | 43.98     | 68.72     | 112.59    | 175.93    |
| <b>15</b> | 2.95     | 4.24     | 7.54     | 11.78     | 16.96     | 23.09     | 30.16     | 47.12     | 73.63     | 120.64    | 188.50    |
| <b>16</b> | 3.14     | 4.52     | 8.04     | 12.57     | 18.10     | 24.63     | 32.17     | 50.27     | 78.54     | 128.68    | 201.06    |
| <b>17</b> | 3.34     | 4.81     | 8.55     | 13.35     | 19.23     | 26.17     | 34.18     | 53.41     | 83.45     | 136.72    | 213.63    |
| <b>18</b> | 3.53     | 5.09     | 9.05     | 14.14     | 20.36     | 27.71     | 36.19     | 56.55     | 88.36     | 144.76    | 226.20    |
| <b>19</b> | 3.73     | 5.37     | 9.55     | 14.92     | 21.49     | 29.25     | 38.20     | 59.69     | 93.27     | 152.81    | 238.76    |
| <b>20</b> | 3.93     | 5.65     | 10.05    | 15.71     | 22.62     | 30.79     | 40.21     | 62.83     | 98.17     | 160.85    | 251.33    |