



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2024

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
DE MASTER ACADIMIQUE**

**Filière : Génie-civil
Option : Structure**

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+7 ETAGES + SOUS-SOL) A
USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

DJILALI SOUHILA

Soutenu le 29/06/2024 devant le jury composé de :

Encadrent :	Dr. MEKAIDECH KHALFALLAH	MCB	Université de Mostaganem
Président :	Dr. GUERZOU TOURKIA	MCB	Université de Mostaganem
Examineur :	Dr. ZELMAT YASSINE	MCB	Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon directeur de mémoire, Monsieur MEKAIDECH KHALFALLAH. Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Je remercie ma mère, ma sœur Ines, et mon frère Rami, pour leurs encouragements.

Enfin, je remercie mes amies Meriem, Ghania, et Fatima qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah qui m'a donné le courage afin de réaliser ce projet. Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers au monde, ma mère **Bentadj Hassiba** et ma sœur **Djilali Ines** grâce à leur soutien et leurs encouragements j'ai pu enfin atteindre mon objectif.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple (Sous-sol +RDC + 7 Etages) implanté à la wilaya de Mascara. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 /V2003.

On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, à travers sept chapitres présentant les étapes suivantes : Généralité, la descente de charge et pré dimensionnement, l'étude des planchers, le ferrailage des éléments secondaires, étude dynamique et sismique, l'étude des éléments structuraux, et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le BAEL 91 et RPA99 version (2003), les DTR Algériens.

Enfin, ce mémoire vise à prouver que ce type de structure est adapté pour les villes de moyennes sismicités avec une estimation avantageuse en termes de réalisation et en temps.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, ROBOT 2014, RPA 99/2003, BAEL91

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الأغراض (قبو + طابق أرضي + 7 طوابق) يقع في ولاية معسكر. تُصنف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية متوسطة (المنطقة الثانية أ) وفقاً لـ RPA99 /V2003.

نظرنا في حساب العناصر الإنشائية لمبنانا من خلال سبعة فصول تعرض المراحل التالية: عامة، نزول الأحمال والأبعاد المسبقة، ودراسة الأرضيات، وتدعيم العناصر الثانوية، والدراسة الديناميكية والزلزالية، ودراسة العناصر الإنشائية، وحساب البنية التحتية. وتجدر الإشارة إلى أن نمذجة الهيكل وحساب الإجهادات قد تم إجراؤها باستخدام برنامج الروبوت ووفقاً لعدد من اللوائح وهي إصدار (2003) RPA99، BAEL 91 و الجزائرية DTRs.

أخيراً، تهدف هذه الأطروحة إلى إثبات أن هذا النوع من الهياكل مناسب للمدن متوسطة الزلازل، مع تقدير مفيد من حيث البناء والوقت.

الكلمات المفتاحية: بناء، خرسانة مسلحة، روبوت 2014، BAEL91، RPA 99/2003

Summary

This project presents a detailed study of a multi-purpose building (basement + ground floor + 7 floors) located in the wilaya of Mascara. This region is classified as a medium seismicity zone (Zone IIa) according to RPA99 /V2003.

We looked at the calculation of the structural elements of our building, through seven chapters presenting the following steps: General, load descent and pre-dimensioning, floor study, reinforcement of secondary elements, dynamic and seismic study, study of structural elements, and calculation of infrastructure. It should be emphasized that the modeling of the structure and the calculation of the stresses were carried out using Robot software and in compliance with a number of regulations, namely BAEL 91 and RPA99 version (2003), the Algerian DTR.

Finally, this thesis aims to prove that this type of structure is suitable for medium-seismic cities, with an advantageous estimate in terms of realization and time.

Keywords: Building, reinforced concrete, ROBOT 2014, RPA 99/2003, BAEL91.

Introduction générale

Dans le secteur du bâtiment, la construction est considérée comme étant l'action de construire mais également le résultat de cette action. La construction d'un bâtiment relève de la mission des entreprises du bâtiment et des différents corps de métiers.

Avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, la construction moderne souffre d'un enjeu important concernant la stabilité des bâtiments et des structures, en particulier dans les zones sismiques. Le but du génie parasismique est de créer des structures capables de résister aux tremblements de terre sans causer de dommages structurels.

Les ingénieurs sont constamment confrontés au problème de la connaissance précise des lois de comportement des matériaux et des sollicitations. Cela a conduit les ingénieurs à créer des règles pour la conception et le calcul des structures en prenant en compte le coût et le niveau de sécurité.

En raison des séismes récents en Algérie, les autorités ont réexaminé et modifié le règlement parasismique en publiant la version 2003 du RPA99, qui établit des règles de conception et de calcul.

LISTE DES TITRES:

<u>I.1. Introduction :</u>	<u>4</u>
<u>I.2. Présentation de l'ouvrage :</u>	<u>4</u>
<u>I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment :</u>	<u>4</u>
<u>I.4. Description technique du bâtiment :</u>	<u>5</u>
<u>I.4.1. Ossature de l'ouvrage :</u>	<u>5</u>
<u>I.4.2. Structure secondaire :</u>	<u>5</u>
<u>I.4.3. Maçonneries :</u>	<u>6</u>
<u>I.4.4. Revêtement :</u>	<u>6</u>
<u>I.4.5. Isolation :</u>	<u>6</u>
<u>I.4.6. L'infrastructure (fondation) :</u>	<u>7</u>
<u>I.4.7. Hypothèses de calcul :</u>	<u>7</u>
<u>I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :</u>	<u>7</u>
<u>I.5.1. Béton :</u>	<u>7</u>
<u>I.5.1.1. Résistance mécanique du béton :</u>	<u>8</u>
<u>I.5.2. Acier :</u>	<u>12</u>
<u>I.6. Combinaison de calcul :</u>	<u>15</u>
<u>II.1. Introduction :</u>	<u>18</u>
<u>II.2. Descente de charges :</u>	<u>18</u>
<u>II.2.1. Charges permanentes :</u>	<u>18</u>
<u>a)-Planchers corps creux :</u>	<u>18</u>
<u>II.2.2. Surcharges d'exploitation :</u>	<u>20</u>
<u>II.3. Pré-dimensionnement :</u>	<u>21</u>
<u>II.3.1. Pré-dimensionnement des planchers :</u>	<u>21</u>
<u>a. Planchers à corps creux :</u>	<u>21</u>
<u>B-Plancher en dalle pleine :</u>	<u>23</u>
<u>II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres :</u>	<u>24</u>
<u>a) poutres principales.....</u>	<u>24</u>
<u>b) poutres secondaires :</u>	<u>25</u>
<u>II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :</u>	<u>26</u>
<u>□ Surface d'influence revenant au poteau :</u>	<u>30</u>
<u>□ Exemple de calcul (Poteau de rive) :</u>	<u>33</u>
<u>□ Surface d'influence revenant au poteau :</u>	<u>33</u>
<u>II.3.4 Pré dimensionnement des voiles :</u>	<u>37</u>
<u>a) Les voiles de contreventement :</u>	<u>37</u>

b) Voiles périphériques (sous-sol) :	38
II.4.Conclusion :	38
III.1. Introduction :	40
III.2. Les planchers à corps creux :	40
III.2. 1. Étude des poutrelles :	40
III.2.1.1. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :	42
III.2.1.2. Exemple de calcul :	44
III.2. 1.3. Vérification et calcul élémentaire :	54
III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :	56
III.3. Les planchers dalles pleines :	57
IV-1 Etude de l'acrotère :	66
IV. 1.1. Introduction :	66
IV. 1.2. Schéma de calcul :	66
IV .1.3. Méthode de calcul :	66
IV .1.4. La détermination des paramètres de l'acrotère :	67
IV.1.5 .A l'état limite ultime (E.L.U) :	68
IV .1.7. Calcul des armatures :	70
IV.2 Etude des parties en saillie :	74
IV.2.1.Introduction :	74
IV.2.2.Les types de balcon :	74
IV .2.3. Descente de charges :	75
IV.2.4. Calcul des sollicitations :	75
IV.3. Etude de la dalle d'ascenseur :	79
IV.3.1. Introduction :	79
IV.3.2. Descente de charge :	80
IV .3.3. Calcul des sollicitations :	80
IV.3.4. Le ferrailage :	82
IV. 4. Les escaliers :	87
IV.4.1. Introduction :	87
IV.4.2.Terminologie :	88
IV.4.3. Les type d'escaliers :	89
IV.4.4. Pré-dimensionnement :	89
IV.4.5. Descente des charges :	92
IV.4.6. Calcul des sollicitations :	94
IV.4.7.Le ferrailage :	98
V-1) Introduction :	107
V-2) Méthode de calcul :	107
V-3) Choix de la méthode de calcul :	107

<u>V-4) Méthode statique équivalente :</u>	<u>107</u>
<u>V-4-1) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :</u>	<u>107</u>
<u>Conclusion :</u>	<u>108</u>
<u>V-5) Méthode dynamique modale spectrale :</u>	<u>108</u>
<u>V-5-1) Conditions d'application de la méthode dynamique modale spectrale :</u>	<u>108</u>
<u>V-5-2) Modélisation :</u>	<u>108</u>
<u>V-5-3) Spectre de réponse :</u>	<u>108</u>
<u>V-5-4) Présentation du logiciel :</u>	<u>109</u>
<u>V-5-5) Les étapes à suivre pour la modélisation de la structure sous robot 2014 :</u>	<u>109</u>
<u>V-6) Préparation des données de Robot2014 :</u>	<u>111</u>
<u>V-7) Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :</u>	<u>115</u>
<u>- R : Coefficient de comportement.</u>	<u>116</u>
<u>V-8) Vérifications réglementaires selon le R .P.A:</u>	<u>116</u>
<u>V-8-1) Période fondamentale de la structure:</u>	<u>116</u>
<u>V-8-2) Résultats du modèle numérique obtenu après avoir lancé les calculs (exécution du Problème), et justifications selon le R.P.A :</u>	<u>117</u>
<u>V- 9) Déplacements latéraux inter- étage :</u>	<u>119</u>
<u>V-10) Effort normal réduit dans les poteaux :</u>	<u>121</u>
<u>V-6-3-d) les modes de vibrations :</u>	<u>121</u>
<u>Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA99 version 2003/5.9].</u>	<u>122</u>
<u>V-11) Conclusion :</u>	<u>124</u>
<u>VI.1 INTRODUCTION :</u>	<u>126</u>
<u>VI.2 COMBINAISON D' ACTIONS :</u>	<u>126</u>
<u>VI.2.1 LES COMBINAISONS DE L'RPA 2003 :</u>	<u>126</u>
<u>VI.2.2 LES COMBINAISONS DU BAEL 91 :</u>	<u>126</u>
<u>VI.3 FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :</u>	<u>126</u>
<u>VI.3.1 CALCUL DU FERRAILLAGE DES POTEAUX :</u>	<u>128</u>
<u>VI.3.2 LES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX :</u>	<u>128</u>
<u>VI.3.3 FERRAILLAGE LONGITUDINAL :</u>	<u>129</u>
<u>VI.3.4 CALCUL DE SECTION EN FLEXION DEVIEE COMPOSEE :</u>	<u>129</u>
<u>VI.4 FERRAILLAGE DES POUTRES :</u>	<u>134</u>
<u>VI.4.1 LES COMBINAISONS :</u>	<u>134</u>
<u>VI.4.2 POUTRES PRINCIPALES (30X40) :</u>	<u>135</u>
<u>VI.4.3 FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRE « RDC » : ..</u>	<u>144</u>

<u>VI.5 FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT :</u>	<u>148</u>
<u>VI.5.1.INTRODUCTION :</u>	<u>149</u>
<u>VI.5.2. LES COMBINAISONS D’ACTIONS :</u>	<u>149</u>
<u>VI.5.3.LE FERRAILLAGE :</u>	<u>149</u>
<u>VI.5.4.PLAN DE REPERAGE DES VOILES :</u>	<u>151</u>
<u>VI.6 CONCLUSION :</u>	<u>159</u>
<u>VII.1 Introduction :</u>	<u>161</u>
<u>VII.2 Paramètre pris en compte dans le choix des fondations.....</u>	<u>161</u>
<u>VII.3. Classification des fondations :</u>	<u>161</u>
<u>VII.4 Combinaisons de calcul des fondations :</u>	<u>162</u>
<u>VII.5 Conclusion :</u>	<u>164</u>
<u>VII.6 Étude du radier :</u>	<u>164</u>
<u>VII.7 Pré dimensionnement du radier :</u>	<u>165</u>
<u>VII.7.1 Condition forfaitaire :</u>	<u>165</u>
<u>VII.7.2 Condition de rigidité :</u>	<u>165</u>
<u>VII.7.3 Hauteur de la nervure :</u>	<u>166</u>
<u>VII.7.4 Épaisseur de la dalle du radier :</u>	<u>166</u>
<u>VII.8 Vérification de non poinçonnement :</u>	<u>166</u>
<u>VII.9 Détermination des sollicitations :</u>	<u>167</u>
<u>VII.10 Ferrailage du radier :</u>	<u>169</u>
<u>VII.11 Calcul les nervure (libage) :</u>	<u>175</u>
<u>VII.12 Ferrailage des nervures :</u>	<u>176</u>
<u>VII.13Vérification à l’effort tranchant.....</u>	<u>178</u>
<u>VII.14. Etude des voiles périphériques :</u>	<u>179</u>
<u>VII. 14.1. Introduction :</u>	<u>179</u>
<u>VII.14.2. Les dimensions du voile :</u>	<u>180</u>
<u>VII.14.3.Calcul de la force de poussée des terres.....</u>	<u>180</u>
<u>VII.14.4. Les sollicitations :</u>	<u>180</u>
<u>VI.14.5. Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :</u>	<u>181</u>
<u>IV.14.6. Le ferrailage :</u>	<u>182</u>
<u>VII.15 Conclusion :</u>	<u>186</u>

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Plancher corps creux.	6
Figure I.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	9
Figure I.3 : Evolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression f_{cj} . .	9
Figure I.4: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.	10
Figure I.5 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.	11
Figure I.6 : Diagramme Contrainte –déformation de l'acier.....	14
Figure II.1.Coupe Transversale de plancher terrasse inaccessible (corps creux).	19
Figure II.2 : Coupe transversale de plancher étage courant (corps creux).....	20
Figure II.3 : Coupe transversale du balcon.....	20
Figure II.4 : Dalle à corps creux.....	21
Figure. II.5 : Section d'une poutrelle.....	23
Figure II.7 : Section d'une poutre secondaire.....	26
Figure II.8 : Loi de la dégression des chsurcharges.....	29
Figure II.9 : les types de Poteau à calculer.....	30
Figure II.10 : Surface afférente d'un poteau central (D4).....	30
Figure III.1 : Les dimensions d'une section en T.....	40
Figure III.2 : Les différents types de poutrelles.	41
Figure III.3 : poutrelle type 2.	45
Figure III.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U.	48
Figure III.5 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.U.	49
Figure III.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.S.	50
Figure III.7 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.S.	50
Figure III-8 : Les dimensions de la poutrelle.	50
Figure III.9 : Ferrailage de la poutrelle type 2 (Plancher terrasse et étage courant).....	57 57
Figure III.9 : Section de calcul en travée sens x-x.	59
Figure. IV.1 : Schéma de l'acrotère.....	66
Figure. IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.	72
Figure IV.3 : Schéma statique des différents types des balcons.....	75
Figure IV.5 : Schéma de l'ascenseur.	80
Figure IV.7 : Terminologie des escaliers.	89
Figure IV.9 : schéma d'escalier du RDC.....	90
Figure IV.10 : Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.	95
Figure IV.11 : Diagrammes des moments fléchissant et d'efforts tranchants de l'escalier de l'étage courant coupe (1-1) et (3-3).....	96

<u>Figure IV.12 : Diagrammes des moments fléchissant et d'efforts tranchants de l'escalier de l'étage courant coupe (2-2).....</u>	<u>97</u>
<u>Figure IV.13 : Diagrammes des moments fléchissant et d'efforts tranchants de l'escalier de l'étage courant coupe (1-1) et (3-3).....</u>	<u>102</u>
<u>Figure IV.14 : Diagrammes des moments fléchissant et d'efforts tranchants de l'escalier de l'étage courant coupe (2-2).....</u>	<u>103</u>
<u>Figure V.1 : Spectre de réponse.</u>	<u>109</u>
<u>Figure V.2 : Structure vue (3D ROBOT).....</u>	<u>111</u>
<u>Figure V.3 : Translation horizontal suivant le repère x-x (mode 1).....</u>	<u>121</u>
<u>Figure V.4 : Translation horizontal suivant le repère y-y (mode 2).....</u>	<u>122</u>
<u>Figure V.5 : Translation horizontal suivant le repère z-z (mode 3).....</u>	<u>122</u>
<u>I. FIGURE VI.1 : SCHEMA DE LA ZONE NODALE.....</u>	<u>133</u>
<u>I. FIGURE VI.2 : MOMENT A L'ELU.....</u>	<u>136</u>
<u>II. FIGURE VI.3 : MOMENT A L'ELS.....</u>	<u>137</u>
<u>III. FIGURE VI.4 : EFFORT TRANCHANT APPLIQUE SUR POUTRE PRINCIPALE.....</u>	<u>140</u>
<u>IV. FIGURE VI.5 : MOMENT DES POUTRES SECONDAIRES A ELU.....</u>	<u>142</u>
<u>V. FIGURE VI.6 : MOMENT DES POUTRES SECONDAIRES A ELS.....</u>	<u>143</u>
<u>I. V. FIGURE VI.7 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES.....</u>	<u>149</u>
<u>II. FIGURE VI.8 : PLAN DE REPERAGE DES VOILES.....</u>	<u>151</u>
<u>iii. Figure.VI.9 : Exemple de ferrailage du voile V1.....</u>	<u>159</u>
<u>Figure VII.1 : Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c)).....</u>	<u>161</u>
<u>Figure VII.2 : Type des fondations superficielles.....</u>	<u>162</u>
<u>Figure VII.3 : Fondations semi-profondes et profondes.....</u>	<u>162</u>
<u>Figure VII.4 : panneau de radier.....</u>	<u>164</u>
<u>Figure VII.5 : Schéma statique du Radier.....</u>	<u>165</u>
<u>Figure VII.6 : Moment suivant direction X.....</u>	<u>167</u>
<u>Figure VII.7 : Moment suivant direction X.....</u>	<u>168</u>
<u>Figure VII.8 : Moment suivant direction Y.....</u>	<u>168</u>
<u>Figure VII.9 : Moment suivant direction Y.....</u>	<u>169</u>
<u>Figure IV.10 : Schéma du voile périphérique.....</u>	<u>180</u>

LISTE DES TABLEAUX :

<u>Tableau I.1 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.....</u>	<u>13</u>
<u>Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse :.....</u>	<u>18</u>
<u>Tableau II.2 : Descente de charge plancher étage courant (corps creux).</u>	<u>19</u>
<u>Tableau II. 3 : Descente de charge du balcon.</u>	<u>20</u>
<u>Tableau II.4 : Surcharges d'exploitations pour chaque plancher.....</u>	<u>20</u>
<u>Tableau II.5 : Sections des poutres principales et secondaires.....</u>	<u>26</u>
<u>Tableau II.6 : Coefficients de dégression des Surcharges.</u>	<u>29</u>
<u>Tableau II.7 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.....</u>	<u>32</u>
<u>Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poteaux de rives.</u>	<u>35</u>
<u>Tableau II.9 : La vérification au flambement.....</u>	<u>37</u>
<u>Tableau III.1 : Dimensions de la poutrelle.</u>	<u>40</u>
<u>Tableau III.2 : Répartition de différents types de poutrelles dans la construction.....</u>	<u>42</u>
<u>Tableau III.3 : Evaluation des charges revenantes aux poutrelles.</u>	<u>42</u>
<u>Tableau III.4 : Vérification de l'application de la méthode forfaitaire.</u>	<u>43</u>
<u>Tableau III.5 : récapitulatif des moments fléchissant à l'E.L.U (type 2).</u>	<u>48</u>
<u>Tableau III.6 : récapitulatif d'efforts tranchants à l'E.L.U (type 2).</u>	<u>48</u>
<u>Tableau III.7 : récapitulatif d'efforts tranchants à l'E.L.S (type 2).</u>	<u>49</u>
<u>Tableau III.8 : récapitulatif des moments fléchissant à l'E.L.S (type 2).</u>	<u>49</u>
<u>Tableau III.9 : ferrailages de la poutrelle (type 2) en travées et en appuis.</u>	<u>53</u>
<u>Tableau III.10 : ferrailages des poutrelles en travées et en appuis.....</u>	<u>53</u>
<u>Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles.</u>	<u>56</u>
<u>Tableau III.12 : Calcul des moments de flexion maximaux Mox et Moy.....</u>	<u>58</u>
<u>Tableau III.13 : Calcul des moments fléchissant en travées et en appuis et les efforts tranchant.</u>	<u>59</u>
<u>Tableau III.14 : Récapitulatif du ferrailage.....</u>	<u>64</u>
<u>Tableau IV.1 : Ferrailage de l'acrotère.</u>	<u>74</u>
<u>Tableau IV.2 : Sollicitations et contre poids des parties en saillie.....</u>	<u>78</u>
<u>Tableau IV.3 : Ferrailage des parties en saillie.</u>	<u>78</u>
<u>Tableau IV.4 : ferrailage en appuis et en travée de la dalle d'ascenseur.</u>	<u>87</u>
<u>Volée :</u>	<u>92</u>
<u>Tableau IV.5 : Evaluation des charges de la volée.....</u>	<u>93</u>
<u>Tableau IV.6 : Evaluation des charges du palier.....</u>	<u>94</u>
<u>Tableau IV.7 : ferrailage d'escalier type 1.</u>	<u>101</u>

<u>Tableau IV.8 : ferrailage d'escalier à l'ELS.....</u>	<u>105</u>
<u>Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone(A)</u>	<u>111</u>
<u>Tableau V.2 : Valeurs des pénalités (ρ_q)</u>	<u>112</u>
<u>Tableau V.3 : Coefficient de comportement global (R).....</u>	<u>112</u>
<u>Tableau V.4 : Coefficient C_T.....</u>	<u>113</u>
<u>Tableau V.5 : pourcentage d'amortissement critique (ξ)</u>	<u>114</u>
<u>Tableau V.6 : Périodes caractéristiques (T1, T2).....</u>	<u>114</u>
<u>Tableau V.7 : Coefficient de pondération β</u>	<u>115</u>
<u>Tableau V.8 : Effort tranchant à la base</u>	<u>116</u>
<u>Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base</u>	<u>116</u>
<u>Tableau V.10 : Participation de la masse modale effective.</u>	<u>118</u>
<u>Tableau V.11 : Vérification des déplacements inter étage selon X.....</u>	<u>119</u>
<u>Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter étage selon Y.....</u>	<u>120</u>
<u>Tableau V.13 : Tableau récapitulatif des résultats finale de disposition des poteaux et les poutres.</u>	<u>120</u>
<u>Tableau V.14 : Tableau récapitulatif des résultats de vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....</u>	<u>121</u>
<u>Tableau 5.13 : Vérification de l'effort normal réduit P-Δ</u>	<u>123</u>
<u>Tableau 5.14 : Vérification de l'effort normal réduit P-Δ</u>	<u>124</u>
<u>A. TABLEAU VI.1 : SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX :.....</u>	<u>129</u>
<u>B. TABLEAU VI.2 : TABLEAU RECAPITULATIF DES ARMATURES DES POTEAUX.....</u>	<u>134</u>
<u>C. TABLEAU VI.3 : SOLLICITATION DANS LES POUTRES :</u>	<u>135</u>
<u>d. Tableau VI.4 : ferrailage des poutres :.....</u>	<u>144</u>
<u>Tableau VII.1 : les différentes sollicitations sur le radier.....</u>	<u>169</u>
<u>Tableau VII.2 : ferrailage de radier.....</u>	<u>174</u>
<u>Tableau VII.3 : Vérification des contraintes du radier.....</u>	<u>175</u>
<u>Tableau VII.4 : les sollicitations sur le radier.....</u>	<u>176</u>
<u>Tableau VII.5 : ferrailage du radier.....</u>	<u>178</u>

LISTE DES NOTATIONS :

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

E_{ij} : déformations instantanées.

E_{vj} : déformations différées.

ν : coefficient de poisson.

α : Angle, coefficient dimension.

δ_k : déplacements relatifs.

Δ_k : déplacements admissibles inter étages.

β : Coefficient de pondération.

γ : coefficient partiel de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

θ : coefficient d'application de charge

σ_{st} : contrainte d'acier.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

f_e : limite élastique d'acier.

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation du béton.

A : coefficient d'accélération de zone.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

ρ : poids volumique.

μ : moment réduit.

τ : contrainte tangentielle.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service.

AS : aire d'une section d'acier.

A_t : section d'armatures transversales.

A_r : armatures de rive.

A_{min} : armatures minimales.

A_v : armatures verticales.

A_h : armatures horizontales.

\emptyset : diamètre.

T_u : contrainte ultime de cisaillement.

T : période.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

e : enrobage.

h_d : épaisseur des dalles.

e_p : épaisseur.

L : longueur.

M_t : moment en travée.

M_o : moment en appuis d'une poutre reposant sur 2 appuis libres.

M_a : moment en appuis.

M_1 : coefficient par rapport à l'armature tendue : coefficient de PIGEAUD.

M_2 : coefficient de PIGEAUD.

M_u : moment à l'état limite ultime ;

M_{ser} : moment à l'état limite service.

St : espacement.

M_{xu}, M_{yu} : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

M_{xser}, M_{yser} : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

M_{adxu}, M_{adyu} : moment en appuis droite à l'état limite ultime dans les direction X et Y.

M_{adxser}, M_{adyser} : moment en appuis droite à l'état limite service dans les direction X et Y.

M_{agxu}, M_{agyu} : moment en appuis gauche à l'état limite ultime dans les direction X et Y.

M_{agxser}, M_{agyser} : moment en appuis gauche à l'état limite service dans les direction X et Y.

M_r : moment de renversement.

M_s : moment stabilisant.

M_f : moment fictive.

a : épaisseur du de voile.

d : hauteur utile

C : centre de pression.

he : hauteur libre d'étage.

Vu : effort tranchant.

Wp: poids propre de l'acrotère.

Cp : facteur de force horizontale.

Fp : l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.

Nser : effort normal pondéré l'état limite service.

Nu : effort normal pondéré à l'état limite ultime.

P : force concentrée.

Lv : longueur de la volée.

f : flèche.

\bar{f} : flèche admissible.

Qu : charge calculée à l'état limite ultime.

Qser : charge calculée à l'état limite service.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement ;

W : poids total de la structure.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

d : dimension du bâtiment mesure à sa base.

pq: pénalité.

WGi : poids du aux charges permanentes.

WQi : poids du aux charges d'exploitation.

V : effort sismique

Fi : force concentrée au sommet de la structure.

Rx,Ry: coordonnées du centre de masse selon X et Y;

Gx,Gy: coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.

Ixi,Iyi: moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.

ex0, ey0: l'excentricité théorique dans les directions X et Y.

ex1,ey1: l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.

Lr : longueur de recouvrement.

CHAPITRE 1 :
GENERALITE

I.1. Introduction :

Pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base.

Ce chapitre est consacré à fournir des rappels et une description du projet à étudier.

Le présent travail que j'ai l'honneur de soutenir a pour premier objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation du 1^{er} et 2^{ème} cycle (licence et master) en génie civil en étudiant l'ossature d'un bâtiment en béton armé.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à faire l'étude d'un bâtiment tour en **R+7** à usage d'habitation, avec des locaux commerciaux au **RDC**, et un **sous-sol** réservé pour le stockage.

Ce bâtiment est implanté à **MOHAMMADIA WILAYA DE MASCARA**, Cette région est classée en zone à sismicité moyenne (**Zone IIa**) selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA99-version 2003**).

La tour sera composée d'un sous-sol réservé pour le parking, le rez de chaussée contiennent des locaux commerciaux, tandis que les autres étages seront constitués des appartements de type F3 et F4 par palier.

La terrasse sera accessible, le bâtiment est équipé d'un ascenseur pour assurer le confort des acquéreurs.

I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment :

Le bâtiment étudié est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan de dimensions suivantes :

❖ Dimensions en plan :

Ce bâtiment a une :

- Longueur totale de la structure : **$L_y = 34,05\text{m}$** .
- Largeur totale de la structure : **$L_x = 26,5\text{m}$** .

❖ Dimension en élévation :

Ce bâtiment a une :

- Hauteur du sous-sol..... **3,4m**.
- Hauteur du RDC..... **3,57m**.
- Hauteur de l'étage courant..... **3,4m**.
- Hauteur totale du bâtiment..... **30,94m**.

I.4. Description technique du bâtiment :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Pour garantir la stabilité de la structure face aux efforts horizontaux et verticaux causés par les charges permanentes, les charges d'exploitation, les charges climatiques et les actions sismiques, les voiles et les portiques justifient l'interaction des portiques voiles.

I.4.2. Structure secondaire :

❖ Plancher :

Un plancher est un ouvrage plan séparant les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment (murs, poteaux), on distingue :

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

a) -Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé type (16+4) cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ; Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
 - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

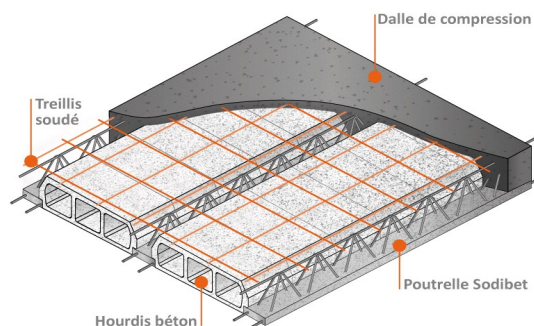


Figure I.1 : Plancher corps creux.

b) -Plancher dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines.

❖ Escalier :

L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs repos, ou paliers.

❖ L'acrotère :

La terrasse étant accessible, Le prolongement du mur de façade jusqu'à la toiture-terrasse d'une hauteur entre 70cm et de 10cm d'épaisseur.

❖ Balcon :

Les Balcons sont réalisés en béton armé.

❖ Gaine d'ascenseurs :

Les voiles en béton armé constituent la cage d'ascenseur du bâtiment, l'ascenseur permet le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Il est principalement composé de la cabine et de ses équipements.

I.4.3. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creuses (**10cm** parois intérieurs et **15cm** parois extérieurs d'épaisseur) séparées par une lame d'air de **5cm** d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de **10 cm** d'épaisseur.

I.4.4. Revêtement :

Action de garnir la surface d'une construction d'un placage ou d'une couche d'un matériau quelconque, pour protéger et/ou orner cette construction.

Il est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la Pénétration des eaux pluviales.

I.4.5. Isolation :

Cela peut être complémentaiement garanti par un plafond incorrect ou un revêtement de sol approprié. L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

Dans notre exemple, les étages courants seront construits en corps creux grâce à l'utilisation d'une dalle de compression qui sera fixée sur des poutrelles préfabriquées.

I.4.6. L'infrastructure (fondation) :

La partie d'un ouvrage de bâtiment ou de travaux publics qui a pour objet de transmettre et de répartir les charges sur le sol. Le type de fondation dépend de la nature du sol et de ses capacités à supporter le projet de construction.

Les essais mécaniques du laboratoire de l'habitat et de la construction (LNHC) ont permis de déterminer une contrainte admissible du sol de **2,5 bars**.

- L'ancrage est de **3,90 m**.
- Cette tour transmet des charges assez importantes, donc on adoptera comme fondations un radier général.

I.4.7. Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage a été effectué selon les règles :

- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites).
- RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR (document technique réglementaire).

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

La connaissance de ces caractéristiques permet de prévenir contre de potentiel risque de rupture, de fissuration ou de dégradation.

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé. C'est le matériau le plus utilisé pour ce type de construction en raison des possibilités de forme réalisables avec le béton mais surtout de l'existence de main d'œuvre et d'entreprises confirmée dans l'exécution de projet à base de ce matériau.

I.5.1. Béton :

Matériau composé d'un mélange de granulats et d'un liant hydraulique ou hydrocarboné. Utilisé seul, ce terme désigne en particulier le béton hydraulique qui est un mélange de sable, de gravier, de ciment et d'eau, avec éventuellement des adjuvants et/ou des produits d'addition.

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

Dans notre construction, nous avons utilisés un béton armé B 30N/mm² (fc28 = 30MPa) pour les poteaux sous-sol, RDC et 1^{er} étage.

B 25N/mm² (fc28 = 25MPa) pour les éléments horizontaux et le reste des poteaux.

- La Composition courant d 1 m³ du béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de Ciment (CPJ 42.5).
- 800 kg/l de Gravier ($\Phi \leq 25$ mm).

- 400 kg/l de sable ($\Phi \leq 5$ mm).
- 175 L/m³ d'eau de gâchage.

I.5.1.1. Résistance mécanique du béton :

❖ Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit (éprouvettes normalisées) de **16cm** de diamètre et de **32 cm** de hauteur (**200 cm²** de section) avec contrôle régulier et strict du béton.

Les classes de résistance (C) liées à la résistance caractéristique (fractile 5 %) sont utilisées pour déterminer la résistance à la compression du béton conformément à la norme NF EN 206/CN. Ces classes de résistance sont mesurées sur des cylindres FCK, des cylindres ou des cubes FCK à 28 jours.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{(1,4 + 0,95j)} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

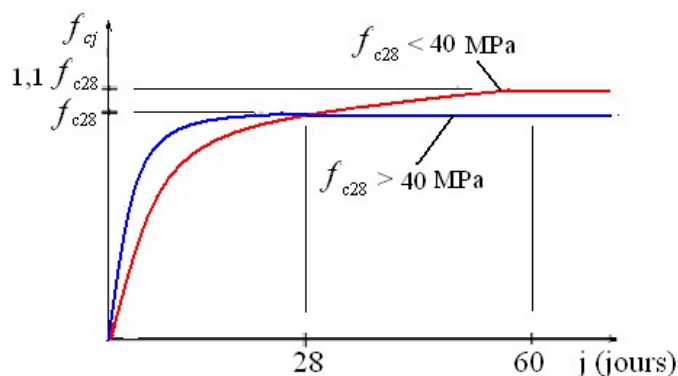


Figure I.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- La résistance à la compression à **28 j** : $f_{c28} = 25$ MPa.

❖ **Résistance à la traction :**

La valeur de la résistance à la traction d'un béton est estimée proche de 10 % de sa résistance en compression.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

Pour notre cas la résistance à la traction : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

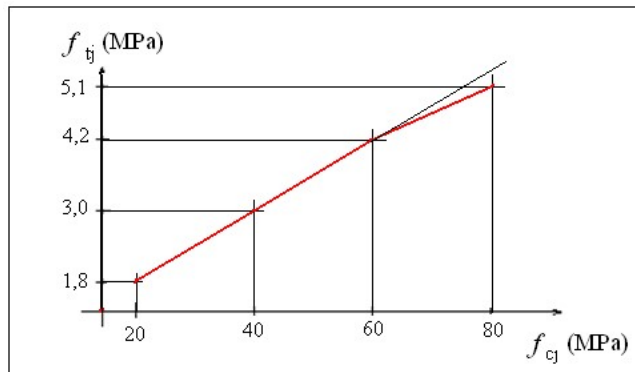


Figure I.3 : Evolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression f_{cj} .

❖ **Contraintes limites du béton :**

– **Etat limite ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est l'équilibre entre les contraintes résistantes calculées en supposant que le matériau atteint les limites de rupture réduites.

Diagramme parabole rectangle (BAEL 91 révisée 99.p80) :

C'est un diagramme contrainte-déformation du béton qui peut être utilisé dans le cas d'ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰).

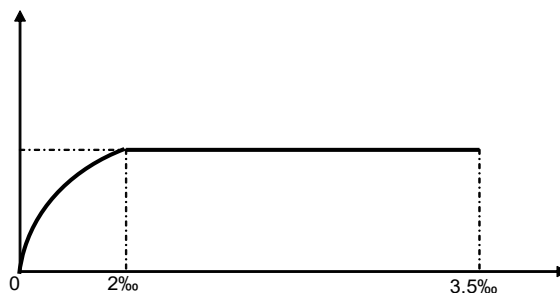


Figure I.4: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Avec :

γ_b le coefficient de pondération du béton :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Combinaison accidentelle.} \\ 1,5 & \text{Autres cas.} \end{cases}$$

θ : Coefficient prenant en compte la durée(t) d'application des charges

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{pour une durée } t > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{pour } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{pour une durée } t < 24 \text{ heures.} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 14,2 \text{ MPa}$

- **Etat limite de service (ELS) :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverte des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma_{st} = (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma_{st} = (0,5 f_e ; 90\sqrt{\eta ft_j})$.

η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence

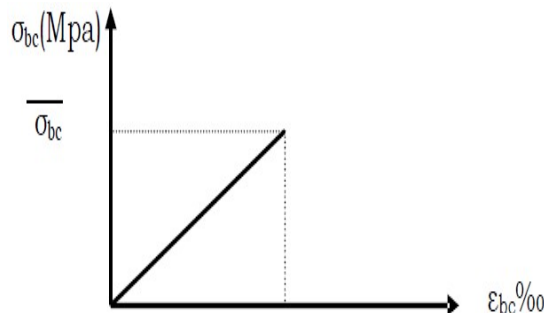


Figure I.5 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

Pour Notre cas :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

❖ **Coefficient ultime de cisaillement du béton :**

- **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\tau_u = \text{Min} (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = \text{Min} (3,3\text{MPa} ; 5\text{MPa}) \longrightarrow \tau_u = 3,3\text{MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u = \text{Min} (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \text{Min} (2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) \longrightarrow \tau_u = 2,5\text{MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort Tranchant ultime **Tu**.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Avec :

b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

❖ **Module de déformation longitudinale du béton :**

✓ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton **Eij** est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{MPa}) \quad \text{pour } j \leq 28$$

Pour notre cas : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2\text{MPa}$.

✓ **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application supérieure à **24h**. on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton **Evj** est donné par la formule:

- Module de déformation à long terme : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = \frac{E_{ij}}{3}$

Pour notre cas : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MP}$

❖ **Module de déformation transversale :**

Sa formule est donnée par : $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

❖ **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

$(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$\nu = \begin{cases} \nu = 0 & \text{pour l'ELU (béton fissuré).} \\ \nu = 0,2 & \text{pour l'ELS (béton non fissuré).} \end{cases}$$

I.5.2. Acier :

❖ **Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, car il s'est avéré que le béton n'a pas une grande résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Il est important de noter que parmi les hypothèses de calcul on supposera que le béton et l'acier une fois mis en place se comporteront comme un seul matériau c'est à dire qu'il n'y aura pas de glissement relatif de l'un par rapport à l'autre.

On distingue deux types d'aciers :

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

❖ **Les caractéristiques mécaniques :**

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration.

- Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

Type	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Utilisation
Barres HA	FeE400	400	Tous Travaux en BA
Ronds lisses	FeE235	235	Epingles cadres, étriers
Treillis soudées	TSL	500	Les dalles de compression

On prévoit des aciers :

- Aciers longitudinaux constitués à partir des barres à haute adhérence FeE500 → la limite élastique $f_e=500$ MPa.
- Aciers transversaux constitués de rond lisses FeE235 → la limite élastique $f_e = 235$ MPa.
- Treillis soudées lisse, assemblées aux points de croisement par une soudure électrique, on choisit un treillis soudé de diamètre $\phi 5$ et de dimensions des mailles (15×15) cm²
- ❖ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :
 $E_s=2.10^5$ MPa.

❖ **Contraintes limites de l'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte σ et la déformation relative ϵ .

• **Etat limite ultime (ELU) :**

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

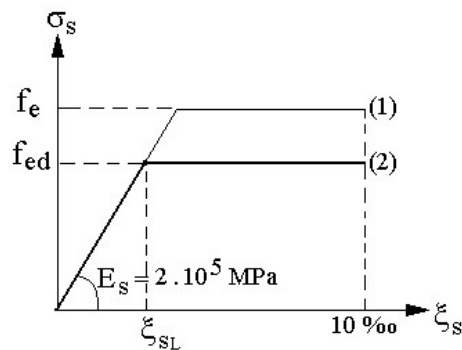


Figure I.6 : Diagramme Contrainte –déformation de l'acier.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

F_{ed} : résistance de calcul des aciers à l'ELU.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour les aciers.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Combinaisons accidentelles.} \\ 1,15 & \text{Autres cas (le cas de ce projet).} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_c = 500 \text{ MPa} \implies \boxed{F_{ed} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}}$

❖ **L'allongement (ϵ_s) :**

$$\epsilon_s = \frac{F_{ed}}{E_s}$$

Avec :

ϵ_s : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $\frac{f_e}{\gamma_s}$.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

E_s : module d'élasticité de l'acier : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

Alors on a : $\epsilon_s = \frac{435}{2 \times 10^5} = 2,175$

Remarque : L'allongement et le raccourcissement de l'acier sont limités à **10‰**.

• **Etat limite de service (ELS) :**

On limite la contrainte dans l'acier uniquement à l'état limite d'ouverture de fissures :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
 - **Ronds lisses** : $\bar{\sigma}_s = (2/3) \times f_e$
 - **Barres HA** : $\bar{\sigma}_s = \max \left\{ \frac{0.5 \times f_e}{110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}} \right\}$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
 - **Ronds lisses** : $\bar{\sigma}_s = 0.8 \times (2/3) \times f_e$

- Barres HA : $\bar{\sigma}_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \times f_e \\ 88\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{array} \right. \text{ (MPa)}$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses.} \\ 1.3 & \text{Pour les armatures à haute adhérence} (\phi \leq 6\text{mm}). \\ 1.6 & \text{Pour les armatures à haute adhérence} (\phi \geq 6\text{mm}) \end{cases}$$

❖ Coefficient d'équivalence :

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ (valeur conventionnelle).}$$

I.6. Combinaison de calcul :

- ELU

$$S = 1,35xG + 1,5xQ$$

- ELS

$$S = G + Q$$

❖ Les combinaisons accidentelles :

- Soulèvement :

$$0,8G \pm E_x$$

$$0,8G \pm E_y$$

- Contreventement :

$$G + Q + E_x$$

$$G + Q + E_y$$

Avec :

G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : action du séisme représentée par ses composants horizontal.

CHAPITRE 2 :
LA DESCENTE DE
CHARGES ET
PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des différents éléments de la construction (plancher ; voiles ...) selon les règlements B.A.E.L.91 et R.P.A.99 version 2003.

Dans ce chapitre, on va faire le pré dimensionnement de chaque type d'élément.

II.2. Descente de charges :

D'après le document technique réglementaire DTR-BC 2.2 (charge permanentes et charges d'exploitation).

❖ Introduction :

Le but de la descente de charge est de comprendre comment les charges sont réparties et cheminées sur tous les éléments porteurs de la structure, depuis le haut jusqu'aux fondations.

Pour le calcul on prend :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.

II.2.1. Charges permanentes :

a)-Planchers corps creux :

❖ Plancher terrasse accessible :

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse :

N°	Matériaux	γ (KN/m ³)	e (m)	G KN/m ²
1	Gravillon pour protection d'étanchéité	17	0.05	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	0.05	0.10
3	Forme de pente	2.1	0.1	2.10
4	Isolation thermique	2.5	0.02	0.05
5	Plancher en corps creux	13.34	0.21	2.80
6	Enduit en plâtre	10	0.03	0.30
Total	Charge permanente			6.20

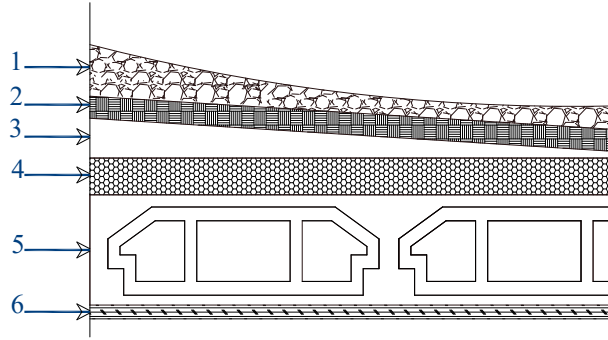


Figure II.1. Coupe Transversale de plancher terrasse inaccessible (corps creux)

❖ **Plancher étage courant (commercial -habitation) :**

Tableau II.2 : Descente de charge plancher étage courant (corps creux).

N°	Matériaux	γ (KN/m ³)	e (m)	G KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.02	0.36
4	Plancher en corps creux (16+5)	13.34	0.21	2.80
5	Enduit en plâtre	10	0.03	0.30
6	Cloisons intérieures	10	0.1	1
Total	Charge permanente			5.30

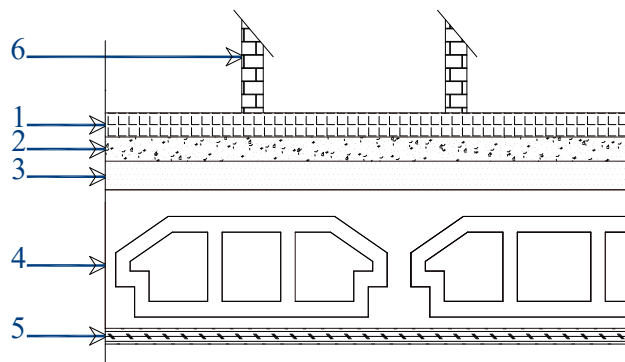


Figure II.2 : Coupe transversale de plancher étage courant (corps creux)

❖ Les balcons :

Tableau II. 3 : Descente de charge du balcon.

N°	Matériaux	γ (KN/m ³)	e (m)	G KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine en béton	25	0.15	3.75
5	Enduit en ciment	10	0.02	0.20
Total	Charge permanente			5.15

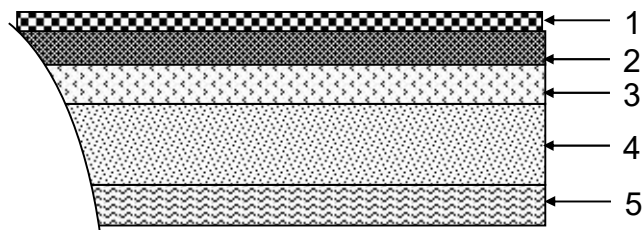


Figure II.3 : Coupe transversale du balcon.

II.2.2. Surcharges d'exploitation :

Tableau II.4 : Surcharges d'exploitations pour chaque plancher.

Niveau	Réservation	Q (KN/m ²)
Sous-sol	Parking	2.5
RDC	Commerce	4.0
1 ^{er} étage - 7 ^{ème} étage	Logements	1.5
Terrasse accessible	Terrasse	1.5

II.3. Pré-dimensionnement :

Le Pré-dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme de règlement **BAEL 91**(modifier) et aux règlements parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA99**-version 2003).

II.3.1. Pré-dimensionnement des planchers :

a. Planchers à corps creux :

Ce genre de plancher est largement utilisé dans les constructions résidentielles. Il est constitué de poutres sur lesquelles sont fixées des poutrelles, qui supportent des corps creux. Ensuite, une dalle de compression est coulée sur l'ensemble.

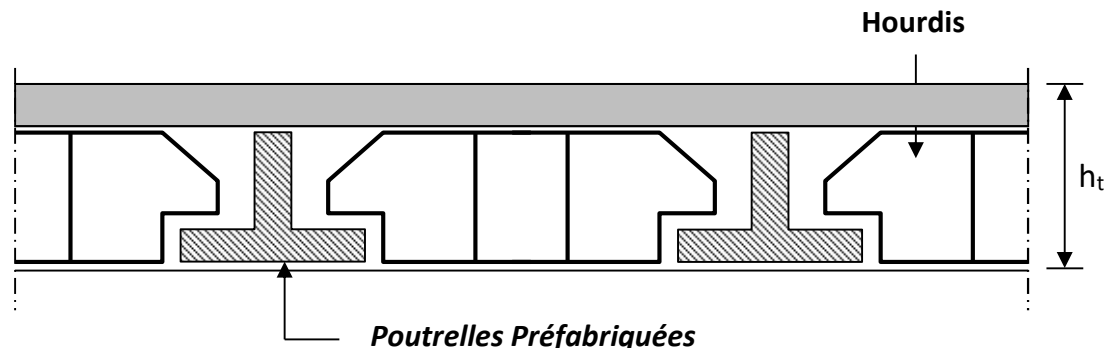


Figure II.4 : Dalle à corps creux

➤ **Épaisseur du plancher : h_t**

On opte pour un plancher en corps creux dont l'épaisseur est estimée selon la condition de la flèche admissible.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

h_t : Épaisseur du plancher.

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutrelles.

$$L_{max} = 5.45 - 0.3 = 5.15 \text{ m}$$

$$\frac{515}{25} \leq h_t \leq \frac{515}{20} \implies 20.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 25.75 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte un plancher d'épaisseur (16 + 5) cm, Soit 21 cm.

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

➤ **Pré dimensionnement des poutrelles :**

$$h_0 = 5 \text{ cm (dalle de compression)}$$

$$h_t = 21 \text{ cm (corps creux + dalle de compression)}$$

• **Détermination de b_0 :**

$$0,4 h_t \leq b_0 \leq 0,8 h_t \implies 0,4 \times 21 \leq b_0 \leq 0,8 \times 21 \implies 8.4 \leq b_0 \leq 16.8$$

Pour des dispositions constructives, concernant le coffrage et le façonnage

Des aciers, on va adopte :

$b_0 = 12 \text{ cm}$ voir la figure ci-contre.

• **Détermination de la largeur (b) de la table de la compression :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

On suppose que : $l_1 = 60 \text{ cm}$ (distance entre deux axes des deux poutrelles)

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{l_1 - b_0}{2} \right); \left(\frac{l}{10} \right); (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0) \right]$$

L : la portée maximale du chaînage entre nus d'appuis

$$L = 545 - 30 = 515 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{60 - 12}{2} \right); \left(\frac{515}{10} \right); (30 \leq b_1 \leq 40) \right]$$

$$b_1 = \min [24 ; 51.5 ; (30 \leq b_1 \leq 40)]$$

Soit **$b_1 = 24 \text{ cm}$** .

$$b = 2b_1 + b_0$$

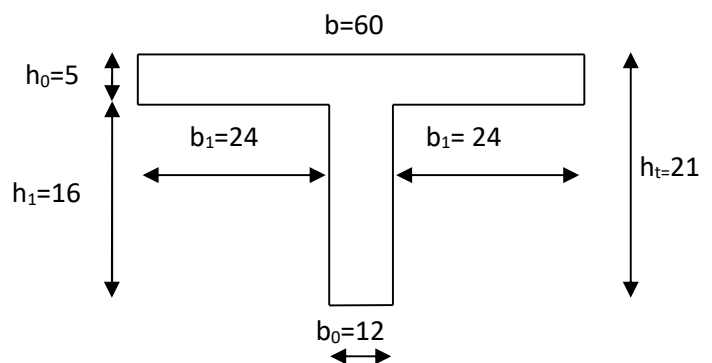


Figure. II.5 : Section d'une poutrelle.

$$b = (2 \times 24) + 12$$

Donc : **b = 60cm**

B-Plancher en dalle pleine :

Le dimensionnement des dalles pleines doit satisfaire au règlement imposé par le R.P.A.99 ; où on doit respecter :

L_x ; L_y : sont respectivement, la petite et la grande portée du plus grand panneau de la dalle.

❖ **Condition de résistance à la flexion :**

La hauteur de la dalle pleine est donnée par la condition suivante :

- Cas d'une dalle reposant sur deux 2 appuis :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \quad \Rightarrow \quad h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{8}{30} \right) L_x$$

- Cas d'une dalle reposant sur quatre 4 appuis :

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Dans notre cas, on est en présence du 2^{ème} cas de la condition de résistance à la flexion où :

$$L_x = 4.05 \text{ m} \quad , \quad L_y = 5.65 \text{ m}$$

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

$$0,4 \leq \rho = 0.72 \leq 1$$

$$h_d = (8.10 ; 10.13) \longrightarrow h_d = 10\text{cm}$$

❖ **Condition d'isolation acoustique :** Cette condition permet d'assurer :

- Contre les bruits aériens : $2500 \times ep \geq 3.50 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow ep \geq 14 \text{ cm.}$
- Contre les bruits impacts : $2500 \times ep \geq 4 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow ep \geq 16 \text{ cm.}$

❖ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

- $hd \geq 7cm$ Pour une heure de coupe-feu.
- $hd \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)
- Isolation phonique : $hd \geq 13cm$.

hd : épaisseur de la dalle.

De ces trois conditions ci-dessus, on opte pour une épaisseur de la dalle pleine : $ep = 20 cm$

II. 3. 2. Pré-dimensionnement des poutres :

Dans le processus de construction, il est essentiel que les poutres aient des sections régulières, qu'elles soient rectangulaires ou carrées. Cela permettra de transférer aux poteaux les efforts causés par les chargements verticaux ramenés par les planchers.

On obtient ces sections en respectant les conditions suivantes.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 (2003)**.

a) poutres principales :

❖ Critère de rigidité :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{P1} \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec :}$$

h : hauteur de la poutre.

L : portée maximale de poutre entre nus d'appuis.

Nous avons : $L = 645 - 30 = 615 cm$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 41 cm \leq h \leq 61.5 cm.$$

On prend: **h=45cm.**

$$0,3h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 13.5cm \leq b \leq 31.5cm.$$

On prend **b=30cm**

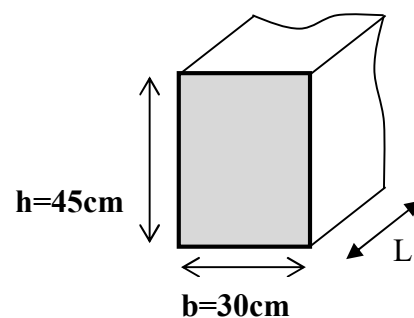


Figure II.6 : Section d'une poutre principale.

❖ Vérification des conditions du RPA

$$b = 30 cm \geq 20cm \Rightarrow CV.$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc on prend une section de $(bxh) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h_p}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{45}{615} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.073 \geq 0.063 \quad \text{CV.}$$

Conclusion :

La section des poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

b) poutres secondaires :

❖ **Critère de rigidité :**

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

Avec :

L_{max} : Portée maximale de poutre entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 545 - 30 = 515 \text{ cm}$$

$$34.33 \text{ cm} \leq h \leq 51.5 \text{ cm}$$

On prend **$h = 35 \text{ cm}$**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$\Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$$

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

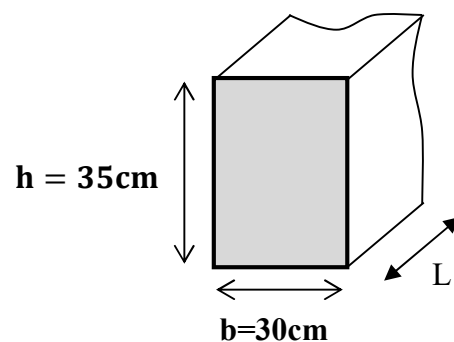


Figure II.7 : Section d'une poutre secondaire.

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

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

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{b} = 1.166 \leq 4 \Rightarrow CV$$

Donc on prend une section de $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

❖ **Vérification de la flèche pour les poutres secondaires :**

$$\frac{h_{cH}}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{35}{515} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,067 \geq 0,062 \quad CV$$

Conclusion :

La section des poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Résumé :

Tableau II.5 : Sections des poutres principales et secondaires.

Elément	Section
Poutres	(30 x 45)
Châînages	(30 x 35)

II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Le Pré dimensionnement se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Le poteau est pré dimensionné à l'état limite ultime en compression simple.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

❖ **Critère de résistance :**

Selon **B.A.E.L 91**

$$k \times B \times N_u \leq \frac{\theta \times B_r \times f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times f_{ed} \times A \Rightarrow Br \geq \frac{k \times N_u \times B}{\theta \times \frac{f_{bu}}{0,9} + 0.85 \times \frac{A}{B} \times f_{ed}}$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte les défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale.

$$D'où : Br = (a - 2)(b - 2) \text{ on a : } a = b \quad \Longrightarrow \quad a = \sqrt{Br} + 2 .$$

- $\theta = 1$ on suppose que la durée d'action de la combinaison est $>$ a 24 heures.
- $k = 1$ on suppose que moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\bullet \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1.50. \\ f_{c28} = 25MPa. \end{cases} \quad \text{Donc : } f_{bu} = 14.2MPa$$

et pour : $f_{c28} = 30MPa$

$f_{bu} = 17MPa$

$$\bullet \quad \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

β : Coefficient de flambement des poteaux

λ : Élancement géométrique

On cherche d'atteindre $\lambda = 35$ pour que toute les armatures principales participent à la résistance (les armatures augmentent le plus efficacement la rigidité dans le plan du flambement).

$$D'où \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1.2$$

On peut prendre

$$\bullet \quad \frac{A}{B_r} = \frac{1}{100} = 1\%$$

Avec :

A : section d'acier (armatures longitudinaux).

B : section du béton.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \quad \text{et} \quad f_{ed} = 500 / 1.15 = 435 \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } Br \geq \frac{1 \times 1,2}{1 \cdot \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times 0,01 \times 348} N_u * 10$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0.064 \cdot N_u * 10 = Br > 0.64 Nu \quad \text{et} \quad Br > 0.53 \cdot Nu$$

À partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- N_u : Effort normal ultime.

• **Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement comportant plus de cinq étages, les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale. Lorsque les locaux commerciaux ou industriels occupent certains niveaux, ces étages ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans cette loi.

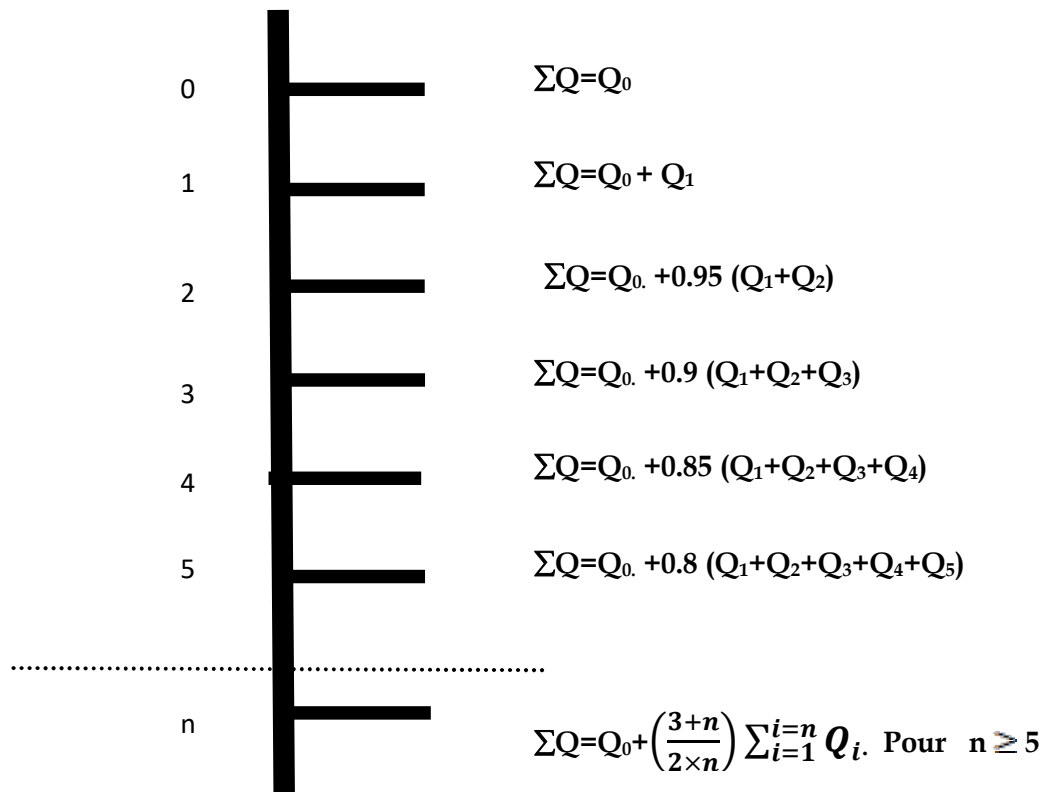


Figure II.8 : Loi de la dégression des

Tableau II.6 : Coefficients de dégression des Surcharges.

Niveau	7 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage	RDC	Sous- sols
Coefficient	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667

➤ On a 3 types de Poteau à calculer :

Pour le Pré dimensionnement des poteaux on va prendre des poteaux de même section pour chaque niveau.

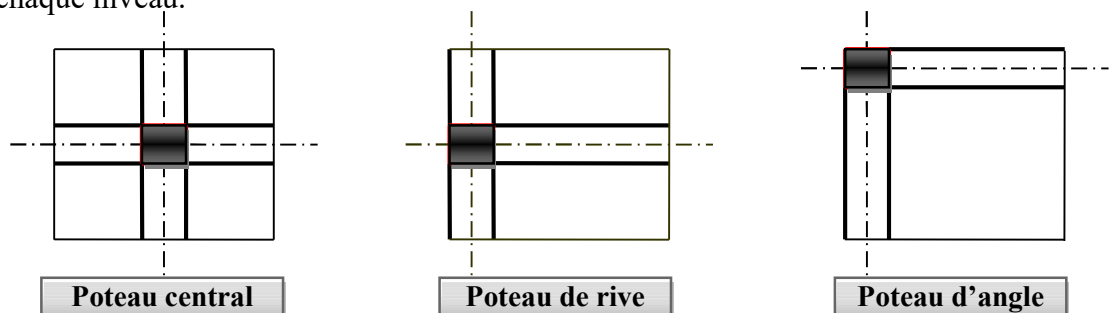


Figure II.9 : les types de Poteau à calculer.

❖ **Exemple de calcul (Poteau central) :**

➤ **Surface d'influence revenant au poteau :**

- S_Q = surface afférente (entre axes)

$$S_Q = (3.23 + 2.8) \times (2.73 + 2.03) = 28.70\text{m}^2$$

- S_G = surface afférente (entre nus)

$$S_G = (3.23 + 2.8 - 0.2) \times (2.73 + 2.03 - 0.2) = 26.58\text{m}^2$$

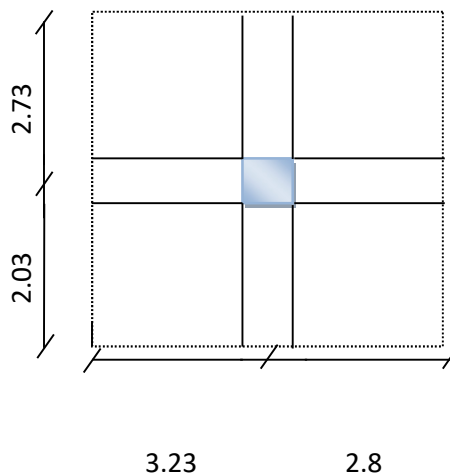


Figure II.10 : Surface afférente d'un poteau central (D4).

REMARQUE :

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leurs sections définitives seraient fixées.

Dans un premier temps on prend une section minimale de **30 x 30 cm²** satisfaisant les exigences du **(RPA 99 version 2003)** en **Zone IIa**, pour calculer la descente de charges pour les trois types de poteaux.

✓ **Poteau 7^{ème} étage (terrasse accessible) :**

$$G_T = 6,20\text{KN/m}^2.$$

$$Q_T = 1,5\text{KN/m}^2.$$

➤ Charges permanentes (G_0) :

- Poids du plancher terrasse $26,58 \times 6,20 = 164,80 \text{ KN}$.
- Poids des poutres principales : $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 3,5 = 11,81 \text{ KN}$.
- Poids des poutres Secondaires : $0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,1 = 8,14 \text{ KN}$.
- Poids des poteaux : $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,4 = 7,65 \text{ KN}$.

$$G_0 = 192,4 \text{ KN}.$$

➤ Charges d'exploitation (Q_0) :

$$Q_0 = S_Q \times 1,5$$

$$Q_0 = 28,70 \times 1,5 = 43,05 \text{ KN}.$$

$$Q_0 = 43,05 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1,35G_0 + 1,5Q_0$$

$$N_{u10} = 1,35 \times (192,4) + 1,5 \times (43,05) = 324,315 \text{ KN}.$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 N_{u10}$$

$$B_r \geq 0,064 \cdot 324,315 \cdot 10 \quad B_r \geq 207,56 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 16,41 \text{ cm}$$

On adopte : **(30×30) cm²**.

✓ Poteau 6^{eme} étage (étage courant) :

$$G_E = 5,30 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_E = 1,50 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Charges permanentes (G_1) :

- Poids du plancher étage courant : $26,58 \times 5,30 = 140,87 \text{ KN}$.
- Poids des poutres principales : $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 3,50 = 11,81 \text{ KN}$.
- Poids des poutres Secondaires : $0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,1 = 8,14 \text{ KN}$.
- Poids des poteaux : $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,4 = 7,65 \text{ KN}$.

$G_1 = 168,47 \text{ KN.}$

➤ **Charges d'exploitation (Q_1)**

$$Q_1 = S_Q \times Q_E$$

$$Q_1 = 28,70 \times 1,5 = 43,05 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1,35(G_0 + G_1) + 1,5(Q_0 + Q_1)$$

$$N_{u9} = 1,35 \times (192,4 + 168,47) + 1,5 \times (43,05 + 43,05) = 616,32 \text{ KN.}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u9}$

$$B_r \geq 0,064 \cdot 616,32 \cdot 10 \quad B_r \geq 394,44 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 21,86 \text{ cm}$$

On adopte : **(30×30) cm².**

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.

Niveau	Q Cumulé	G Cumulé	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	B _r (cm ²)	A (cm)	Section adoptée (cm ²)
7 ^{ème} terrasse	43,05	192,4	324,32	356,75	228,32	17,11	30 × 30
6 ^{ème} étage	86,1	360,87	616,32	626,24	400,79	22,02	30 × 30
5 ^{ème} étage	124,85	515,12	882,68	970,95	621,41	26,93	35 × 35
4 ^{ème} étage	159,29	652,24	1119,45	1231,40	788,10	30,07	35 × 35
3 ^{ème} étage	189,42	774,95	1330,31	1463,34	936,54	32,60	40 × 40
2 ^{ème} étage	215,25	880,22	1511,17	1662,28	1063,86	34,62	40 × 40
1 ^{er} étage	236,78	970,75	1665,68	1832,25	1172,64	36,24	45 × 45
RDC	309,44	1060,50	1895,83	2085,42	1334,67	38,53	45 × 45
S-Sols	348,66	1153,49	2080,20	2288,22	1464,46	40,27	50 × 50

❖ Exemple de calcul (Poteau de rive) :

➤ Surface d'influence revenant au poteau :

🏗 Plancher corps creux :

$$S_Q = [1,9 \times (1,765 + 2,075)] + (0,5 \times 1,9) = 8,25 \text{ m}^2$$

$$S_G = (1,9 - 0,2) \times (1,765 + 2,075 - 0,2) = 6,19 \text{ m}^2$$

🏗 Dalle pleine :

$$S_Q = 1,9 \times 0,5 = 0,95 \text{ m}^2$$

$$S_G = (0,5 - 0,2) \times (1,9 - 0,2) = 0,51 \text{ m}^2$$

✓ Poteau 7^{ème} étage (terrasse accessible) :

$$G_T = 6.20 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Charges permanentes (G_0) :

- | | |
|-----------------------------------|---|
| ▪ Poids du plancher terrasse | $6.19 \times 6.20 = 38,38 \text{ KN}.$ |
| ▪ Poids des poutres principales : | $0.3 \times 0.45 \times 25 \times 3,5 = 11,81 \text{ KN}.$ |
| ▪ Poids des poutres Secondaires : | $0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3,1 = 8,14 \text{ KN}.$ |
| ▪ Poids des poteaux : | $0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.4 = 7,65 \text{ KN}.$ |
| ▪ Poids d'Acrotère : | $2.67 \times 3.375 \times 0.1 \times 0.7 \times 25 = 15,77 \text{ KN}.$ |

$$G_0 = 81,75 \text{ KN}.$$

➤ Charges d'exploitation (Q_0) :

$$Q_0 = S_Q \times 1,5$$

$$Q_0 = 8,25 \times 1,5 = 12,38 \text{ KN}.$$

$$Q_0 = 12,38 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1,35G_0 + 1,5Q_0$$

$$N_{u10} = 1,35 \times (81,75) + 1,5 \times (12,38) = 128,93 \text{ KN.}$$

$$1,1 \times N_{u10} = 141,83 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 \times 1,1 \times N_{u10}$$

$$Br \geq 0,064 \cdot 141,83 \cdot 10 \quad Br \geq 90,77 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 11,53 \text{ cm}$$

On adopte : **(30×30) cm²**.

✓ **Poteau 6^{ème} étage (étage courant) :**

$$G_E = 5,30 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_E = 1,50 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{DP} = 5,35 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Charges permanentes (G₁) :**

- Poids du plancher étage 6.19×5.30=32,81KN.
- Poids des poutres principales : 0.3×0.45 ×25×3,5=11,81KN.
- Poids des poutres Secondaires : 0.3×0.35×25×3,1=8,14KN.
- Poids des poteaux : 0.3×0.3×25×3.4=7,65KN.
- Poids du mur extérieur double parois : 2.85×(1.85-0,2)×(3.4-0.3)=14,58KN.
- Poids du plancher (dalle pleine ep = 20cm) : 0.51× 5.35 = 2,73 KN.

$$G_1 = 77,72 \text{ KN.}$$

➤ **Charges d'exploitation (Q₁) :**

$$Q_1 = S_Q \times 1,5$$

$$Q_1 = (8,25 \times 1,5) + (0,95 \times 1,5) = 13,8 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = 13,8 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1,35(G_0 + G_1) + 1,5(Q_0 + Q_1)$$

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGE ET PREDIMENSIONNEMENT

$$N_{u10} = 1,35 \times (81,75 + 77,72) + 1,5 \times (12,38 + 13,8) = 254,55 \text{ KN.}$$

$$1,1 \times N_{u10} = 280,01 \text{ KN.}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 \times 1,1 \times N_{u10}$

$$Br \geq 0,064 \cdot 280,01 \cdot 10 \quad Br \geq 179,21 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 15,39 \text{ cm}$$

On adopte : **(30×30) cm²**.

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poteaux de rives.

Niveau	Q Cumulé	G Cumulé	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	Br (cm ²)	A (cm)	Section adoptée (cm ²)
7 ^{ème} terrasse	12,38	81,75	128,93	141,83	90,77	11,53	30 × 30
6 ^{ème} étage	26,18	159,47	254,55	280,01	179,21	15,39	30 × 30
5 ^{ème} étage	38,6	229,42	367,61	404,38	258,80	18,09	30 × 30
4 ^{ème} étage	49,64	294,08	471,47	518,61	331,91	20,22	35 × 35
3 ^{ème} étage	59,3	347,72	558,37	614,21	393,09	21,83	35 × 35
2 ^{ème} étage	68,03	399,25	641,04	705,14	451,29	23,24	35 × 35
1 ^{er} étage	74,48	442,16	708,64	779,50	498,88	24,36	40 × 40
RDC	97,77	485,09	801,52	881,68	564,27	25,75	40 × 40
S-Sols	110,35	526,85	876,77	964,45	617,25	26,84	40 × 40

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

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

- $\min(b_l, h_l) \geq 25 \text{ cm}$ en Zone IIa

- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

On va prendre le cas du poteau (30 x 30) cm² c'est la section minimale dans notre cas

▪ $\min(30 \times 30) = 30cm \geq 25cm \dots \dots \dots CV$

▪ $\frac{h_e}{20} = \begin{cases} \frac{3,05}{20} = 15,25cm \\ \frac{3,22}{20} = 16,1cm \end{cases} \dots \dots \dots CV$

Les poteaux ont une section carrée (b₁, h₁) d'où on aura :

▪ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \implies \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \dots \dots CV$

Donc ces conditions sont vérifiées pour les autres niveaux vus que la section du poteau (30x30) cm² est la plus défavorable.

➤ **Vérification au flambement :**

Il faut vérifier que : $\lambda < 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_f = 0.7l_0 \\ i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \end{cases}$$

λ : L'élanement du poteau

l_f : Longueur du flambement.

l_0 : Hauteur d'étage (hauteur libre).

i_{\min} : Rayon de giration.

I_{\min} : Moment d'inertie de la section transversal dans le plan de flambement.

A : Section de poteaux.

Tableau II.9 : La vérification au flambement.

Section du poteau (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	I _{min} (m ⁴)	S (m ²)	i _{min} (m)	Λ	λ < 50
(30 × 30)	3,4	2,38	6,75×10 ⁻⁴	0,09	0,0866	27,48	CV
(35 × 35)	3,4	2,38	12,25×10 ⁻⁴	0,1225	0,1010	23,56	CV
(40 × 40)	3,4	2,38	21,33×10 ⁻⁴	0,16	0,1155	20,61	CV
(40 × 40)	3,57	2,499	21,33×10 ⁻⁴	0,16	0,1155	21,64	CV
(45 × 45)	3,4	2,38	34,17×10 ⁻⁴	0,2025	0,1299	18,32	CV
(45 × 45)	3,57	2,499	34,17×10 ⁻⁴	0,2025	0,1299	19,24	CV
(50 × 50)	3,4	2,38	52,08×10 ⁻⁴	0,25	0,1443	16,49	CV

II.3.4 Pré dimensionnement des voiles :

a) Les voiles de contreventement :

Pour augmenter la rigidité de la structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs refends dimensionnés selon les conditions du R.P.A.

- $L \geq 4a$
- $a \geq \frac{h_e}{25}$

L : La largeur du voile qui correspond à la portée minimale.

a : L'épaisseur du voile.

h_e: La hauteur libre d'étage.

La détermination de l'épaisseur doit tenir en compte des conditions de rigidité aux extrémités ainsi de la hauteur libre d'étage h_e.

- **Etage courant (h_e=3.4m):**

$$a >_{\text{he}} / 22 = (3.4 - 0.35) / 22 = 0.138\text{m}$$

On adopte alors : $a=15\text{cm}$

Vérification selon le RPA 99

$$L \geq 4.a = 4 \times 15 = 60\text{cm} \dots cv$$

• RDC ($h_e=3.57\text{m}$)

$$a >_{\text{he}} / 22 = (3.57 - 0.35) / 22 = 0.146\text{m}$$

On adopte alors : $a=15\text{cm}$

Vérification selon le RPA 99 :

$$L \geq 4.a = 4 \times 15 = 60\text{cm} \dots cv$$

b) Voiles périphériques (sous-sol) :

Ces voiles sont conçus dans le but de reprendre les poussées des terres. Le RPA99 exige une épaisseur : $a \geq 15\text{ cm}$.

On adopte une épaisseur de **15 cm** pour tous les voiles périphériques du sous-sol.

II.4.Conclusion :

L'étape de pré-dimensionnement des éléments structuraux est essentielle pour établir la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage face aux sollicitations.

CHAPITRE 3 :
ETUDE DES PLANCHERS

III.1. Introduction :

Un plancher est une structure qui sépare les différents niveaux d'une habitation. Il offre la possibilité de diviser plusieurs niveaux et joue le rôle de supports solides pour les revêtements de sol.

Il est essentiel que les planchers soient conçus de manière à : supporter leurs poids propres et les charges d'exploitation pour les transférer sur les porteurs, isoler thermiquement et acoustiquement les différents niveaux et contribuer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux. Le plancher en béton dont on distingue deux variétés :

- La dalle en béton coulée en place sur un coffrage (c'est la technique dite de la dalle pleine) ou sur une prédalle.
- Le plancher préfabriqué constitué de plusieurs éléments assemblés.

Les planchers qu'on a utilisés sont :

- En corps creux du type (16 + 5) pour tous les niveaux (habitation et commerce).
- En dalle pleine pour partie en saillie, paliers de repos.

III.2. Les planchers à corps creux :

III.2. 1. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivante :

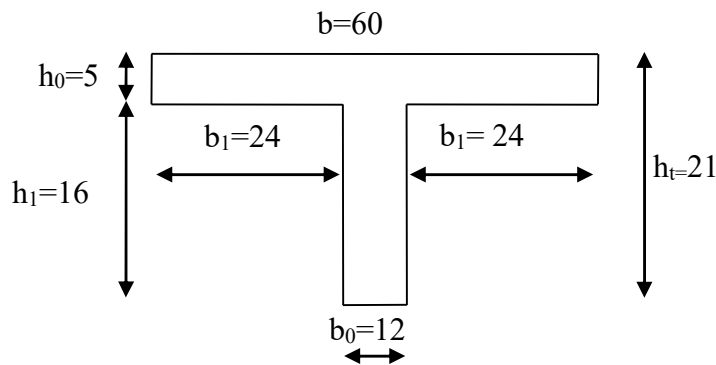


Figure III.1 : Les dimensions d'une section en T

Tableau III.1 : Dimensions de la poutrelle.

h_t	21cm	b_0	12cm
h_0	5cm	b_1	24cm
h_1	16cm	b	60cm

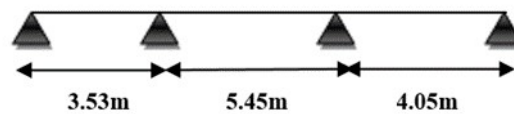
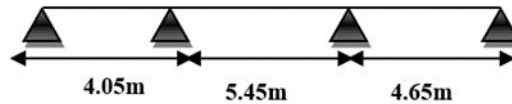
Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

➤ Dans notre construction nous avons différents type de poutrelles :

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

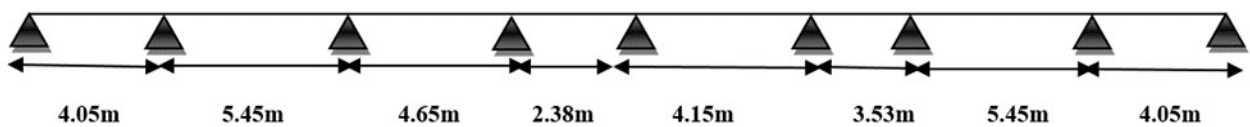


Figure III.2 : Les différents types de poutrelles.

➤ Le tableau suivant montre la répartition des différents types de poutrelles dans la construction :

Tableau III.2 : Répartition de différents types de poutrelles dans la construction.

Plancher	Type 1	Type 2	Type 3
Terrasse	✓	✓	✓
Etage courant	✓	✓	✓
Commerce (RDC)	✓	✓	✓
S-Sols	✓	✓	✓

➤ Le tableau suivant montre l'évaluation des charges revenantes aux poutrelles :

Tableau III.3 : Evaluation des charges revenantes aux poutrelles.

Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	B [m]	ELU (1,35G+1,5Q)×b [KN/ml]	ELS (G+Q)×b [KN/ml]	Pser Pu
Terrasse	6,20	1,5	0,6	6,37	4,62	0,73
Etage courant (1 ^{er} -7 ^{ème} etge)	5,30	1,5	0,6	5,64	4,08	0,72
Commerce (RDC)	5,30	4	0,6	7,89	5,58	0,71
Sous-sol	5,30	2,5	0,6	6,54	4,68	0,72

III.2.1.1. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

Il existe principalement deux méthodes utilisées pour ce type de plancher qui se calcul en flexion simple.

- Plancher à faible surcharge (Méthode forfaitaire). [BAEL91/B6.2,21]
- Plancher à forte surcharge (Méthode de Caquot). [BAEL91/B6.2,22]

Méthode forfaitaire :

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

- La charge d'exploitation : $Q \leq \max [2.G , 5 \text{ KN}/\text{m}^2]$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité (I constant).
- le rapport des travées successives vérifie la condition : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Application de la méthode:

Soit :

- ✓ $\alpha = Q / (G + Q)$ (en valeur non pondérés).
- ✓ M_0 : Le moment isostatique dans la travée.
- ✓ M_w et M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considéré.
- ✓ M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considéré.

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition (1)} \rightarrow M_t \geq \max\{(1.05 \times M_0) ; [(1 + 0.3\alpha) \times M_0]\} - \frac{|M_w + M_e|}{2} \text{ condition générale.} \\ \text{Condition (2)} \rightarrow M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive.} \\ \text{Condition (3)} \rightarrow M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
 - $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 - $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- Le tableau suivant montre la vérification de l'application de la méthode forfaitaire :

Tableau III.4 : Vérification de l'application de la méthode forfaitaire.

Conditions d'application	Type	Type	Type
	1	2	3
$Q \leq \max [2G , 5 \text{ KN}/\text{m}^2]$	C.V	C.V	C.V
I constant	C.V	C.V	C.V
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	C.N.V	C.N.V	C.N.V
Fissuration peu préjudiciable.	C.V	C.V	C.V

Remarque :

Pour les (types **1, 2 et 3**), on va travailler avec la méthode de Caquot (minorée). Vu que les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

III.2.1.2. Exemple de calcul :

Méthode de Caquot :

Si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on a recours à la méthode de Caquot (type 1, 2 et 3).

- **Type 1, 2 et 3 :**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Type2 :

$$1) Q \leq \max(2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow 1.5 \leq \max(2 \times 5.30 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$\Rightarrow 1.5 \leq \max(10.60 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$\Rightarrow 1.5 \leq 10.40 \quad \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$2) 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,05}{5,45} = 0,74 < 1.25 \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée}$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on passe à la méthode de Caquot.

- **Principe de la méthode :**

Cette méthode, due à Albert Caquot repose sur la méthode "des trois moments" qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales de la ligne Moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus Important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charge d'exploitation.

➤ Exemple de calcul (type 2) : E.C :

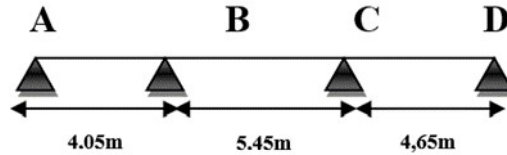


Figure III.3 : poutrelle type 2.

❖ les sollicitations pour une poutrelle de trois travées :

✓ Les moments sur les appuis :

🔲 Charge uniformément répartie :

Le moment de chaque appui (i) sera calculé par la formule suivante :

$$M_i = - \frac{P_w \times l'_w{}^3 + P_e \times l'_e{}^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

Avec :

$l' = l \Rightarrow$ travée de rive.

- $l' = 0,8 \times l \Rightarrow$ travée intermédiaire.
- l'_w, l'_e : la travée gauche et la travée droite par rapport à l'appui considéré.

$$\left. \begin{array}{l} l'_{AB} = l_{AB} = 4,05 \text{ m.} \\ l'_{CD} = l_{CD} = 4,65 \text{ m.} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Travées de rive.}$$

$$l'_{BC} = 0,8 \times l_{BC} = 4,36 \text{ m} \longrightarrow \text{Travée intermédiaire.}$$

- $P_w = P_e = P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times b$
- $P_u = (1,35 \times 5,30 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 5,64 \text{ KN/ml}$

$M_A = M_D = 0$ (Car le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquée, sur ces deux travées).

$$M_B = -\frac{5,64 \times [(4,05)^3 + (4,36)^3]}{8,5 \times (4,05 + 4,36)} = -11,78 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5,64 \times [(4,36)^3 + (4,65)^3]}{8,5 \times (4,36 + 4,65)} = -13,51 \text{ KN.m}$$

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

🚧 **Charge uniformément répartie :**

$$\begin{cases} V_w = \frac{P_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ V_e = V_w - P_u \times l \end{cases}$$

▪ **Travées (AB) :**

$$l = 4,05 \text{ m.}$$

$$M_w = 0$$

$$M_e = -11,78 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{5,64 \times 4,05}{2} + \frac{-11,78 - 0}{4,05} = 8,51 \text{ KN} \\ V_e = 8,51 - (5,64 \times 4,05) = -14,33 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **Travées (BC) :**

$$l = 5,45 \text{ m.}$$

$$M_w = -11,78 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -13,51 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{5,64 \times 5,45}{2} + \frac{-13,51 - (-11,78)}{5,45} = 15,05 \text{ KN} \\ V_e = 15,05 - (5,64 \times 5,45) = -15,69 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Travées (CD) :

$$l = 4,65 \text{ m.}$$

$$M_w = -13,51 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{5,64 \times 4,65}{2} + \frac{0 - (-13,51)}{4,65} = 16,02 \text{ KN} \\ V_e = 16,02 - (5,64 \times 4,65) = -10,21 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Détermination des moments en travées :

🔧 Charge uniformément répartie :

$$M_t = \frac{1}{2} \times \frac{V_w^2}{P} + M_w$$

▪ Travées (AB) :

$$V_w = 8,51 \text{ KN}$$

$$M_w = 0$$

$$M_t = \frac{1}{2} \times \frac{(8,51)^2}{5,64} + 0 = 6,42 \text{ KN.m}$$

▪ Travées (BC) :

$$V_w = 15,05 \text{ KN}$$

$$M_w = -11,78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{1}{2} \times \frac{(15,05)^2}{5,64} + (-11,78) = 8,30 \text{ KN.m}$$

▪ Travées (CD) :

$$V_w = 16,02 \text{ KN}$$

$$M_w = -13,51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{1}{2} \times \frac{(16,02)^2}{5,64} + (-13,51) = 9,24 \text{ KN.m}$$

❖ Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELU (type 2) :

Tableau III.5 : récapitulatif des moments fléchissant à l'E.L.U (type 2).

Plch/Sollic	Moment en appuis			
	M_A	M_B	M_C	M_D
Etage courante	0	-11,78	-13,51	0
	Moment en travée			
	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}	
	6,42	8,30	9,24	

Tableau III.6 : récapitulatif d'efforts tranchants à l'E.L.U (type 2).

Plancher/Sollic	Effort tranchant					
	AB		BC		CD	
	V_A	V_B	V_B	V_C	V_C	V_D
Etage courante	8,51	-14,33	15,05	-15,69	16,02	-10,21

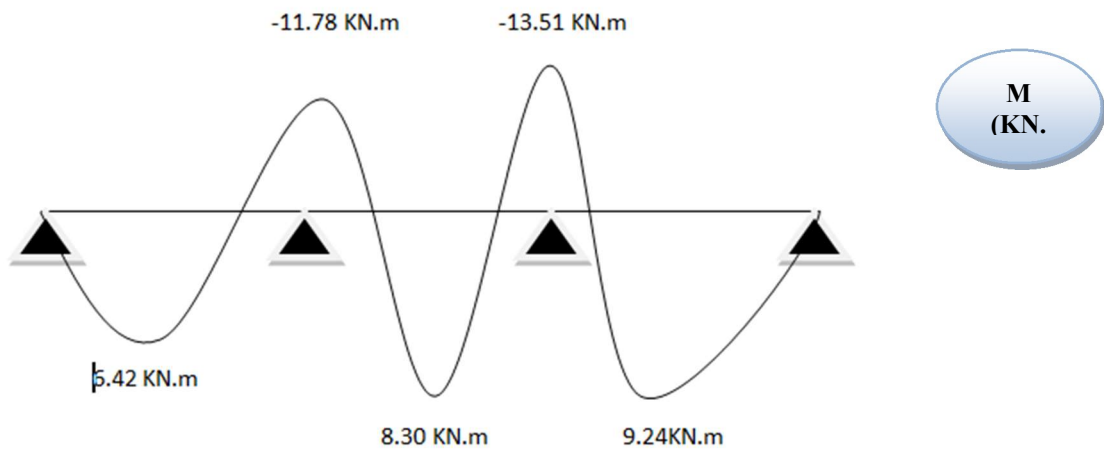


Figure III.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U.

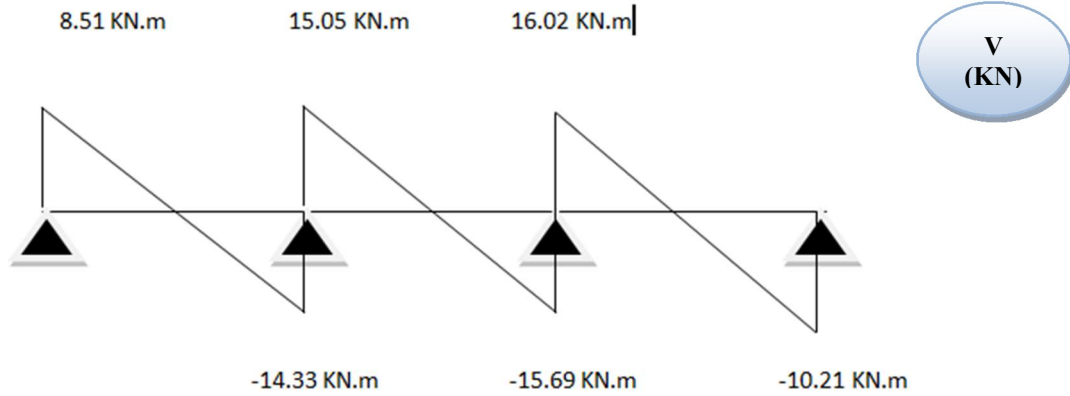


Figure III.5 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.U.

❖ récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELS (type 2) :

Tableau III.7 : récapitulatif d'efforts tranchants à l'E.L.S (type 2).

Plancher/Sollic	Effort tranchant					
	AB		BC		CD	
	V_A	V_B	V_B	V_C	V_C	V_D
Etage courante	6,16	-10,36	10,89	-11,35	11,59	-7,38

Tableau III.8 : récapitulatif des moments fléchissant à l'E.L.S (type 2).

Plch/Solli	Moment en appuis			
	M_A	M_B	M_C	M_D
Etage courante	0	-8,52	-9,77	0
	Moment en travée			
	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}	
	4,65	6,01	6,69	

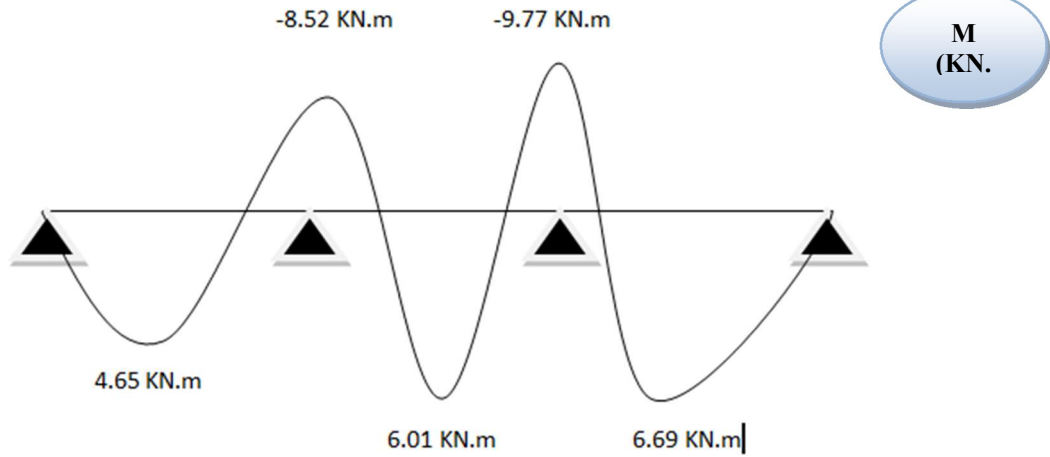


Figure III.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.S.

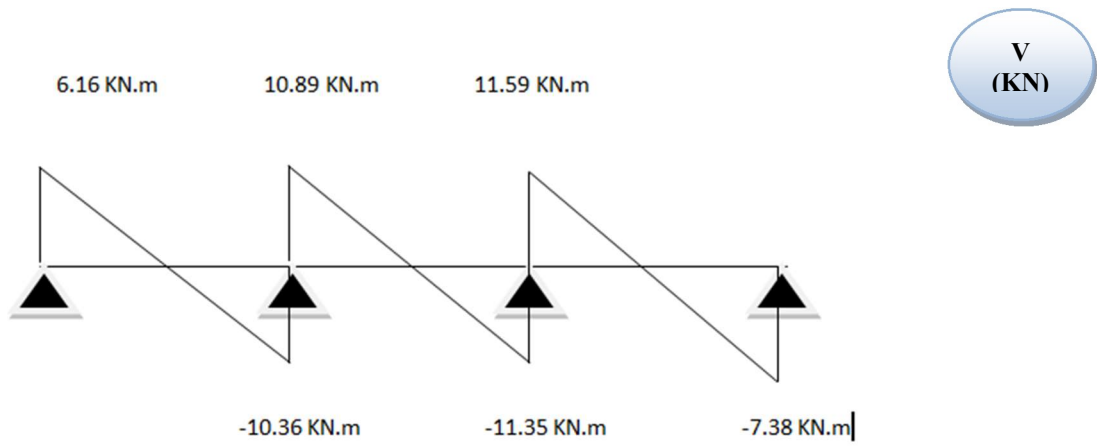


Figure III.7 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.S.

- Calcul du ferrillage :

a)- Au niveau de la travée :

$$M_{t \max} = 9,24 \text{ KN.m}$$

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

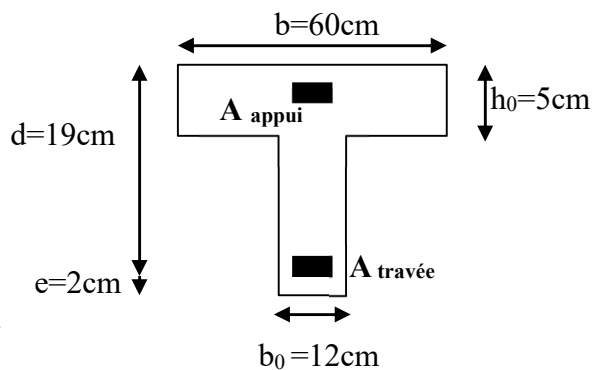


Figure III-8 : Les dimensions de la poutrelle.

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

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,6 \times 0,05 \times \left(0,19 - \frac{0,05}{2}\right) \times 10^3 = 70,29 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} \geq M_u$ (travée) \rightarrow L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T est calculée comme une section rectangulaire (60x21) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,24 \cdot 10^{-3}}{0,6 \cdot (0,19)^2 \cdot 14,2} = 0,03$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0, \quad A = A_u$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\mu_{bu} = 0,03 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,19(1 - 0,6 \cdot 0,03) = 0,186 \text{ m}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_b} = \frac{9,24 \cdot 10^{-3}}{0,186 \cdot 435} \cdot 10^4 = 1,14 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,6 \cdot 0,19 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{500} \cdot 10^4 = 1,10 \text{ cm}^2$$

On a donc : $A_{\min} < A \Rightarrow$ on prend $A = 1,14 \text{ cm}^2$

équivalente à : 3T10 (2,36) cm².

• **Vérification de la contrainte de compression de béton (a l'ELS) :**

Calcul de la distance l'axe neutre a partir de l'équation suivante :

$$(1) b_0 y^2 + [2(b-b_0) h_0 + 30(A_s + A'_s)] y - [(b-b_0) h_0^2 + 30(d A_s + d' A'_s)] = 0$$

Pour : $A_s = 1,14 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0$

$$\Rightarrow 12 y^2 + 514,2 y - 1849,8 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,14 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + \frac{(b-b_0)}{12} h_0^3 + (b-b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$I = 9243,655 \text{ cm}^4.$$

Calcul de contrainte : σ_{bc}

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6,69 \cdot 10^{-3}}{9243,655 \cdot 10^{-8}} = 72,37 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 2,27 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

b)- Au niveau de l'appui :

$$M_{app, max.} = 13,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 70,29 \text{ KN.m} > M_u = 13,51 \text{ KN.m}$$

→ La section en T est calculée comme une section rectangulaire. $(12 \times 21) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,51 \cdot 10^3}{12 \cdot (19)^2 \cdot 14,2} = 0,22$$

$$\mu_{bu} = 0,22 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0, \quad A = A_u$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,22 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,19(1 - 0,6 \cdot 0,22) = 0,164 \text{ cm}$$

$$A_{au} = \frac{M_{app}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{13,51 \cdot 10^{-3}}{0,164 \cdot 435} \cdot 10^4 = 1,89 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{A_{min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min} \geq \frac{0,12 \cdot 0,19 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{500} \cdot 10^4 = 0,22 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_{min} < A \Rightarrow$ on prend $A = 1,89 \text{ cm}^2$

A=1,89 cm² équivalente à : 2T12 (2,26cm²)

❖ Tableau ci-dessous récapitulatif du ferrailage de la poutrelle type 2 :

Tableau III.9 : ferrailages de la poutrelle (type 2) en travées et en appuis.

Etage courante			
En Travée			
$M_t \text{ max}$	A_t	A_{min}	choix des barres
9,24	1,14	1,10	3T10 (2,36)
En Appuis			
$M_a \text{ max}$	A_a	A_{min}	Choix des barres
13,51	1,89	0,22	2T12 (2,26)

Remarque : On suit la même démarche de calcul de l'exemple de méthode de Caquot pour calculer le ferrailage des autres types, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : ferrailages des poutrelles en travées et en appuis.

Plancher	Type	Moment fléchissant		Section d'armature		A_{min}		Barres choisies	
		Travée M_{tu} (KN.m)	Appui M_{app} (KN.m)	Travée A_t (cm ²)	Appui A_{app} (cm ²)	Travée A_{min} (cm ²)	Appui A_{min} (cm ²)	Travée	Appui
Terrasse	1	19,57	-9,81	2,47	1,32	1,10	0,22	3T12	2T12
	2	14,49	-11,25	1,81	1,53	1,10	0,22	3T10	2T12
	3	11,51	-13,31	1,43	1,85	1,10	0,22	3T10	2T12
Etage courant	1	17,35	-8,80	2,18	1,17	1,10	0,22	3T10	2T12
	2	9,24	-13,51	1,14	1,89	1,10	0,22	3T10	2T12
	3	10,19	-11,78	1,26	1,61	1,10	0,22	3T10	2T12
RDC	1	24,45	-13,50	3,12	1,88	1,10	0,22	3T12	2T12
	2	18,44	-15,48	2,32	2,21	1,10	0,22	3T10	2T12
	3	14,26	-16,48	1,78	2,38	1,10	0,22	3T10	1T14+1T12
S-Sols	1	20,19	-10,68	2,55	1,44	1,10	0,22	3T12	2T12
S-Sols	2	15,10	-12,24	1,89	1,68	1,10	0,22	3T10	2T12
S-Sols	3	11,81	-13,66	1,47	1,91	1,10	0,22	3T10	2T12

III.2. 1.3. Vérification et calcul élémentaire :

❖ **Vérification de l'effort tranchant (vérification de béton au cisaillement) :**

$$V_{u\max} = 23,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,19} = 1,05 \text{ MPa}$$

La contrainte limite :

Pour une fissuration peu préjudiciable, nous avons :

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa.} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On a : $\tau_u = 1,05 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Le béton résiste au cisaillement (cv).

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Fissuration peu préjudiciable

a)-Au niveau de la travée :

Il faut que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,079}) = 0,102.$$

$$\gamma = 1,38.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

On a donc :

$$\alpha = 0,102 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

b)- Au niveau de l'appui :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,267}) = 0,396.$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,396 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

- **Les armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t**

D'après B.A.E.L on a :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{210}{35} = 6\text{mm} \\ \frac{120}{10} = 12\text{mm} \\ 10\text{mm} \end{cases}$$

On choisie une section des armatures transversales : $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

- **L'espace maximal :**

Les aciers doivent satisfaire la condition :

$$S_{t1} \leq \min \begin{cases} 0,9d = 0,9 \cdot 19 = 17,1\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases}$$

$$St_2 = \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} \Rightarrow St_2 = 27,90 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \cdot \delta S (\tau u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \quad \text{Avec : } K=1$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \cdot 0,57 \cdot 235 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 1,15 (1,05 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1)} \Rightarrow St_3 = 0,21\text{m} \Rightarrow St_3 \leq 21\text{cm}$$

$$St = \min \{ St_1 ; St_2 ; St_3 \}$$

Soit: **$S_t = 15\text{cm}$** .

- **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\left(\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \right) \times f_e \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \left(\frac{0,57}{12 \times 15} \right) \times 235 = 0,73 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

➤ Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Type	Armatures longitudinaux (cm ²)				At (cm ²)
		A calculé (cm ²)		A choisit (cm ²)		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Terrasse	01	2,47	1,32	3T12 fil	2T12	
	02	1,81	1,53	3T10 fil	2T12	
	03	1,43	1,85	3T10 fil	2T12	
Etage courant	01	2,18	1,17	3T10 fil	2T12	
	02	1,14	1,89	3T10 fil	2T12	
	03	1,26	1,61	3T10 fil	2T12	
RDC	01	3,12	1,88	3T12 fil	2T12	
	02	2,32	2,21	3T10 fil	2T12	
	03	1,78	2,38	3T10 fil	3T12	
S-Sols	01	2,55	1,44	3T12 fil	2T12	
	02	1,89	1,68	3T10 fil	2T12	
	03	1,47	1,91	3T10 fil	2T12	

III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudé de diamètre $\phi 5$, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser d'après les règles (BAEL.91. (B.6.8, 423)) :

- 21cm (5 par ml), pour les armatures parallèles aux nervures.
- 33cm (3 par ml), pour les armatures verticales aux nervures.

❖ Pour les armatures verticales aux nervures :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \quad \text{avec : } L = 60 \text{ cm et } f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{500} = 0,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,48}{2} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix: on adoptera un TS Φ 5 de maille (150x150) mm².

❖ Schémas de Ferrailage des Poutrelles :

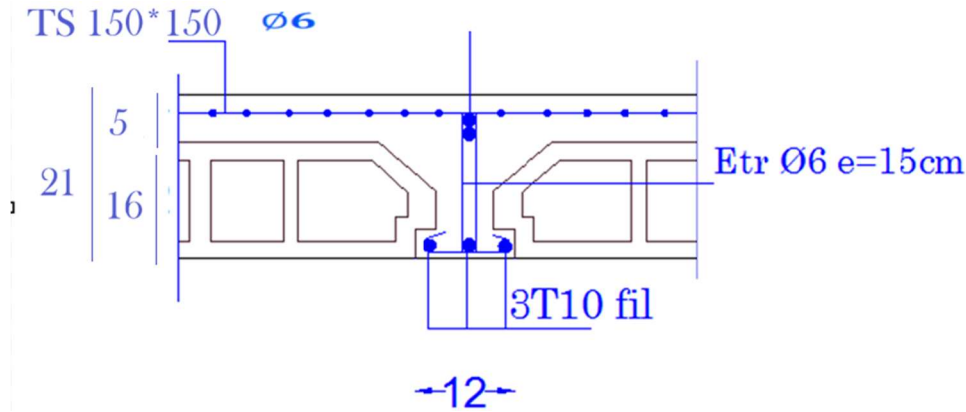


Figure III.9 : Ferrailage de la poutrelle type 2
(Plancher terrasse et étage courant).

III.3. Les planchers dalles pleines :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d).

❖ **Méthode de calcul :**

La méthode de calcul dépend de la valeur $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

Pour $\rho < 0,4$: les dalles portent dans un seul sens.

- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$: les dalles portent selon deux directions.

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,41 > 0,4$$

Les dalles de notre structure portent dans les deux directions \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

❖ **Calcul des sollicitations pour les dalles pleines :**

Exemple de calcul RDC (commerce) : \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,30 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 4 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

Pour une bande de 1 m de largeur on trouve :

ELU → $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 13,16 \text{ KN/ml}$.

ELS → $q_{ser} = G + P = 9,3 \text{ KN/ml}$.

▪ **Moment fléchissant :**

- Calcul des moments de flexion maximaux M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

μ_x et μ_y : Les coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x/l_y [BAEL 91/ annexe E3]

- Affectation de fraction forfaitaire de M_{0x} et M_{0y} selon: [BAEL 91 / A.8.2, 32]

▪ **Pour les panneaux intermédiaires:**

- Moments en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$

- Moments en appuis : $\begin{cases} M_{ax} = -0.5M_{0x} \\ M_{ay} = -0.5M_{0y} \end{cases}$

▪ **Effort tranchant :**

Pour $\rho > 0.4$ on a :

$$\begin{cases} T_x = \frac{PLx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \\ T_y = \frac{PLx}{3} \end{cases}$$

Tableau III.12 : Calcul des moments de flexion maximaux M_{0x} et M_{0y} .

Dalle	l_x	l_y	P	ELU					ELS				
				μ_x	μ_y	q_u KN/m	M_{0x} KN.m	M_{0y} KN.m	μ_x	μ_y	q_{ser} KN/m	M_{0x} KN.m	M_{0y} KN.m
P1	1,9	4,65	0,41	0,107	0,112	13,16	5,08	0,568	0,107	0,112	9,3	3,59	0,402

Tableau III.13 : Calcul des moments fléchissant en travées et en appuis et les efforts tranchant.

Dalle	ELU						ELS					
	M_{ax}	M_{ay}	M_{tx}	M_{ty}	T_x	T_y	M_{ax}	M_{ay}	M_{tx}	M_{ty}	T_x	T_y
P1	-2,54	-0,28	3,81	0,43	10,375	8,33	-1,80	-0,201	2,69	0,301	7,33	5,89

❖ **Calcul du ferrailage des dalles pleines :**

▪ **Enrobage :**

Fissuration peu préjudiciable $\longrightarrow a = 1\text{ cm}$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = 2\text{ cm}$$

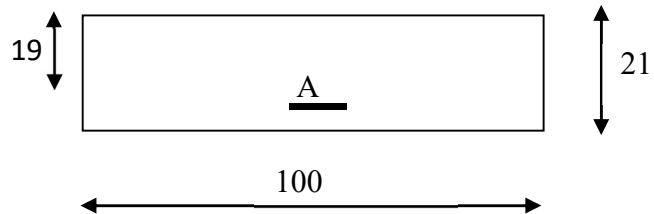
En prend : $\phi = 2\text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 2\text{ cm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 4\text{ cm}$$

$$dx = h_0 - cx = 19\text{ cm}$$

$$dy = h_0 - cy = 17\text{ cm}$$



▪ **Sens x-x :**

• **En travée**

▪ **ELU :**

$$M_{tu} = 3,81\text{ KNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,42$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,31$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,007$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,31 \longrightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\text{ MPa} \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq 0,275 \longrightarrow$ méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,19(1 - 0,6 \cdot 0,007) = 0,19\text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{3,81 \cdot 10^{-3}}{0,19 \cdot 435} \cdot 10^4 = 0,46\text{cm}^2$$

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

$$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1\text{Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1,0 \cdot 19,0 \cdot 23,2 \cdot 1}{500} \cdot 10^4 = 1,84\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{travée}}, A_{\min}) = 1,84\text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté : **T12**, **e** = 20cm.

▪ **ELS :**

Il faut que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005} \right) = 0,006$$

$$\gamma = 1,42$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

On a donc :

$$\alpha = 0,006 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,46 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15\text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

(Fissuration peu préjudiciable
 $\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b^- \end{array} \right\} \Rightarrow$ On maintient les armatures calculées à L'ELU

• **En appuis :**

▪ **ELU :**

$$M_{\text{appu}} = -2,54\text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] 10^{-4} \times = 0,30$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{app}}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,005$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,30 \longrightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{MPa} \end{cases}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,19(1 - 0,6 \cdot 0,005) = 0,19 \text{m}$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{2,54 \cdot 10^{-3}}{0,19 \cdot 435} \cdot 10^4 = 0,31 \text{cm}^2$$

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

$$\frac{A_{min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{Mpa.}$$

$$A_{min} \geq \frac{1,0 \cdot 19 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{500} \cdot 10^4 = 1,84 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{travée}, A_{min}) = 1,84 \text{cm}^2$$

Ferrailage adopté : **T12**, **e = 20cm**.

▪ **ELS :**

Il faut que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) = 0,005$$

$$\gamma = 1,41$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

On a donc :

$$\alpha = 0,005 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,46 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \sigma_b < \sigma_b^- \end{array} \right. \Rightarrow$ On maintient les armatures calculées à L'ELU.

▪ **Sens y-y :**

- **En travée**

▪ **ELU**

$$M_{tu} = 0,43 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,43$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.31$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,001$$

$$\mu_{bu} < \mu_{Lu} = 0,31 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,17(1 - 0,6 \cdot 0,001) = 0,17 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Mt}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{0,43 \cdot 10^{-3}}{0,17 \cdot 435} \cdot 10^4 = 0,058 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1,0 \cdot 17,0 \cdot 23,2,1}{500} \cdot 10^4 = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{travée}}, A_{\min}) = 1,64 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté : **T10**, e = 20cm

▪ **ELS :**

Il faut que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0007}) = 0,0008$$

$$\gamma = 1,43$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47$$

On a donc :

$$\alpha = 0,0008 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,47 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa ... CV}$$

{ Fissuration peu préjudiciable
 $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

\Rightarrow On maintient les armatures calculées à L'ELU

- En appuis :

- ELU :

$$M_{\text{appu}} = -0,28 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{\text{ser}}} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] 10^{-4} = 0,295$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{app}}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,0006$$

$$\mu_{bu} < \mu_{Lu} = 0,295 \implies \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,17(1 - 0,6 \cdot 0,0006) = 0,169 \text{ m}$$

$$A_{\text{app}} = \frac{M_{\text{app}}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{0,28 \cdot 10^{-3}}{0,169 \cdot 435} \cdot 10^4 = 0,038 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\text{min}}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\text{min}} \geq \frac{1,0 \cdot 17,0 \cdot 23,2,1}{500} \cdot 10^4 = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{app}}, A_{\text{min}}) = 1,64 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté : **T12, e = 20cm.**

- ELS :

Il faut que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0004} \right) = 0,0005$$

$$\gamma = 1,39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

On a donc :

$$\alpha = 0,0005 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \implies \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa ... CV}$$

Fissuration peu préjudiciable
 $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \Rightarrow \text{On maintient les armatures calculées à L'ELU} \end{array} \right.$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$T_u^{\max} = 10,375 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,005 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u \text{ lim}} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_{u \text{ lim}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **TABLEAU DE FERRAILLAGE :**

Tableau III.14 : Récapitulatif du ferrailage.

Types	Sens	POSITION	MOMENT (KN.m)	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Esp (cm)
RDC (commerce)	x-x	<i>APPUIS</i>	2,54	0,31	1,84	1,84	<i>T12</i>	20
		<i>TRAVEE</i>	3,81	0,46	1,84	1,84	<i>T12</i>	20
	y-y	<i>APPUIS</i>	0,28	0,038	1,64	1,64	<i>T12</i>	20
		<i>TRAVEE</i>	0,43	0,058	1,64	1,64	<i>T12</i>	20
Etage courante	x-x	<i>APPUIS</i>	1,82	0,22	1,84	1,84	<i>T12</i>	20
		<i>TRAVEE</i>	2,72	0,33	1,84	1,84	<i>T12</i>	20
	y-y	<i>APPUIS</i>	0,20	0,027	1,64	1,64	<i>T12</i>	20
		<i>TRAVEE</i>	0,30	0,040	1,64	1,64	<i>T12</i>	20
S-Sols	x-x	<i>APPUIS</i>	2,11	0,26	1,84	1,84	<i>T12</i>	20
		<i>TRAVEE</i>	3,16	0,38	1,84	1,84	<i>T12</i>	20
	y-y	<i>APPUIS</i>	0,24	0,032	1,64	1,64	<i>T12</i>	20
		<i>TRAVEE</i>	0,35	0,047	1,64	1,64	<i>T12</i>	20

CHAPITRE 4 :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

IV-1 Etude de l'acrotère :

IV. 1.1. Introduction :

On peut définir les éléments non structuraux comme les éléments d'ouvrages ou d'équipements du bâtiment qui ne sont pas liés aux ouvrages de fondation et d'ossature du bâtiment, ainsi qu'aux équipements techniques.

Les isolants et revêtements d'étanchéité des toits terrasses sont fixés verticalement sur leur face interne grâce à l'acrotère. Il est généralement considéré comme une console encastrée en raison de sa masse propre et de sa charge qui est généralement maintenue par la main.

Bien qu'il soit perçu comme un support de garde-corps, l'acrotère n'est pas le principal élément de ce support, car il peut ou non être placé sur un toit accessible.

Dans notre situation, nous avons un acrotère d'une terrasse accessible.

IV. 1.2. Schéma de calcul :

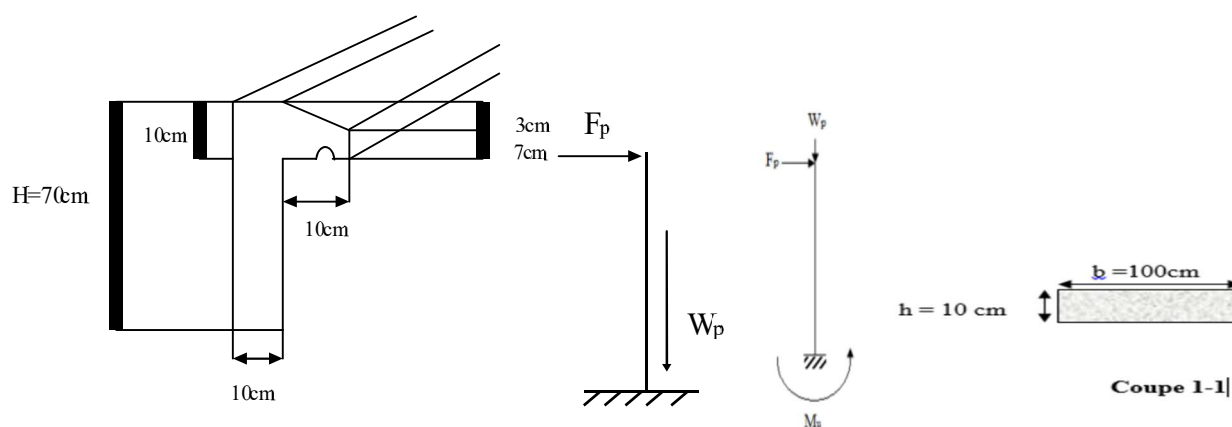


Figure. IV.1 : Schéma de l'acrotère.

IV .1.3. Méthode de calcul :

Le calcul est effectué en utilisant la flexion composée pour une bande de 1 mètre de longueur. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries.

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

IV .1.4. La détermination des paramètres de l'acrotère :

a) La détermination de l'angle α :

$$\text{Tg}\alpha = \text{Tg} \frac{3}{10} \longrightarrow \alpha = 16.7^\circ$$

b) Le calcul du périmètre :

Périmètre :

$$U = 0.70 + 0.10 + 0.60 + 0.10 + 0.10 + 0.07 + \frac{0.03}{\sin \alpha} = 1.774\text{m}$$

c) Le calcul de la surface :

$$S = (0.70 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.10}{2} = 0.0785\text{m}^2$$

d) Evaluation des charges :

- Le poids propre :

$$P = G \times S$$

$$G_1 = 25 \times 0.0785 = 1.962\text{KN/ml}$$

- Enduit en ciment ($e = 2\text{cm}$) :

$$G_2 = 20 \times e \times U = 20 \times 0.02 \times 1.774 = 0.709 \text{ KN/ml}$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 1.962 + 0.709 = 2.671 \text{ KN/ml}$$

e) Calcul de la force horizontale :

- Exigences des règles RPA99 v2003 :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur et de 10 cm d'épaisseur.

D'après le RPA99 on a :

$$F_p = 4. A . C_p . W_p$$

Tel que A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du (RPA99).

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

A : coefficient d'accélération de zone $A = 0.15$ « zone IIa ; groupe d'usage 2 ».

C_p : facteur de force horizontale $C_p = 0.8$ (élément en console) tableau 6.1

W_p : poids des éléments considéré $W_p = G_1 + G_2 = 1,962 + 0,709 = 2,671$ KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,671 = 1,28 \text{ KN/ml}$$

IV.1.5 .A l'état limite ultime (E.L.U) :

❖ Calcul des sollicitations :

- Effort normal : $N_u = 1,35 \cdot W_p = 1,35 \times 2,671 = 3,61$ KN

- Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1,28 \times 0,7 = 1,34$ KN.m

❖ Calcul des excentricités :

❖ Excentricité du premier ordre e_1 :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec : e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{l}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}, \frac{100}{250} \right).$$

$$e_a = 2\text{cm}.$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{1,34}{3,61} + 0,02 = 0,39$$

❖ Sollicitations corrigées pour le flambement.

Puisque $N_u > 0 \rightarrow$ on a une compression.

❖ Elancement géométrique :

$$l_f = 2 \times L_0$$

$$l_f = 2 \times 0,7 = 1,4\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,4}{0,1} = 14 < \max \left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right)$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$\frac{l_f}{h} = 14 < \max \left(15 ; \frac{20 \times 0,39}{0,1} \right) = 78.$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

❖ Excentricité du second ordre e_2 :

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} [2 + (\alpha . \varphi)]$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{W_p}{W_p + F_p} = \frac{2,671}{2,671 + 1,28} = 0,68$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (φ Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10$ cm)

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} [2 + (\alpha . \varphi)] = \frac{3.(1,4)^2}{10^4.0,1} [2 + (0,68.2)] = 0,019\text{m}$$

❖ Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 3,61 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 3,61 (0,39 + 0,019) = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,39 + 0,019 = 0,41 \text{ m.}$$

❖ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,41 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,44 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u . e_A = 3,61 \times 0,44 = 1,59 \text{ KN.m}$$

IV.1.6.A l'état limite de service (E.L.S) :

$$N_{ser} = W_p = 2,671 \text{ KN}$$

$$M_{serG0} = F_p \times h = 1,28 \times 0,7 = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,90}{2,671} = 0,34 \text{ m}$$

❖ Remarque

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

La valeur d' e_0 à l'état limite ultime diffère de celle d' e_0 à l'état limite de service.

❖ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,34 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,37\text{m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A \rightarrow M_{serA} = 2,671 \cdot 0,37 = 0,99 \text{ KN.m}$$

IV .1.7. Calcul des armatures :

❖ Moment réduit de référence à l'état limite ultime :

$$\mu_{bc} = 0,8 \times \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right) = 0,8 \times \frac{10}{8} \left(1 - 0,4 \cdot \frac{10}{8}\right) = 0,5$$

❖ Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,59 \cdot 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,2} = 0,017$$

$$\mu_{bu} = 0,017 < \mu_{bc} = 0,5 \rightarrow \text{section partiellement tendue.}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple.

❖ Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{1,59}{0,99} = 1,61$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_c \cdot 28 \cdot \frac{1}{\theta} - 3050]$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1,61 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,37$$

$$\mu_{bu} = 0,017 < \mu_{lu} = 0,37 \rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,017 < 0,275 \rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 8(1 - 0,6 \cdot 0,017) = 7,92\text{cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\text{MPa}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$A_{fs} = \frac{M_{ua}}{Z_{b.fed}} = \frac{1,59 \cdot 10^3}{7,92 \cdot 435} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armature en flexion composée :**

$$A' = 0$$

$$A = A_{fs} - \frac{Nu}{\sigma_{se}} = 0,46 - \frac{3,61}{435} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{périmètre}(m)} \\ \frac{0,2B}{100} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{1,774} = 2,25 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 \cdot (10 \cdot 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \longrightarrow A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

On a donc

$A < A_{\min} \rightarrow$ On adopte un ferrailage constructif : 5T10 avec $A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ **Espacement :**

On adopte un espacement $st = 15 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition A_r :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \longleftarrow \longrightarrow \text{Soit : } \mathbf{4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

Choix des armatures : 5ø8 avec $A=2,01 \text{ cm}^2$ et $st = 15 \text{ cm}$.

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

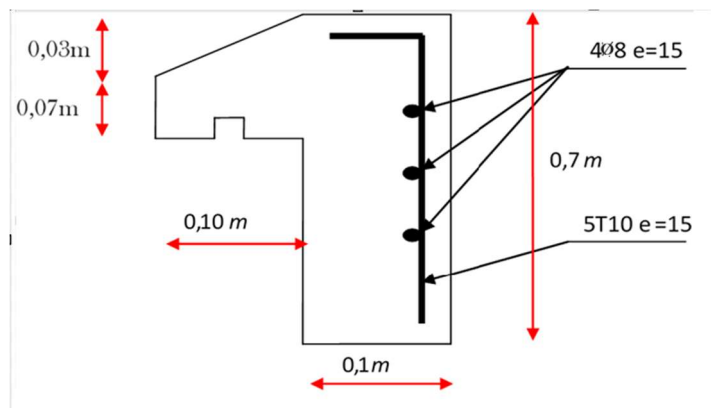


Figure. IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.

❖ Vérification des contraintes : Fissuration préjudiciable

Il faut que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,021.$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{1,59}{0,99} = 1,61$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,61-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,021 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,56$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_s < \sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 333,33 \text{ MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{ MPa} \\ 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{t28}} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1).$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 11,88 \text{ MN.m}^3$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$Y_l = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15.A}{b} = \frac{15.2,25}{100} = 0,34$$

$$F = \frac{30.A.d}{b} = \frac{30.2,25.8}{100} = 5,4$$

$$Y_l = -0,34 + \sqrt{0,34^2 + 5,4} = 2,01 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15. K. (d - y_l) = 15. 11,88. (0,08 - 0,0201) = 10,67 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 10,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad CV$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = Fp = 1,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{1,28.10^{-3}}{1.0,08} = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a donc : } \tau_u = 0,016 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow C.V$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Tableau IV.1 : Ferrailage de l'acrotère.

h_a (m)	A obtenue (cm ²)	A min (cm ²)	Choix des barres	A répartition (cm ²)	Choix des barres
0,70	0,45	2,25	5T10 Esp = 15cm	2,01	4ø8 Esp = 15 cm

IV.2 Etude des parties en saillie :

IV.2.1.Introduction :

On a différents types de balcon qui sont constituées de dalle pleine rectangulaire de (15cm) d'épaisseur.

G : charge permanente du balcon

P : charge d'exploitation du balcon

Wp : charge concentrée dûe au mur brique,charge permanente; $W_p = \gamma.V$

V : volume du mur brique.

IV.2.2.Les types de balcon :

Notre bâtiment comporte 3 types des parties en saillie :

- Type 1(L = 5,10m)
- Type 2(L = 3,35m)
- Type 3(L = 3,15m)

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

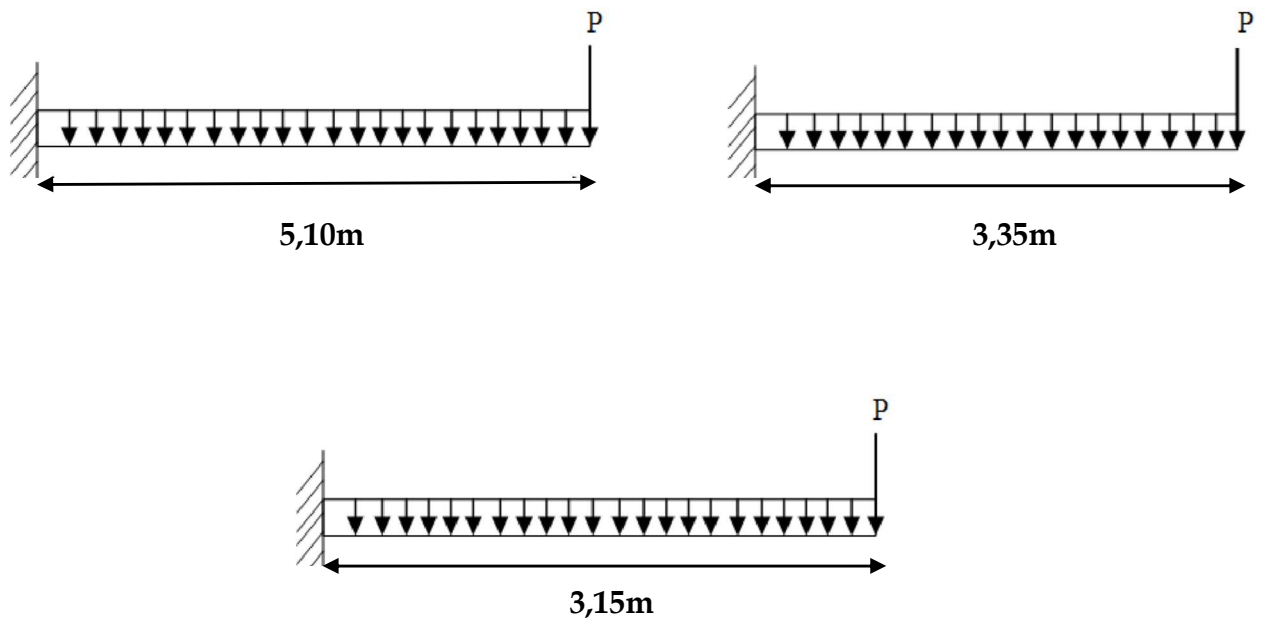


Figure IV.3 : Schéma statique des différents types des balcons.

Remarque :

On prend comme exemple de calcul un seul type de balcon, le ferrailage des autres balcons sera illustré dans un tableau récapitulatif.

IV .2.3. Descente de charges :

- ❖ Charge permanente : $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Charge concentrée P :
 - La hauteur du garde-corps : $h = 1 \text{ m}$
 - Poids propre de la brique creuse : ($e=10\text{cm}$) $0,9 \text{ KN/m}^2$
 - Enduit en ciment $e=2\text{cm}$: ($18 \times 0,02$) $0,36 \text{ KN/m}^2$

$$\text{D'où : } P = (0,9+0,36) \times 1 \times 1 = 1,26 \text{ KN}$$

IV.2.4. Calcul des sollicitations :

- ❖ Exemple de calcul (Balcon type 1) :

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

- **E.L.U :** $P_u = [1,35G+1,5Q] \times 1 = [(1,35 \cdot 5,15)+(1,5 \cdot 3,5)] \cdot 1 = 12,20 \text{ KN/ml} .$
- **E.L.S :** $P_s = [G+Q] \times 1 = [5,15+3,5] \cdot 1 = 8,65 \text{ KN/ml} .$

❖ Calcul des moments :

- **E.L.U :**

$$M_u = qu \times \frac{l^2}{2} + 1,35 \times P \times 1 = 12,20 \times \frac{3,15^2}{2} + 1,35 \times 1,26 \times 3,15 = 65,89 \text{ KN.m}$$

- **E L S :**

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{2} + P \times 1 = 8,65 \times \frac{3,15^2}{2} + 1,26 \times 3,15 = 46,88 \text{ KN.m}$$

❖ Le ferrailage : (Fissuration peu préjudiciable)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{65,89}{46,88} = 1,405$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050]$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot 1,1 \cdot 1,405 + 49 \cdot 25 \cdot \frac{1}{1} - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,300$$

$$d = 0,9 h = 0,9 (0,15) = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{65,89 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,254 \longrightarrow \mu_{bu} = 0,254 < \mu_{lu} = 0,298 \longrightarrow A' = 0.$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,254 < 0,275 \longrightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 (1 - 0,6 \cdot 0,254) = 11,44 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{65,89 \cdot 10^3}{11,44 \cdot 435} = 13,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{500} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = 13,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

On adoptera : **A = 15,71 cm²** Choix
des barres : **5T20** ; *St = 20cm*

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$Vu_{\max} = qu \cdot L + 1,35 \cdot P = 12,20 \cdot 3,15 + 1,35 \cdot 1,26 = 40,13 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b \cdot d} = \frac{40,13 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 135} = 0,297 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a donc : $\tau_u = 0,297 \text{ MPa} < \tau_{u\lim} = 1,17 \text{ MPa}$. CV

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,254}) = 0,37$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{65,89}{46,88} = 1,405$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,405-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \geq \alpha = 0,37$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow CV$$

❖ Calcul du contre poids :

Le calcul du contre poids se fait comme suit :

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds}$$

G_{Balcon} : Poids propre du balcon.

$G_{C.Pds}$: Poids propre du contre poids.

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds} \longrightarrow 25(0,15 \cdot 3,15) = 25(0,20 \cdot 1)$$

Les résultats des autres types des parties en saillie pour les différents niveaux sont classés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Sollicitations et contre poids des parties en saillie.

BALCON	L (m)	P(KN)	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	V (KN)	Contre poids (m)
Type 1	5,10	1,26	167,34	118,92	63,92	1,00
Type 2	3,35	1,26	74,16	52,76	42,57	1,00
Type 3	3,15	1,26	65,89	46,88	40,13	1,00

Tableau IV.3 : Ferrailage des parties en saillie.

BALCON	L (m)	A calculée (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Choix des barres		esp (cm)
				A long	A rép	
Type 1	5,10	46,52	1,30	T20	T10	20
Type 2	3,35	15,25	1,30	T20	T10	20
Type 3	3,15	13,24	1,30	T20	T10	20

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

IV.3. Etude de la dalle d'ascenseur :

IV.3.1. Introduction :

L'ascenseur est un système d'élévation automatique installé, comprenant une cabine dont les dimensions et la configuration facilitent l'accès des individus et du matériel. Il s'agit fréquemment d'un équipement équipé de mesures de sécurité.

Il est le type de circulation verticale le plus fréquent dans les bâtiments de plus de 3 étages.

Les ascenseurs sont divisés en divers types et en fonction de leur fonction :

- Ascenseur pour passagers
- Ascenseur de service
- Ascenseur de fret
- Monte-plats

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

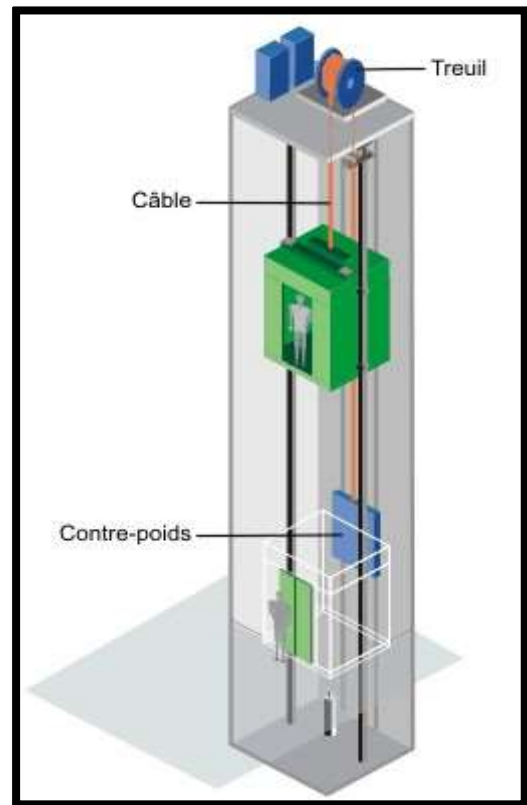


Figure IV.5 : Schéma de l'ascenseur.

IV.3.2. Descente de charge :

❖ Charges permanentes :

- $G1 = \text{poids propre de la dalle} = 0,20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2.$
- $G2 = \text{poids de la cabine} + \text{machinerie} + \text{contre poids} = 10 + 6,3 = 16,3 \text{ KN/m}^2.$

$$G = G1 + G2 = 21,3 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Charge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/m}^2.$

IV .3.3. Calcul des sollicitations :

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

▪ ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 36,26 \text{ KN/ml.}$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 21,3 + 5 = 26,3 \text{ KN/ml.}$$

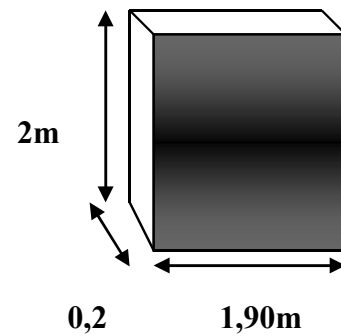


Figure IV.6 : Dalle pleine d'ascenseur.

$$L_x = 1,90\text{m}, \quad L_y = 2\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,95$$

$$\alpha = 0,95 > 0,40 \quad \longleftrightarrow \text{ La dalle porte sur les deux directions(x, y).}$$

A l'état limite ultime (E.L.U) :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,040$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95(1 - \alpha)^2] = 0,90$$

➤ Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,040 \cdot 36,26(1,90)^2 = 5,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,90 \cdot 5,24 = 4,72 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments dans la dalle :

▪ Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 4,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 4,01 \text{ KN.m}$$

▪ Les moments en appuis :

$$M_{ax} = -0,5M_{ox} = -2,62 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$M_{ay} = -0,5M_{oy} = -2,36 \text{ KN.m}$$

❖ Valeurs minimales à respecter :

En travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$$

$$M_{ty} = 4,01 \geq \frac{4,45}{4} = 1,11 \text{ KN.m} \quad \text{CV}$$

En appui :

$$M_{ay} = 2,36 > \frac{M_{ax}}{4} = 0,66 \text{ KN.m} \quad \text{CV}$$

IV.3.4. Le ferrailage :

La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (**1m x h**).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,29$$

$$d = 0,9 h \quad d = 0,9 \times (0,20) = 0,18 \text{ m}$$

En travée :

➤ Selon X : $M_{tx} = 4,45 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,0086$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,29 \longrightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq 0,275 \longrightarrow$ méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 19(1 - 0,6 \cdot 0,0086) = 18,90 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{4,45 \cdot 10^3}{18,90 \cdot 435} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la contrainte de compression :

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0086$$

$$\alpha u = 1,25 \beta u = 0,010$$

$$\gamma = \frac{qu}{q_{ser}} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,010 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} = 0,44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$

➤ Selon Y : $M_{ty} = 4,01 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,0078$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,29 \longrightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq 0,275 \longrightarrow$ méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 19(1 - 0,6 \cdot 0,0078) = 18,91 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{4,01 \cdot 10^3}{18,91 \cdot 435} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0078$$

$$\alpha u = 1,25 \beta u = 0,0097$$

$$\gamma = \frac{qu}{q_{ser}} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0097 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} = 0,44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$

En appui : $M_{ax} = 2,62 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,0051$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,29 \longrightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$\mu_{bu} \leq 0,275$ —→ méthode simplifiée

$$Zb = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 19(1 - 0,6 \cdot 0,0051) = 18,94 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{Zb \cdot \sigma_s} = \frac{2,62 \cdot 10^3}{18,94 \cdot 435} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0051$$

$$\alpha_u = 1,25 \beta_u = 0,0063$$

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0063 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$

En appui : $M_{ay} = 2,36 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,0046$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,29 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq 0,275$ —→ méthode simplifiée

$$Zb = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 19(1 - 0,6 \cdot 0,0046) = 18,95 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{Zb \cdot \sigma_s} = \frac{2,36 \cdot 10^3}{18,95 \cdot 435} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,0046$$

$$\alpha_u = 1,25 \beta_u = 0,0057$$

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$\alpha = 0,0057 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sections minimales des armatures :

➤ Selon y :

$$A_{ymin} = 0,8 \times h = 0,8 \times 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on adopte } A_{ty} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

$$A_{ay} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on adopte } A_{ay} = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

➤ Selon x :

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{ymin} = \frac{3-0,95}{2} \cdot 1,6 = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on adopte } A_{tx} = \mathbf{1,64 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

$$A_{ax} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on adopte } A_{ax} = \mathbf{1,64 \text{ cm}^2/}$$

Choix des diamètres :

Il faut que : $\Phi < \frac{h}{10}$ (Φ et h en mm) $\Phi < \frac{200}{10} = 20$ mm.

Choix des aciers et espacement maximum des armatures S_t :

➤ **Sens L_x :**

$$A_{tx} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot 20 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_{t_{\max}} = 33 \text{ cm}$$

Choix des barres : **3T10 ; esp = 20 cm.**

➤ **Sens L_y :**

$$A_{ty} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot h \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot 20 = 80 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_{t_{\max}} = 45 \text{ cm}$$

Choix des barres : **3T10 ; esp = 20 cm.**

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

Sollicitation ultimes : $\alpha \geq 0,4$

$$\alpha \geq 0,4 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{qu \cdot Lx}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 23,36 \text{ KN} \\ V_{uy} = \frac{qu \cdot Lx}{3} = 22,96 \text{ KN} < V_{ux} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{b \cdot d}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$V_{u\max} = 23,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,36 \cdot 10^{-3}}{1,0,19} = 0,122 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\text{ lim}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u < \tau_{u\text{ lim}}$ *condition vérifiée* .

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme.

Tableau récapitulatif :

Tableau IV.4 : ferrailage en appuis et en travée de la dalle d'ascenseur.

Sens	Position	Moments (KN.m)	As (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A adopté (cm ²)	Choix des barres (cm ² /ml)	Esp (cm)
x-x	Appuis	2,62	0,32	1,64	2,36	3T10	20
	Travée	4,45	0,54	1,64	2,36	3T10	20
y-y	Appuis	2,36	0,29	1,6	2,36	3T10	20
	Travée	4,01	0,49	1,6	2,36	3T10	20

IV. 4. Les escaliers :

IV.4.1. Introduction :

L'escalier est un ensemble de plans horizontaux (marches et paliers) qui permet, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Son rôle principal consiste à faciliter la circulation et le déplacement des individus entre les différents niveaux d'une maison.

Dans notre situation, nous utiliserons des escaliers à marches droites et, pour leur facilité d'utilisation, ils seront composés de deux volées parallèles reliées par un palier intermédiaire.

Définition des éléments d'un escalier :

- L'embranchement : c'est la largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- La contremarche : est la face verticale située entre deux marches successives, ou la pièce de bois ou de métal qui recouvre l'espace entre ces deux marches.

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

- Le giron : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les dimensions des giron des marches des escaliers intérieurs sont d'environ 27 à 32 cm.
- La marche : La marche consiste à utiliser la surface plane de l'escalier pour monter ou descendre. Deux types de marches sont caractérisés : la marche droite, rectangulaire, et la marche balancée, trapézoïdale.
- La volée : ensemble des marches d'un escalier, situées entre deux paliers successifs
- Le nez de marche : bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- L'échappée : hauteur libre de passage mesurée à l'aplomb des marches. Il existe deux catégories d'échappées :
 - La hauteur mesurée entre deux volées de marches superposées.
 - La hauteur minimum de passage mesurée entre la marche et le bord de la trémie de l'escalier.
- Le reculement : la longueur de l'escalier projetée au sol. L'encombrement des escaliers est défini par le passage.
- La trémie d'escalier : un trou créé dans un plancher qui permet le déplacement de l'escalier.

IV.4.2.Terminologie :

Un escalier est constitué de plusieurs marches. La longueur de ces marches est appelée emmarchement, tandis que la largeur d'une marche "g" est appelée giron, tandis que la hauteur d'une marche "h" est appelée mur déchiffre.

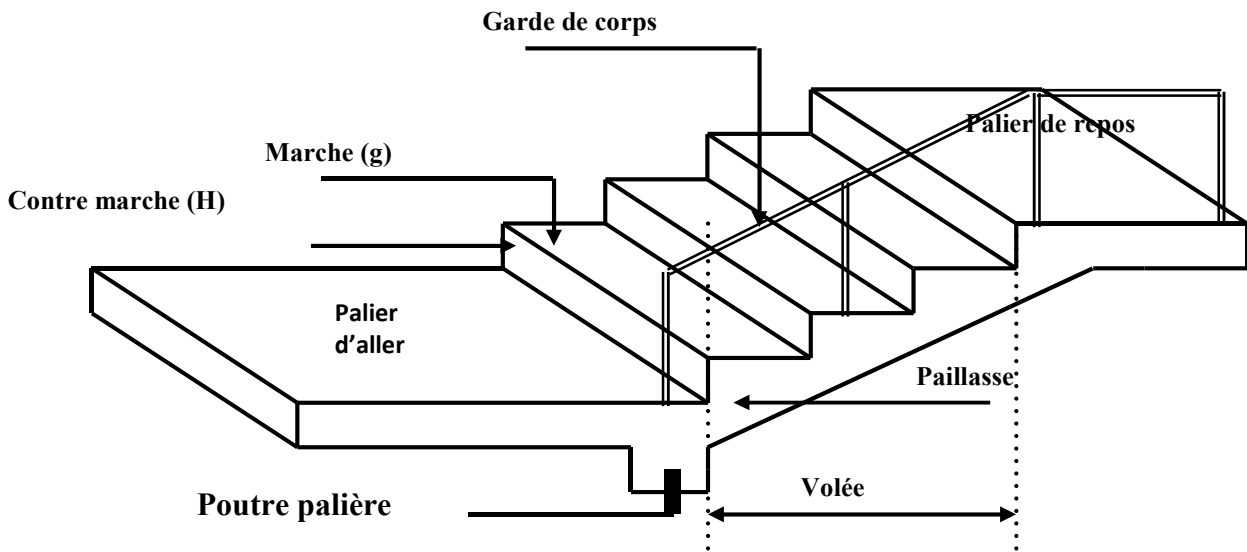
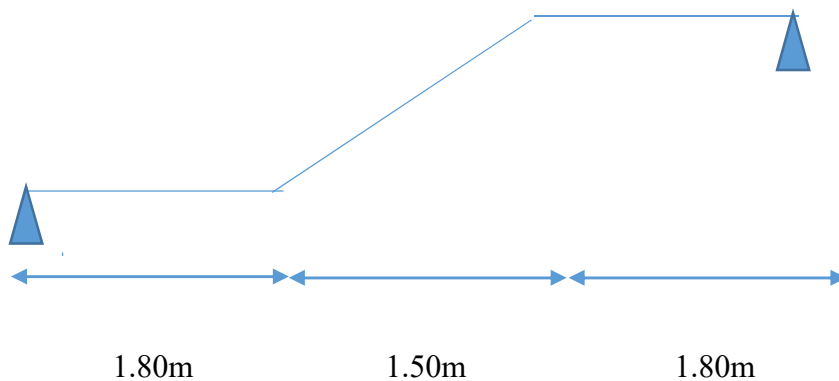


Figure IV.7 : Terminologie des escaliers.

IV.4.3. Les type d'escaliers :



IV.4.4. Pré-dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de BLONDEL.

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \dots \dots \dots (1)$$

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient : $g + 2 h = 64 \dots \dots \dots (2)$

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$n \times h = H_v \dots \dots \dots (3)$$

$$(n - 1) g = L \dots \dots \dots (4)$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

La hauteur de la volée : $H_v = H/3$

❖ Escalier RDC :

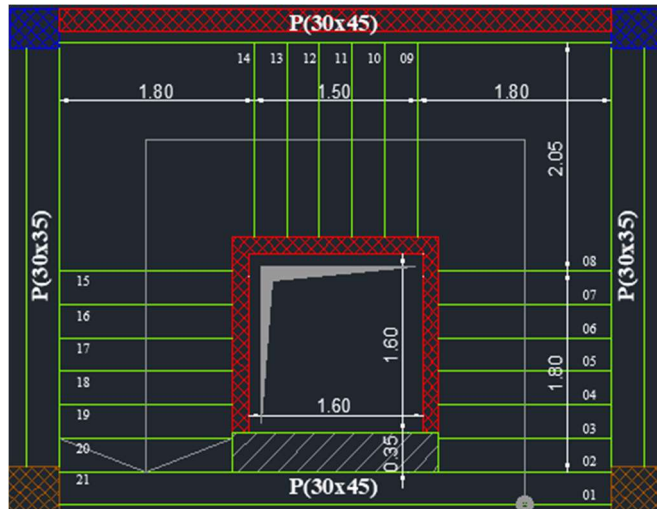


Figure IV.9 : schéma d'escalier du RDC.

➤ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

- La hauteur de contre marche : $h=17\text{cm}$
- Le giron : $g=30\text{cm}$

On aura donc : $0,60 \leq (2 \times 0,17) + 0,30 = 0,64 \leq 0,66\text{m}$. C.V

- Le nombre de contres marche : (n)

$$n = \frac{he}{2.h} = 10,5 = 11 \quad ; \quad he = 3,57\text{m}$$

Alors on va opter pour une volée de 11 contremarches.

N.B : Nous adoptons 11 contre marches de 17 cm, et 10 marches de 30 cm.

- L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg}\alpha \frac{17}{30} = 0,56 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{Volée 1 : } l = \frac{180}{\cos\alpha} = 206,89\text{cm}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$\text{Volée 2 : } l = \frac{150}{\cos\alpha} = 172,41\text{cm}$$

- **L'épaisseur de la pailasse :**

$$\frac{l}{30} < e_{\text{paill}} < \frac{l}{20} \longrightarrow e_{\text{paill}} = 15\text{cm}$$

- **L'épaisseur du palier :** $e_p = 15\text{ cm}$.
- **L'emmarchement** = 1,80cm.
- **Epaisseur de la volée :** $e = 15\text{cm}$.
- **Epaisseur du palier :** $e = 15\text{cm}$.

- **Détermination de l'épaisseur de palier :**

$$\operatorname{tg}\alpha \frac{17}{30} = 0,56 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ.$$

$$l = \frac{205}{\cos\alpha} = 235,63\text{cm}$$

- **L'épaisseur du palier :**

$$\frac{l}{30} < e_{\text{pal}} < \frac{l}{20} \quad e_p = 15\text{ cm}.$$

- ❖ **Escalier étage courant :**

- **La hauteur d'étage :** $H = 3,4\text{m}$
- **La hauteur de contre marche :** $h=17\text{cm}$
- **Le giron :** $g=30\text{cm}$

$$\text{On aura donc : } 0,60 \leq (2 \times 0,17) + 0,30 = 0,64 \leq 0,66\text{m.} \quad \text{C.V}$$

- **Le nombre de contres marche : (n)**

$$n = \frac{he}{2.h} = 10 \quad ; \quad he = 3,4\text{m}$$

N.B : Nous adoptons 10 contres marches de 17 cm, et 09 marches de 30 cm.

- L'angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha \frac{17}{30} = 0,56 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ.$$

$$\text{Volée 1 : } l = \frac{180}{\cos \alpha} = 206,89 \text{ cm}$$

$$\text{Volée 2 : } l = \frac{150}{\cos \alpha} = 172,41 \text{ cm}$$

- L'épaisseur de la pailasse :

$$\frac{l}{30} < e_{\text{paill}} < \frac{l}{20} \quad e_{\text{paill}} = 15 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de : $e_{\text{paill}} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier :

$$\frac{l}{30} < e_{\text{paill}} < \frac{l}{20} \quad e_{\text{paill}} = 15 \text{ cm}$$

- L'emmarchement = 1.80cm.
- Epaisseur de la volée : $e = 15 \text{ cm}$.
- Epaisseur du palier : $e = 15 \text{ cm}$.

IV.4.5. Descente des charges :

Volée :

Tableau IV.5 : Evaluation des charges de la volée.

1	Carrelage horizontal (e = 2cm)	0,44KN/m ²
2	Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	0,44KN/m ²
3	Carrelage vertical (e = 2cm)	0,25KN/m ²
4	Mortier de pose vertical (e = 2cm)	0,23KN/m ²
5	Marches en béton armé (h=17cm; [(25 x 0,17)/2])	2,12 KN/m ²
6	Paillasse en béton armé (e=15cm; [25 x 0,15)/cosα])	4,30KN/m ²
7	Enduit en ciment sous volée (e = 2cm; 0,18 x 2)	0,36 KN/m ²
8	Garde-corps	0,60KN/m ²
Charge permanente		G_v = 8,74 KN/ m²
Surcharge d'exploitation		Q_v = 2,5 KN/m²

🚦 Palier :

Tableau IV.6 : Evaluation des charges du palier.

1	Carrelage (e = 2cm)	0,44KN/m ²
2	Mortier de pose (e = 2cm)	0,44KN/m ²
3	Dalle pleine en béton armé (e=15cm ; 25 x 0,15)	3,75KN/m ²
4	Enduit en ciment sous palier (e = 2cm; 0,18 x 2)	0,36 KN/m ²
Charge permanente		G_p = 5,00 KN/ m²
Surcharge d'exploitation		Q_p = 2,5 KN/m²

IV.4.6. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bonde de 1mètre.

❖ **Le palier :**

$$\text{ELU } q_{pu} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 10,5 \text{KN/ml} \square$$

$$\text{ELS } q_{pser} = (G + Q) \times 1 = 7,5 \text{ KN/ml}$$

❖ **La volée :**

$$\text{ELU } q_{v,u} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 15,55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS } q_{v,ser} = (G + Q) \times 1 = 11,24 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_{vu}-q_{pu}}{q_{vu}} = \frac{15,55-10,5}{15,55} = 0,325 > 10\% = 0.10$$

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la volée et celle sur le palier.

Exemple de calcul (escalier de l'étage courant) : Coupe (1-1) et (3-3) :

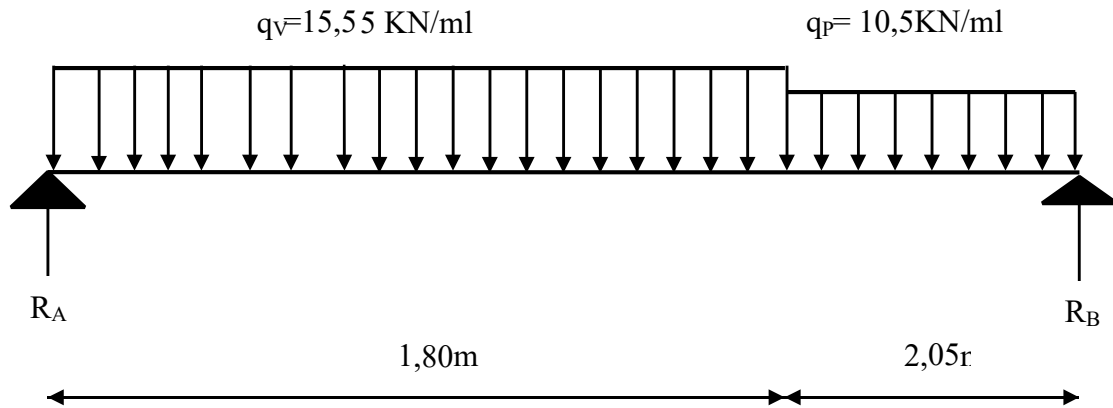


Figure IV.10 : Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

➤ **Détermination des réactions :**

$$R_A + R_B - 2,05 \cdot q_p - 1,80 \cdot q_v = 0$$

$$R_A + R_B = 49,43 \text{ KN}$$

$$M/A = 0 \rightarrow q_v \cdot \frac{1,80^2}{2} + q_p \cdot 2,05 \left(\frac{2,05}{2} + 1,80 \right) - R_B \cdot 3,85 = 0$$

$$R_B = 22,34 \text{ KN}$$

$$R_A = 27,09 \text{ KN}$$

➤ **Les moments fléchissant et les efforts tranchants :**

- $0 \leq x \leq 1,80 \text{ m}$

$$M(x) = R_A x - q_v \cdot \frac{x^2}{2}$$

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

$$M(1,80) = 23,57 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_v \cdot x$$

$$T(0) = 27,09 \text{ KN}$$

$$T(1,80) = -0,9 \text{ KN}$$

- $1,80 \text{ m} \leq x \leq 3,85 \text{ m}$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$M(x) = R_{Ax} - qv \cdot 1,80 \left(x - \frac{1,80}{2}\right) - qp \frac{(x-1,80)^2}{2}$$

$$M(1,80) = 23,57 \text{KN.m}$$

$$M(3,85) = - 0,33 \text{KN.m}$$

$$T(x) = R_A - qv \cdot 1,80 - qp (x - 1,80)$$

$$T(1,80) = - 0,9 \text{KN}$$

$$T(3,85) = - 22,43 \text{KN}$$

🔗 **Le moment fléchissant maximal :** Le point du moment maximal coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$T(x) = 0 \quad x = 1,71 \text{m}$$

$$M_{\max} = M(1,71) = R_A \cdot 1,71 - qv \cdot \frac{1,71^2}{2} = 23,59 \text{KN.m}$$

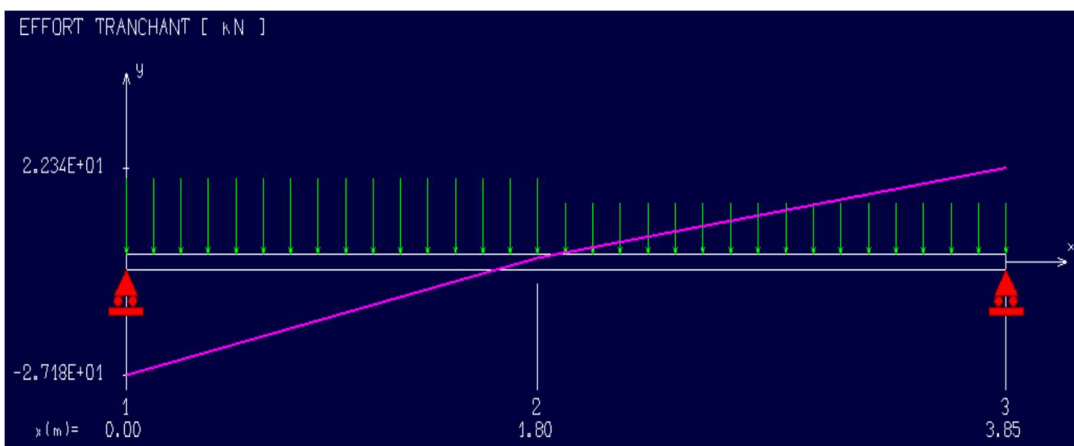
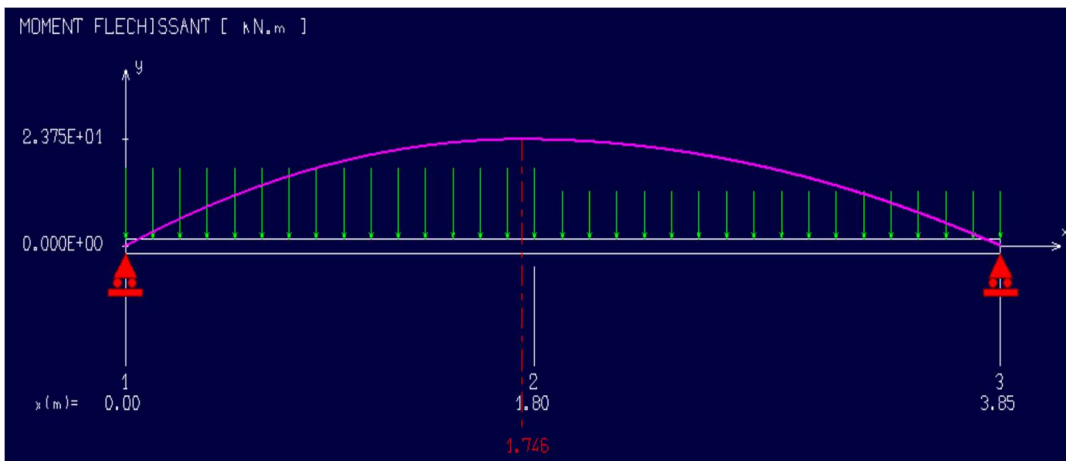


Figure IV.11 : Diagrammes des moments fléchissant et d'efforts tranchants de l'escalier de l'étage courant coupe (1-1) et (3-3).

Coupe (2-2) :

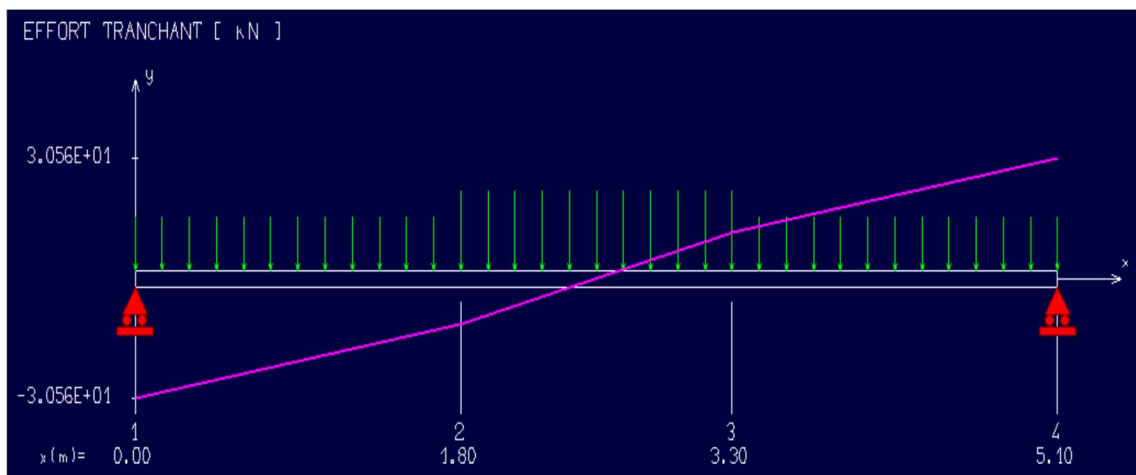
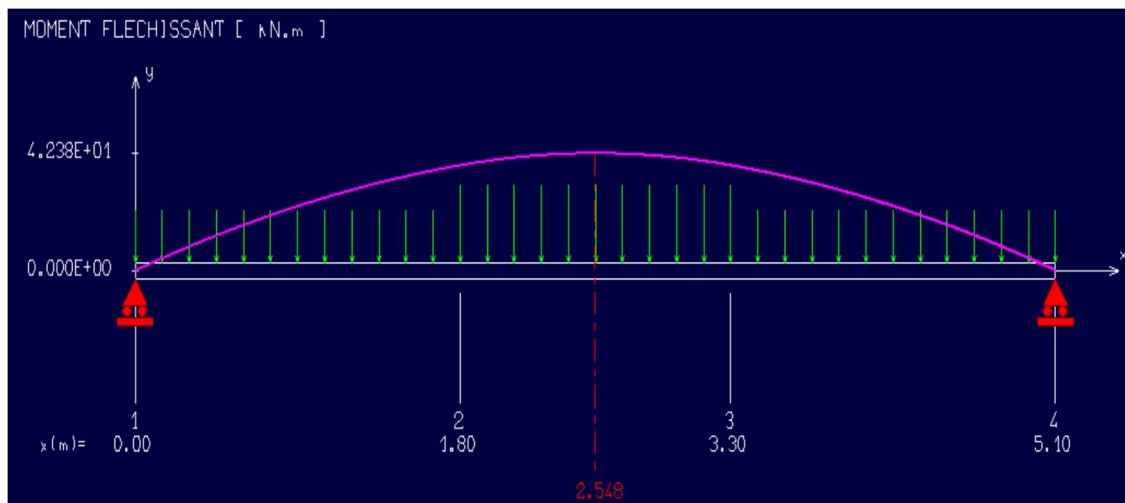


Figure IV.12 : Diagrammes des moments fléchissant et d'efforts tranchants de l'escalier de l'étage courant coupe (2-2).

$$M_{\max} = 42,38 \text{ kN.m}$$

✚ Les moments maximaux en travée et en appuis :

Afin de tenir compte des encastremements partiels, les moments en travées et aux appuis seront effectués de 0,8 et de 0,3 respectivement :

Coupe 1-1 et 3-3 : $M_t = 0,8M_{\max} = 0,8 \cdot 23,59 = 18,87\text{KN.m}$

$M_a = - 0,3M_{\max} = - 0,3 \cdot 23,59 = - 7,08\text{KN.m}$

Coupe 2-2 : $M_t = 0,8M_{\max} = 0,8 \cdot 42,38 = 33,90\text{KN.m}$

$M_a = - 0,3M_{\max} = - 0,3 \cdot 42,38 = - 12,71\text{KN.m}$

IV.4.7.Le ferrailage :

✚ En travée : $M_t = 18,87\text{KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. D'une section rectangulaire (15.100) cm^2 .

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{qu}{qser} = \frac{15,55}{11,24} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \cdot \frac{1}{\theta} - 3050]$$

$$\mu_{lu} = 0,2922$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{fbu \cdot b \cdot d^2} = \frac{18,87 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 13,5^2 \cdot 100} = 0,072$$

$\mu_{bu} \leq 0,275 \longrightarrow$ Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires) donc la méthode est simplifiée.

$$Zb = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5(1 - 0,6 \cdot 0,072) = 12,92\text{cm}$$

$$A = \frac{Mt}{Zb \cdot \sigma_s} = \frac{18,87 \cdot 10^3}{12,92 \cdot 435} = 3,36\text{cm}^2/\text{ml}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1\text{Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq \frac{100 \cdot 13,5 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{500} = 1,30\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{travée}}, A_{\min}) = 3,36 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A = 3,36 \text{ cm}^2$.

Choix des barres : $3T12 = 3,39 \text{ cm/ml} \longrightarrow \text{esp} : St = 15 \text{ cm.}$

$$\text{Coupe 2-2 : } A = \frac{Mt}{Zb \cdot \sigma_s} = \frac{33,90 \cdot 10^3}{12,45 \cdot 435} = 6,26 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **6T12 = 6,79 cm/ml** → esp : St = 15 cm.

❖ **Les armatures de répartitions :**

$$A_R = \frac{A}{4} = 0,85$$

$$A_R = 1,70$$

Choix des barres : **3T10 avec (A=2.36 cm/ml)** → esp: St = 15 cm.

✚ **En appuis : $M_a = 7,08 \text{ KN.m}$**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m d'une section rectangulaire (15.100) cm^2 .

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = 1,40$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] 10^{-4} \times = 0.2991$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{app}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,027$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$Zb = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5(1 - 0,6 \cdot 0,027) = 13,28 \text{ cm}$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{Zb \cdot \sigma_s} = \frac{7,08 \cdot 10^3}{13,28 \cdot 435} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq \frac{100 \cdot 13,5 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{500} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{app}, A_{\min}) = 1,30 \text{ cm}^2$$

On adoptera : A = 1,30 cm^2 .

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Choix des barres : **2T12** avec (**A=2,36 cm/ml**) \longrightarrow **esp : St = 15 cm**

$$\text{Coupe 2-2 : } A = \frac{M_{app}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{12,71 \cdot 10^3}{13,10 \cdot 435} = 2,23 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **2T12 = 2,36 cm/ml** \longrightarrow **esp : St = 15 cm.**

❖ Les armatures de répartitions :

$$A_R = \frac{A}{4} = 0,59$$

Choix des barres : **3T10** avec (**A=2.36 cm/ml**) \longrightarrow **esp: St = 15 cm.**

❖ Vérification des contraintes :

Il faut que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

✚ **En travée :**

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) = 0,093$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,093 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa ... CV}$$

✚ **En appui :**

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034$$

$$\gamma = 1,40$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

On a donc :

$$\alpha = 0,034 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa ... CV}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 27,09 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = 0,20 \text{MPa}$$

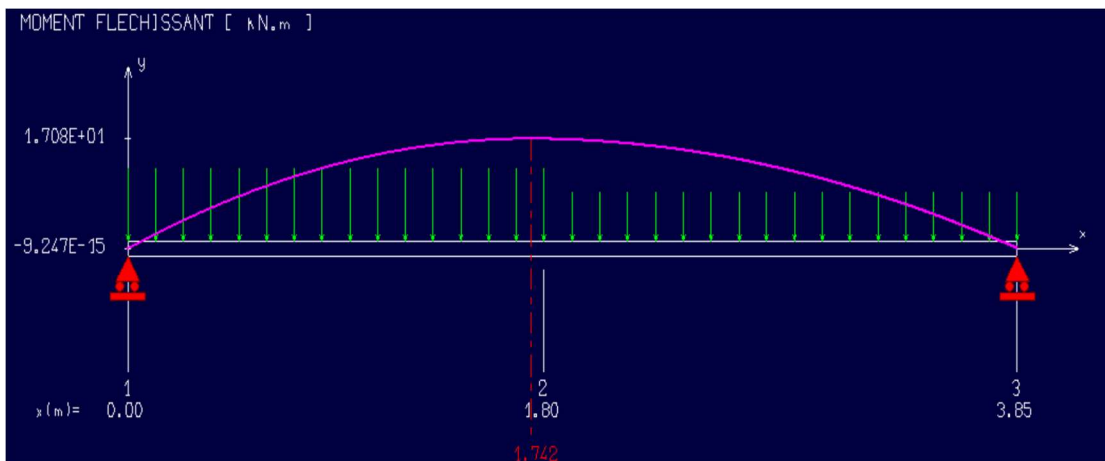
$$\bar{\tau}_s = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,20 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa.}$ CV

Tableau IV.7 : ferrailage d'escalier type 1.

escaliers	positions	Choix des barres	Armatures de répartitions
Type 1	travée	T12 esp 15cm	T10 esp 15cm
	appuis	T12 esp 15cm	

ELS :



CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

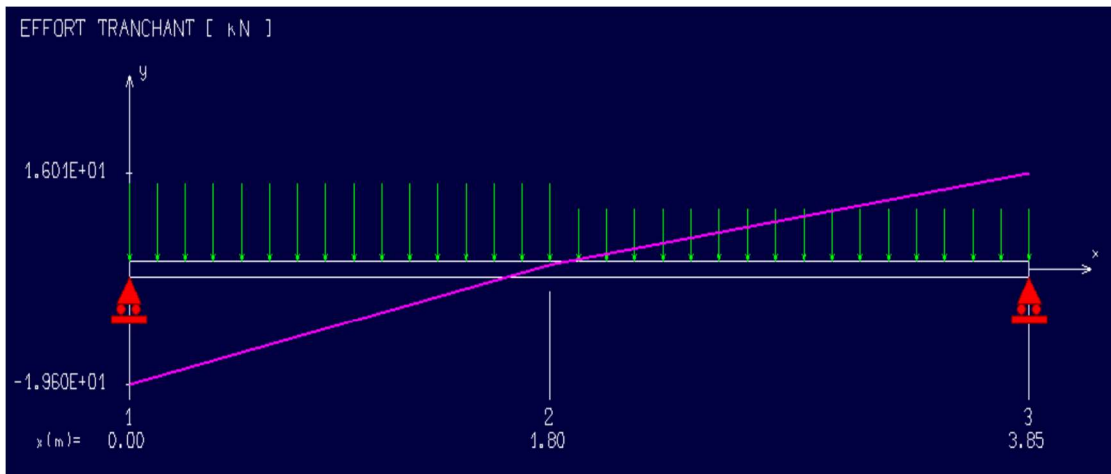
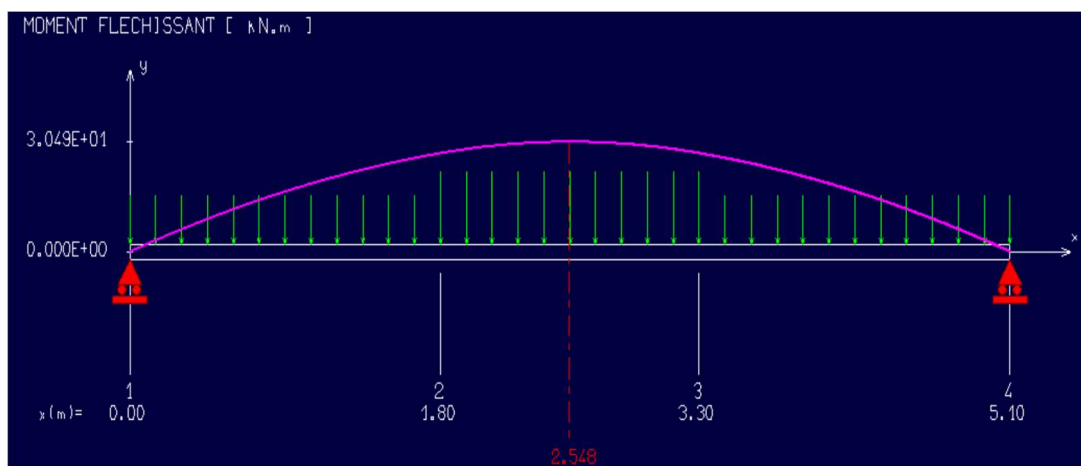


Figure IV.13 : Diagrammes des moments fléchissant et d'efforts tranchants de l'escalier de l'étage courant coupe (1-1) et (3-3).



CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

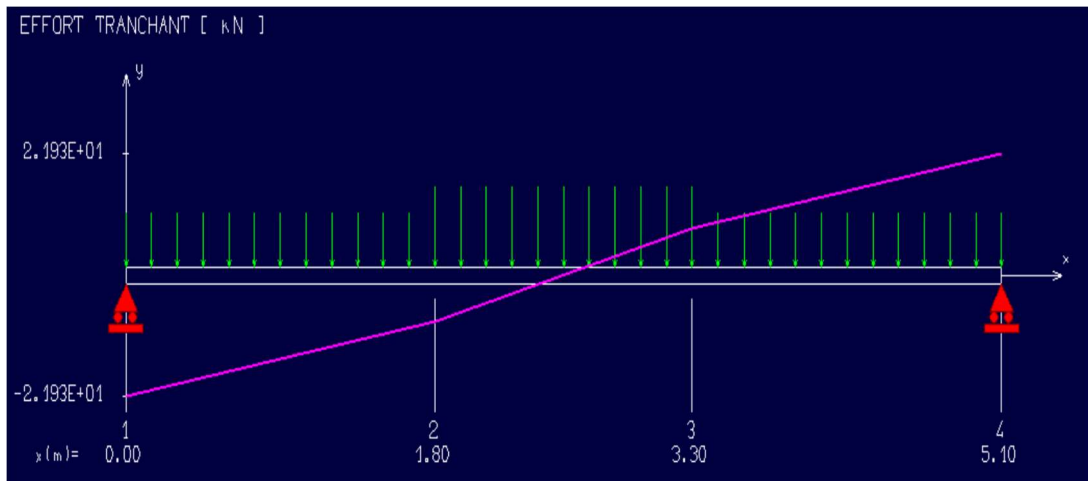


Figure IV.14 : Diagrammes des moments fléchissant et d'efforts tranchants de l'escalier de l'étage courant coupe (2-2).

Coupe 1-1 et 3-3 : $M_t = 0,8M_{\max} = 0,8 \cdot 17,08 = 13,66 \text{KN.m}$

$$M_a = -0,3M_{\max} = -0,3 \cdot 17,08 = -5,12 \text{KN.m}$$

Coupe 2-2 : $M_t = 0,8M_{\max} = 0,8 \cdot 30,49 = 24,39 \text{KN.m}$

$$M_a = -0,3M_{\max} = -0,3 \cdot 30,49 = -9,15 \text{KN.m}$$

$$M_t = 13,66 \text{KN.m}$$

$$A = \frac{M_t}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{13,66 \cdot 10^3}{13,08 \cdot 435} = 2,40 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \frac{100 \cdot 13,5 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{500} = 1,30 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{travée}}, A_{\min}) = 2,40 \text{cm}^2$$

On adoptera : $A = 2,40 \text{cm}^2$.

Choix des barres : **3T12 = 3,39 cm/ml** → esp : $St = 15 \text{cm}$.

Coupe 2-2 : $A = \frac{M_t}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{24,39 \cdot 10^3}{12,74 \cdot 435} = 4,40 \text{cm}^2$

Choix des barres : **4T12 = 4,52 cm/ml** → esp : $St = 15 \text{cm}$.

❖ **Les armatures de répartitions :**

$$A_R = \frac{A}{4} = 0,85$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$A_R = 1,13$$

Choix des barres : **3T10** avec ($A=2.36 \text{ cm/ml}$) \longrightarrow esp: St = 15 cm.

$$\mathbf{Ma = 5,12KN.m}$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{5,12 \cdot 10^3}{13,35 \cdot 435} = 0,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq \frac{100 \cdot 13,5 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{500} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{app}, A_{\min}) = 1,30 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A = 1,30 \text{ cm}^2$.

Choix des barres : **2T12** avec ($A=2,36 \text{ cm/ml}$) \longrightarrow esp : St = 15 cm

$$\mathbf{Coupe 2-2 : A = \frac{M_{app}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{9,15 \cdot 10^3}{13,22 \cdot 435} = 1,59 \text{ cm}^2}$$

Choix des barres : **2T12 = 2,36 cm/ml** \longrightarrow esp : St = 15 cm.

❖ **Les armatures de répartitions :**

$$A_R = \frac{A}{4} = 0,59$$

Choix des barres : **3T10** avec ($A=2.36 \text{ cm/ml}$) \longrightarrow esp: St = 15 cm.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 21,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$ CV

Tableau IV.8 : ferrailage d'escalier à l'ELS.

escaliers	positions	Choix des barres	Armatures de répartitions
Type 1	travée	T12 esp 15cm	T10 esp 15cm
	appuis	T12 esp 15cm	

CHAPITRE 5 :
ETUDE DYNAMIQUE ET
SISMIQUE

V-1) Introduction :

Le tremblement de terre est une manifestation naturelle qui se manifeste par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes appelées "ondes sismiques", ce qui entraîne à son tour un mouvement du sol.

Il est essentiel d'étudier le comportement des constructions en béton face aux actions sismiques afin de garantir leur résistance aux séismes.

V-2) Méthode de calcul :

Différentes approches ont été suggérées pour évaluer les efforts internes provoqués à l'intérieur de la structure sollicitée. Le calcul de ces efforts sismiques peut être effectué selon deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

V-3) Choix de la méthode de calcul :

Puisque le plan du bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, il est essentiel de réaliser une méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Cependant, en raison d'une série de vérifications, il est nécessaire de recourir à la méthode statique équivalente.

V-4) Méthode statique équivalente :

Dans cette approche, on substitue les forces sismiques réelles qui se manifestent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés comme étant équivalents à ceux de l'action sismique.

Le sol peut se déplacer dans n'importe quelle direction dans le plan horizontal. On appliquera successivement les forces sismiques horizontales équivalentes dans deux directions orthogonales caractéristiques sélectionnées par le projeteur.

V-4-1) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones II.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant la condition de hauteur suivante :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique modale spectrale (le calcul se fait par le logiciel « Robot 2014 »)

V-5) Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit d'une méthode dynamique qui examine la structure en présence de forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Cette méthode vise à chercher le maximum d'effets engendrés par ces forces dans la structure, puis à les combiner pour obtenir la réponse de la structure.

V-5-1) Conditions d'application de la méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V-5-2) Modélisation :

Dans notre structure, la présence d'irrégularités dans le plan entraîne une torsion et des planchers rigides. Par conséquent, il est nécessaire de représenter cette situation à l'aide d'un modèle tridimensionnel, encastré à la base, où les masses sont concentrées aux centres de gravité des planchers, en utilisant (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation verticale).

V-5-3) Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul défini dans l'Art (4.3.3) du RPA 99/v2003 par les formules (4.13):

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A (1 + (T/T_1)(2,5\eta(Q/R) - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\left(\frac{5}{3}\right)} & T_2 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\left(\frac{2}{3}\right)} \left(\frac{3}{T}\right)^{\left(\frac{5}{3}\right)} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \leq 3,0s \end{cases}$$

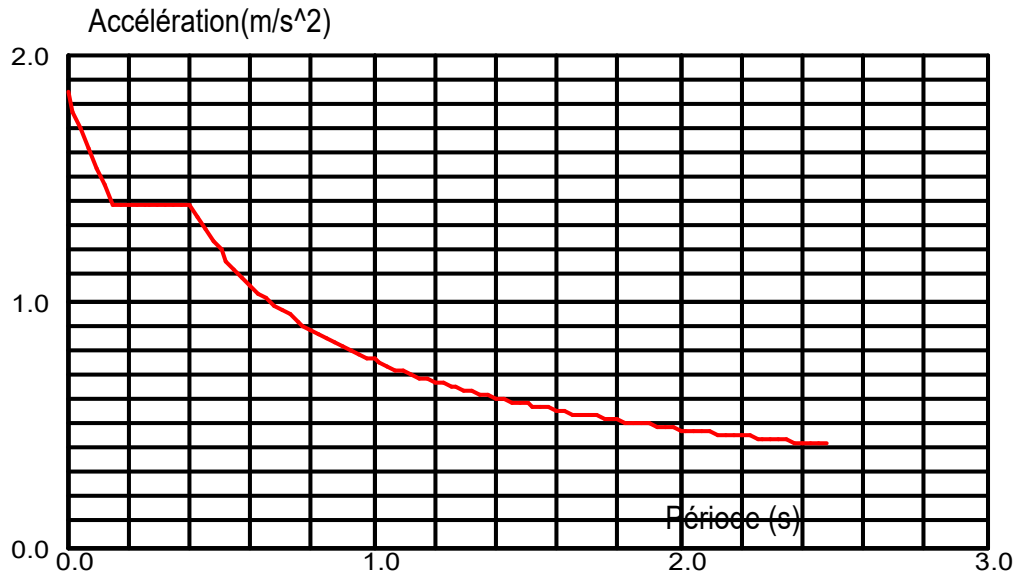


Figure V.1 : Spectre de réponse.

A: Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

T_1 ; T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Le spectre de réponse est défini par un mini logiciel (Spectre R.P.A.exe) programmé sur les formules ci-dessus permettant d'extraire le graphe du spectre qui va être introduit au logiciel utilisé Robot 2014.

V-5-4) Présentation du logiciel :

Le programme Robot 2014 est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

V-5-5) Les étapes à suivre pour la modélisation de la structure sous robot 2014 :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;

- Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Robot 2014 (figure V.2)

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre I) ;
- Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Détermination des charges pour notre cas, on a trois types :
 1. Charge permanente G ;
 2. Charges d'exploitation Q ;
 3. Les forces sismiques E.
- : Détermination des combinaisons de charges :

$$1,35G + 1,5Q$$

$$G + Q$$

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

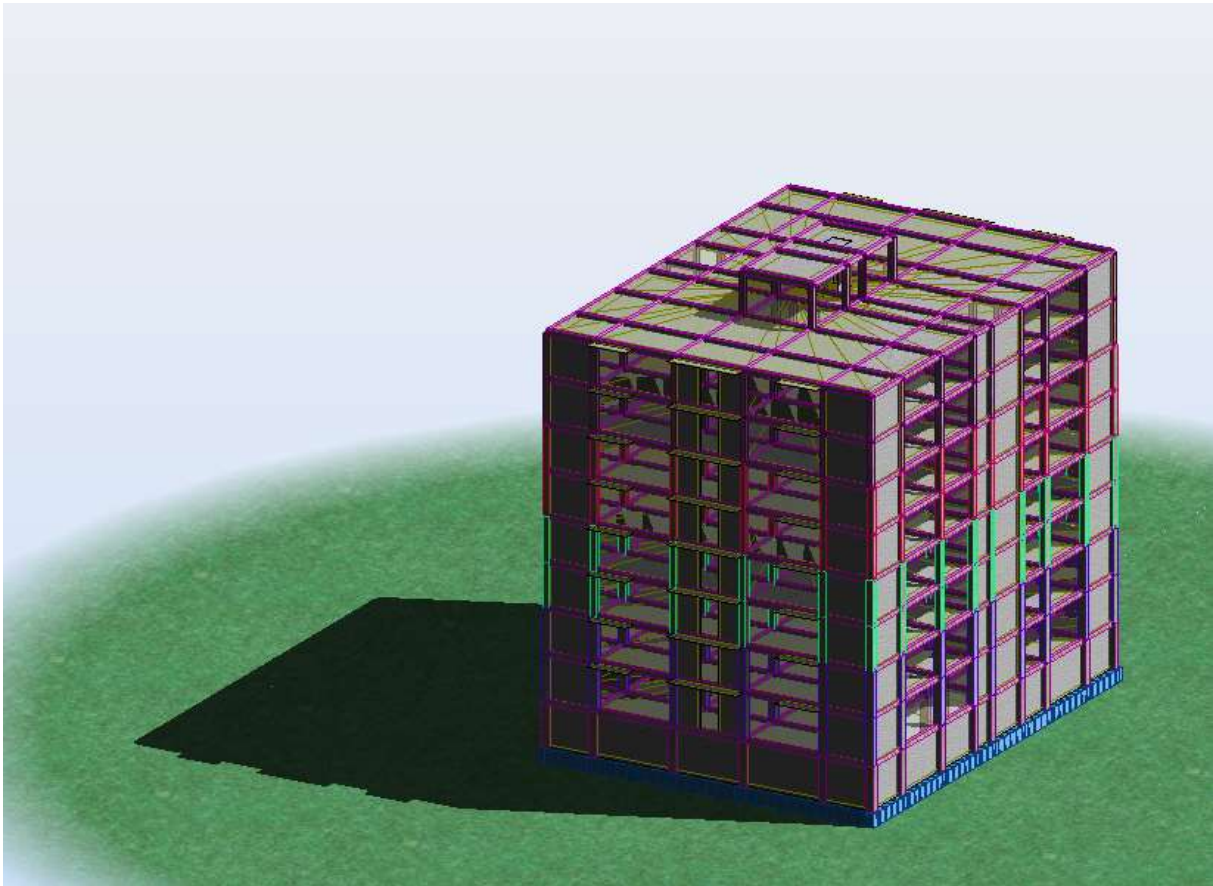


Figure V.2 : Structure vue (3D ROBOT).

V-6) Préparation des données de Robot2014 :

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A):**

Il est donné par le tableau (4.1) du RPA99/version2003, en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone(A)

Zone	Groupe d'usage	Coefficient (A)
IIa	02	0,15

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

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 99/v2003.

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités (p_q)

Critère "q"	P _q	
	Observé	N/ observé
1. Condition minimale sur les files de contentements	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0

Donc le facteur de qualité Q: $Q = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,05) \Rightarrow Q = 1,20$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R):**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) du RPA 99/v2003, en fonction du système de contreventement.

Tableau V.3 : Coefficient de comportement global (R)

Système de contreventement	Coefficient (R)
Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5

➤ **Estimation de la période fondamentale (T) de la structure:**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 99/V2003:

$$T = C_T h_N^{(3/4)}$$

Avec : h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 30,94 \text{ m}$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 99/V2003.

Tableau V.4 : Coefficient C_T

Système de contreventement	Coefficient (C_T)
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé	0,05

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a :

$$T_1 = 0,05 \times 30,94^{(3/4)} \Rightarrow T = 1,3 \times 0,66 \text{ s} \Rightarrow T = 0,85 \text{ s}$$

Dans notre cas on peut également utiliser la formule donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{d}$$

d : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Sens transversal : $d_y = 33,71 \text{ m} \Rightarrow T_{2y} = 0,09 \times 30,94 / \sqrt{33,71} T_{2y} = 1,3 \times 0,48 \text{ s}$

$$\Rightarrow T_{2y} = 0,623$$

- Sens longitudinal : $d_x = 26,1 \text{ m} \Rightarrow T_{2x} = 0,09 \times 30,94 / \sqrt{26,1} T_{2x} = 1,3 \times 0,55 \text{ s}$

$$\Rightarrow T_{2x} = 0,71$$

D'après le RPA 99/v2003, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules précédentes.

$$T = \{C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D}\}$$

$$T_x = \min (0,66; 0,55) = 0,55 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,66; 0,48) = 0,48 \text{ s}$$

Alors on prend $T_y = 0,48 \text{ s}$ et $T_x = 0,55 \text{ s}$.

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (T_2/3,0) \left(\frac{2}{3}\right) \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

1) Facteur de correction d'amortissement (η):

Il est donné par la formule (4.3) du RPA99/version2003 :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Tableau V.5 : pourcentage d'amortissement critique (ξ)

Remplissage	Portiques	Pourcentage d'amortissement (ξ)
Dense	en béton armé	7%

Avec : ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de construction et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2) du RP99/v2003.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,70$$

2) Périodes caractéristiques (T1, T2):

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) du RPA 99/v2003.

Tableau V.6 : Périodes caractéristiques (T1, T2)

Site	T1 (s)	T2 7(s)
très meuble (catégorie S4)	0,15	0,70

On a les périodes caractéristiques : T₁ = 0.15 s T₂ = 0.70s

$$\text{on a } \begin{cases} 0 \leq T_x \leq T_2 \\ T_2 \leq T_y \leq 3,0s \end{cases} \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$$

- Sens longitudinal : $D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,70}{0,66} \right)^{(2/3)} \Rightarrow D_x = 2,6s$
- Sens transversal : $D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,70}{0,48} \right)^{(2/3)} \Rightarrow D_y = 2,84s$

➤ **Poids de la structure :**

Combinaison de calcul du poids total :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : 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 99/v2003.

Tableau V.7 : Coefficient de pondération β .

Type d'ouvrage	Coefficient de pondération β
bâtiment à usage d'habitant	0,20

Donc le poids total de la structure est donné par les résultats $\rightarrow W_T = 35129,4KN$

Interprétation des résultats :

Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA99version 2003/4.3.6]

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 déterminées par la méthode statique équivalente V .

V-7) Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

D'après (l'Art 4.2.3 de RPA99 /version2003) La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{\text{statique}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement.
- W : Poids total de la structure.

➤ **Calcul de la force sismique totale à la base:**

$$V \text{ statique } x = \frac{0,15 \times 2,6 \times 1,20}{3,5} \times 35129,4 = 4110,14 \text{KN.}$$

$$V \text{ statique } y = \frac{0,15 \times 2,84 \times 1,20}{3,5} \times 35129,4 = 4489,54 \text{KN}$$

V-8) Vérifications réglementaires selon le R .P.A:

V-8-1) Période fondamentale de la structure:

Après l'interprétation des résultats du ROBOT 2014, la résultante des forces sismiques à la base est :

Tableau V.8 : Effort tranchant à la base

Base réactions (KN)	
Cas	
EX	EY
6772,22	6690,48

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base

La force résultante				
Méthode utilisé	V _{Statique}	0,8 V _{Statique}	V _{Dynamique}	V _{dyn} ≥ V _{stat}
Suivant l'axe X	4110,14	3288,11	6772,22	C.V
Suivant l'axe Y	4489,54	3591,63	6690,48	C.V

V-8-2) Résultats du modèle numérique obtenu après avoir lancé les calculs (exécution du Problème), et justifications selon le R.P.A :

- Participation modale (massique)

Tableau V.10 : Participation de la masse modale effective.

Modes	Periode "sec"	Masses cumulées Ux [%]	Masses cumulées Uy [%]	Masse modale Ux [%]	Masse modale Uy [%]
1	0,69	63,71	0,00	63,71	0,00
2	0,62	63,71	62,22	0,00	62,21
3	0,43	63,72	62,22	0,01	0,00
4	0,18	80,95	62,22	17,23	0,00
5	0,15	80,95	81,25	0,00	19,04
6	0,12	81,37	81,25	0,42	0,00
7	0,10	81,37	81,98	0,00	0,72
8	0,10	81,50	82,05	0,13	0,07
9	0,10	81,55	82,06	0,05	0,01
10	0,10	81,60	82,06	0,05	0,00
11	0,09	81,90	82,06	0,30	0,00
12	0,08	87,77	82,06	5,87	0,00
13	0,07	87,77	84,06	0,00	2,00
14	0,07	87,77	84,06	0,00	0,00
15	0,07	87,77	84,06	0,00	0,00
16	0,07	87,77	84,21	0,00	0,14
17	0,07	87,78	89,28	0,00	5,07
18	0,06	87,81	89,31	0,03	0,03
19	0,06	87,82	89,31	0,02	0,00
20	0,06	90,99	89,31	3,17	0,00
21	0,05	90,99	89,68	0,00	0,37
22	0,05	90,99	89,68	0,00	0,00
23	0,05	91,17	89,69	0,18	0,00
24	0,05	91,17	89,69	0,00	0,00
25	0,05	91,17	91,73	0,00	2,04

➤ **Interprétation des résultats définis dans le tableau ci-dessus :**

1)-La période analytique : $T_{\text{dynamique}} = 0,69\text{s}$

2)-Mode 1 On a une translation horiozntale suivant l'axe Y est de : $UY = 63,71\%$

3)-Mode 2 On a une translation horizontale suivant l'axe Y est de : $UX = 62,21\%$

V- 9) Déplacements latéraux inter- étage :

Selon l'Art (5.10) du RPA 99/v2003 les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. D'après la formule (4.19), le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \cdot \delta_{eK}$.

δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau " K-1 " :

$$\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1}) \leq 1\% \cdot h_e$$

h_e : la hauteur d'étage.

On a : $R = 4$

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous.

➤ **Déplacement des nœuds selon X**

Tableau V.11 : Vérification des déplacements inter étage selon X

Niveau	1%he (cm)	Δ_K (cm)	$\Delta_K \leq 0,01 \cdot h_e$
Sous – sol	3,4	0,1	CV
RDC	3,57	0,6	CV
1 ^{ere}	3,4	0,9	CV
2 ^{eme}	3,4	1	CV
3 ^{eme}	3,4	1,1	CV
4 ^{eme}	3,4	1,2	CV
5 ^{eme}	3,4	1,2	CV
6 ^{eme}	3,4	1,2	CV
7 ^{eme}	3,4	1,1	CV
8 ^{eme}	3,4	0,7	CV

➤ **Déplacement des nœuds selon Y**

➤ **Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter étage selon Y.**

Niveau	1%he (cm)	$\Delta_K(\text{cm})$	$\Delta_K \leq 0,01.he$
Sous -sol	3,4	0,1	CV
RDC	3,57	0,4	CV
1 ^{ere}	3,4	0,6	CV
2 ^{eme}	3,4	0,8	CV
3 ^{eme}	3,4	0,9	CV
4 ^{eme}	3,4	1	CV
5 ^{eme}	3,4	1	CV
6 ^{eme}	3,4	1	CV
7 ^{eme}	3,4	1	CV
8 ^{eme}	3,4	0,7	CV

✓ **Résultats finals de disposition des poteaux et les poutres :**

D'Après l'étude sismique, l'interprétation des résultats de logiciel (**robot2014**) nous permis de modifier les sections des éléments porteurs verticaux et horizontaux. Les nouvelles sections sont données par le tableau suivant :

Tableau V.13 : Tableau récapitulatif des résultats finale de disposition des poteaux et les poutres.

Section des poteaux (cm ²)	Section des poutres principales (cm ²)	Section des poutres secondaires (cm ²)
60 × 60	30 × 45	30 × 35
55 × 55	30 × 45	30 × 35
50 × 50	30 × 45	30 × 35
45 × 45	30 × 45	30 × 35
40 × 40	30 × 45	30 × 35

V-10) Effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante sous la combinaison $G + Q \pm Ex, G + Q \pm Ey$:

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{avec ; } N_d : \text{Effort normal de compression.}$$

B_c : Section du béton comprimé.

Tableau V.14 : Tableau récapitulatif des résultats de vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Section du Poteau (cm ²)	N _d (KN)	V	V ≤ 0,30
60 × 60	2367,65	0,26	C.V
55 × 55	2068,04	0,27	C.V
50 × 50	1486,63	0,24	C.V
45 × 45	989,24	0,20	C.V
40 × 40	504,00	0,13	C.V

V-6-3-d) les modes de vibrations :

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV-3, IV-4 et IV-5.

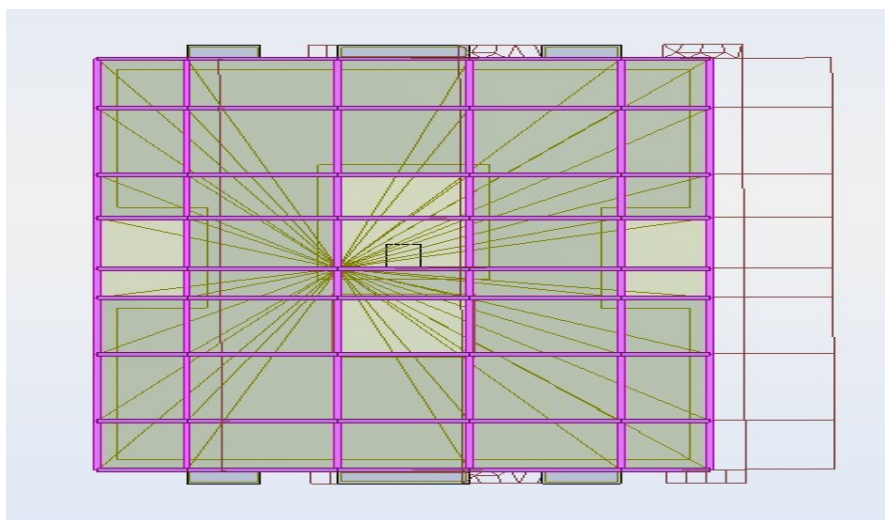


Figure V.3 : Translation horizontale suivant le repère x-x (mode 1).

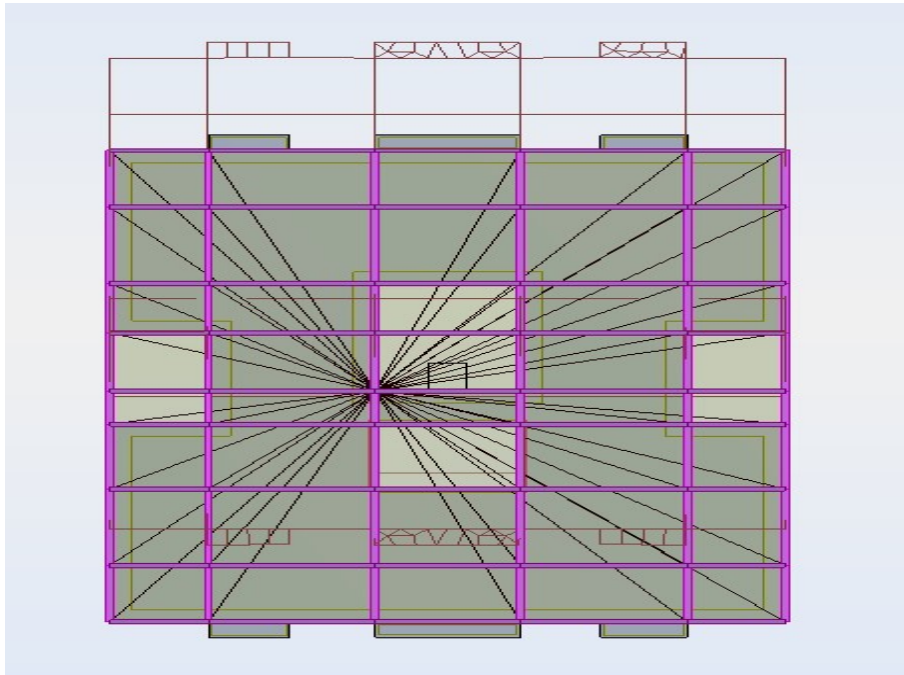


Figure V.4 : Translation horizontale suivant le repère y-y (mode 2)

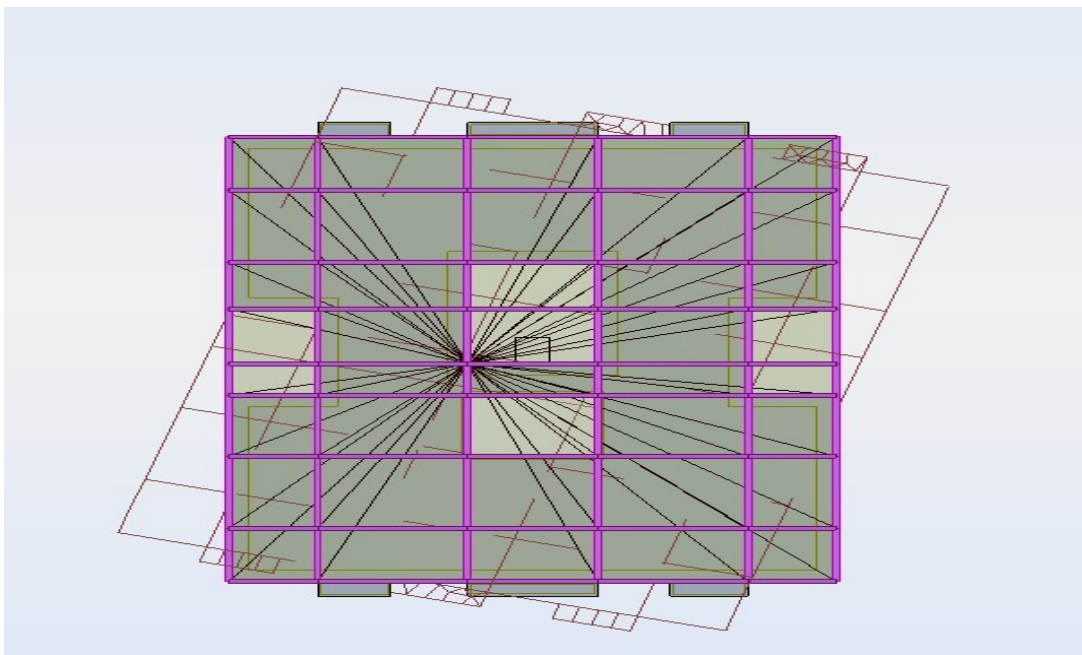


Figure V.5 : Translation horizontale suivant le repère z-z (mode 3)

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage k.

Si: $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens XX

Tableau 5.13 : Vérification de l'effort normal réduit P- Δ

Etage	P_K (KN)	Δ_K (m)	V_k (KN)	h_k (m)	Θ	Vérification
Sous -sol	9407,9	0,1	6771	3,4	0,0004	$\leq 0,1$ CV
RDC	8602,1	0,6	6718	3,57	0,002	$\leq 0,1$ CV
1 ^{ere}	8139	0,9	6473	3,4	0,003	$\leq 0,1$ CV
2 ^{eme}	7860,1	1	6107	3,4	0,004	$\leq 0,1$ CV
3 ^{eme}	7860,1	1,1	5589	3,4	0,005	$\leq 0,1$ CV
4 ^{eme}	7650	1,2	4917	3,4	0,005	$\leq 0,1$ CV
5 ^{eme}	7650	1,2	4087	3,4	0,007	$\leq 0,1$ CV
6 ^{eme}	7707,1	1,2	3070	3,4	0,009	$\leq 0,1$ CV
7 ^{eme}	7982,2	1,1	1797	3,4	0,014	$\leq 0,1$ CV
8 ^{eme}	428,34	0,7	107,7	3,4	0,008	$\leq 0,1$ CV

Sens YY

Tableau 5.14 : Vérification de l'effort normal réduit P-Δ

Etage	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	h _k (m)	θ	Vérification
Sous -sol	9407,9	0,1	6679	3,4	0,0004	≤ 0,1 CV
RDC	8602,1	0,4	6617	3,57	0,001	≤ 0,1 CV
1 ^{ere}	8139	0,6	6372	3,4	0,002	≤ 0,1 CV
2 ^{eme}	7860,1	0,8	6007	3,4	0,003	≤ 0,1 CV
3 ^{eme}	7860,1	0,9	5514	3,4	0,004	≤ 0,1 CV
4 ^{eme}	7650	1	4866	3,4	0,005	≤ 0,1 CV
5 ^{eme}	7650	1	4064	3,4	0,006	≤ 0,1 CV
6 ^{eme}	7707,1	1	3084	3,4	0,007	≤ 0,1 CV
7 ^{eme}	7982,2	1	1814	3,4	0,013	≤ 0,1 CV
8 ^{eme}	428,34	0,7	124,7	3,4	0,007	≤ 0,1 CV

V-11) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons réalisé une étude sismique en utilisant le logiciel "robot" afin d'améliorer la rapidité des calculs.

Grâce à cela, j'ai pu développer des compétences en matière de manipulation du logiciel, d'interprétation des résultats et de vérification conformément aux règles et aux normes du **RPA99** version **2003**.

CHAPITRE 6 :
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VI.1 Introduction :

Il est crucial de se familiariser avec les matériaux de construction afin de garantir la sécurité. Les poutres, les colonnes et les murs sont des éléments qui supportent les charges et assurent l'intégrité de la structure. Les ingénieurs peuvent utiliser ces facteurs pour élaborer des structures, prédire les performances sismiques et prendre en compte les éléments suivants tels que la résistance, la flexibilité, la stabilité globale, la stabilité des fondations, la conformité sismique, l'alignement, la stabilité et la durabilité des bâtiments. Ils furent très vite comblés. Dans ce chapitre, nous allons exposer l'analyse des composants solides de la structure.

VI.2 Combinaison d'actions :

VI.2.1 Les combinaisons de l'RPA 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour déterminer des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $G + Q + E$
- $G + 0,8E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par des composantes horizontales

VI.2.2 Les combinaisons du BAEL 91 :

Les combinaisons données par le **BAEL 91** sont :

À l'ELU :

- $1.35G + 1.5 Q$

À l'ELS :

- $G + Q$

VI.3 Ferrailage des éléments structuraux :

✓ Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l' E.L.U

➤ **Recommandation du RPA 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8 % (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)
- $h' = \text{Max} (h_c/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

➤ **Armatures transversales : (RPA2003)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élanement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Si l'élanement géométrique < 5 .

$f_e = 500$ Mpa.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal .(zone II)

$t \leq 15\Phi$ en zone courante, avec Φ diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures minimale ($\frac{A_t}{th}$ %) est donnée par :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

➤ Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont 4 cas a étudiée comme suit :

Cas États Limite Ultime

3 Cas États Limite Accidentelle

VI.3.1 Calcul du ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont exposés à des efforts normaux, des moments de flexion et des efforts tranchants, ce qui nécessite un calcul de flexion composée. Un cas de fissuration est considéré comme peu préjudiciable à l'ELU de stabilité de forme, en prenant en compte les sollicitations suivantes :

- 1er Cas $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- 2eme Cas $M_{y \max} \rightarrow N$ correspondant.
- 3eme Cas $M_{x \max} \rightarrow M$ correspondant.
- 4eme Cas $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.

Remarque :

Ces sollicitations sont obtenues à partir du logiciel **ROBOT ANALYSAIS STRUCTURALE**

VI.3.2 Les sollicitations dans les poteaux :

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

a. Tableau VI.1 : Sollicitations dans les poteaux :

Section (cm)	Cas	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	T(KN)
60 x60	ELU	3142,32	118,49	-49	80,23
	ELS	2275,26	84,94	-36,15	58,01
	ACC	2486,96	128,69	-87,28	180,61
55x55	ELU	2750,93	-77,16	89,38	89,24
	ELS	1993,21	-55,38	63,54	64,83
	ACC	3091,75	222,74	-195,8	384,49
50x50	ELU	1963,75	-38,1	-68,34	41,83
	ELS	1427,38	-27,67	-49,41	30,27
	ACC	1486,64	-170,92	88,08	260,66
45x45	ELU	1308,87	-44,12	-70,12	34,99
	ELS	951,4	-32,04	-50,71	25,25
	ACC	989,24	-159,13	-93,34	239,36
40x40	ELU	670,86	-50,72	-99,74	44,08
	ELS	487,81	-36,84	-72,28	31,77
	ACC	504	-126,93	-120,71	180,71

Exemple de calcul :

Soit les poteaux de, RDC

$c = c' = 3 \text{ cm}$; $s = 60 \times 60 \text{ (cm}^2\text{)}$; acier F_e E500; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $L = 3,74\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

VI.3.3 Ferrailage longitudinal :

VI.3.4 Calcul de Section en Flexion Déviée Composée :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

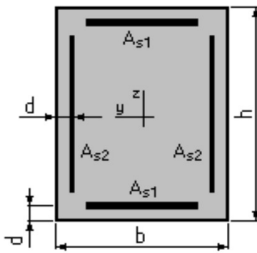
Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 60,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 60,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 3,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	3142,32	118,49	-49,00
2.	ELS	2275,26	84,94	-36,15
3.	ELA	2486,96	128,69	-87,28

4. Résultats:

Sections d'Acier:

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 11,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section théorique } A_{s2} = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 36,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section maximum } A_{s \text{ max}} = 180,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique } \rho = 1,00 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum } \rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$$

$$\text{maximum } \rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

$$\text{Cas N}^\circ 1: \text{ Type ELU} \quad N = 3142,32 \text{ (kN)} \quad M_y = 118,49 \text{ (kN*m)} \quad M_z = -49,00 \text{ (kN*m)}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Coefficient de sécurité: 1,75 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 77,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 35,9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,40$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **$N = 2275,26$ (kN) $M_y = 84,94$ (kN*m) $M_z = -36,15$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,83
Position de l'axe neutre: $y = 119,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 39,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 118,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **$N = 2486,96$ (kN) $M_y = 128,69$ (kN*m) $M_z = -87,28$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,56 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 75,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 41,9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,14$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 27,7$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Remarque: les calculs se fait avec ROBOT EXPERT 2010.

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min \text{ CALCULE}} = 17,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \text{Max} \left(\frac{0,2bh}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \text{Max} (7,2 ; 9,6) \text{ cm}^2 = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,8\% B = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A' ; A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA}) = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8T20 + 4T16 = 30,91 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures maximales :**

$$A_{\max}^{BAEL} = \frac{5B^2}{100} = \frac{5 \times 60^2}{100} = 180 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \frac{4B^2}{100} = 144 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone nodale}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \frac{6B^2}{100} = 216 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone courante}$$

$$\text{Donc on prend : } 8HA16 \Rightarrow A_s = 16,08 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 180,61 \text{ KN} \dots \dots \text{ (ROBOT)}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{180610}{60 \times 54} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,20 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 4,34 \text{ Mpa} \quad \tau < \bar{\tau} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **RPA2003** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e}$$

➤ **Condition d'espacement : d'après RPA2003 (7.4.2.2)**

En zone nodale : $t' \leq \min(10 \phi_L ; 15 \text{ cm}) \leq 15 \text{ cm}$

En zone courante : $t \leq 15 \phi_L \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

➤ **Zone nodale :**

$$\rho_a = L_f/a = (0.75 \times 374) / 60 = 4.66$$

Donc :

$$\rho_a = 4.37 \dots \dots \dots (\text{RPA99-7.4.2.2})$$

$$At = \left(\frac{\rho_a V_U}{h_i F_e} \right) t = \left(\frac{4.37 \times 180610}{600 \times 500} \right) 30 = 78,56 \text{ mm}^2 = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : 3.15 cm², 2 cadres $\phi 10$

Par interpolation : $\frac{A_t}{tb} \% = 0.4 \%$

$$\frac{3.15}{10 \times 60} = 0.525\% > 0.4\%$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

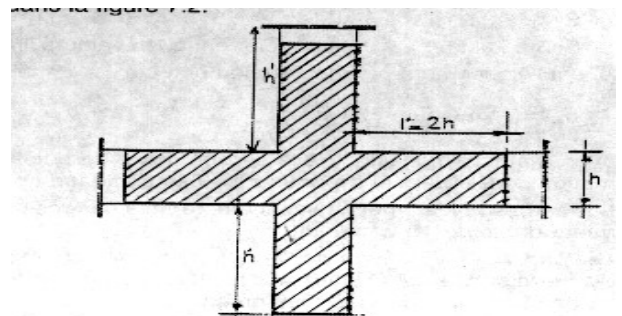
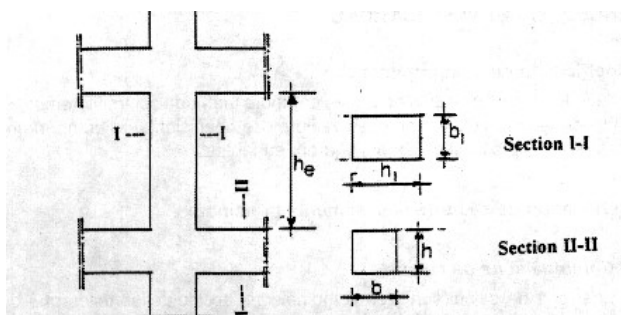
➤ **Détermination de la zone nodale :**

$$L' = 2h \rightarrow L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$H' = \max(62,33 ; 60 ; 60 ; 60) \text{ cm}$$

On prend $h' = 62,33 \text{ cm}$



i. Figure VI.1 : Schéma de la zone nodale

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Recouvrement des barres longitudinales :

Selon le RPA99, la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$$L_r = 40\Phi_l$$

$$L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de

$$L_c \geq 10 \Phi_t$$

$$L_c \geq 8 \text{ cm on prend } L_c = 8 \text{ cm}$$

Pour les aciers longitudinaux la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone Iia

b. Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des armatures des poteaux

Section des poteaux	As min RPA cm^2	As calculée cm^2	As adopte
60 x60	28,8	17,9	4T20 + 8T16
55x55	24,2	15,2	4T20 + 8T16
50 x50	20	12,5	12T16
45x45	16,2	10,1	8T16
40 x40	12,8	8,8	8T14

VI.4 Ferrailage des poutres :

VI.4.1 Les combinaisons :

- Les poutres sont calculées à la flexion simple, les valeurs des moments fléchissant sont obtenues à partir du logiciel « ROBOT STRUCTURALE ANALYSAIS » :

Pour les poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right. \Rightarrow \text{Combinaisons fondamentales.}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right. \Rightarrow \text{Combinaisons accidentelles.}$$

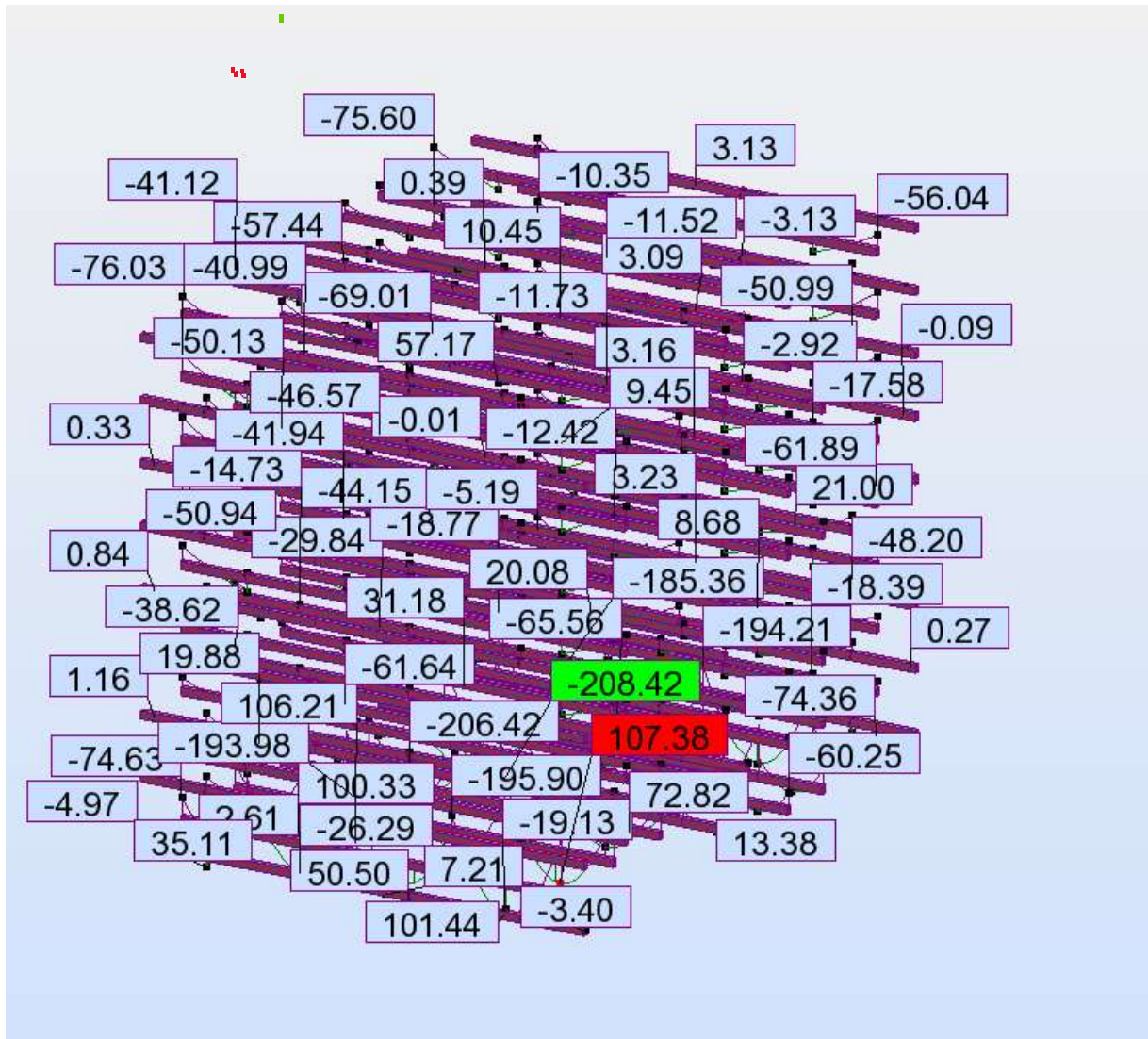
VI.4.2 Poutres principales (30x40) :

c. Tableau VI.3 : Sollicitation dans les poutres :

SECTION	APPUI			TRAVEE			T(KN)
	ELU (KN,m)	ELS (KN,m)	ACC (KN,m)	ELU (KN,m)	ELS (KN,m)	ACC (KN,m)	
30x45 (Poutre principale)	-208,42	-149,47	-192,50	107,38	77,01	190,60	193,93
30x35 (Poutre secondaire)	-205,52	-145,61	-162,25	104,90	74,30	111,91	225,54

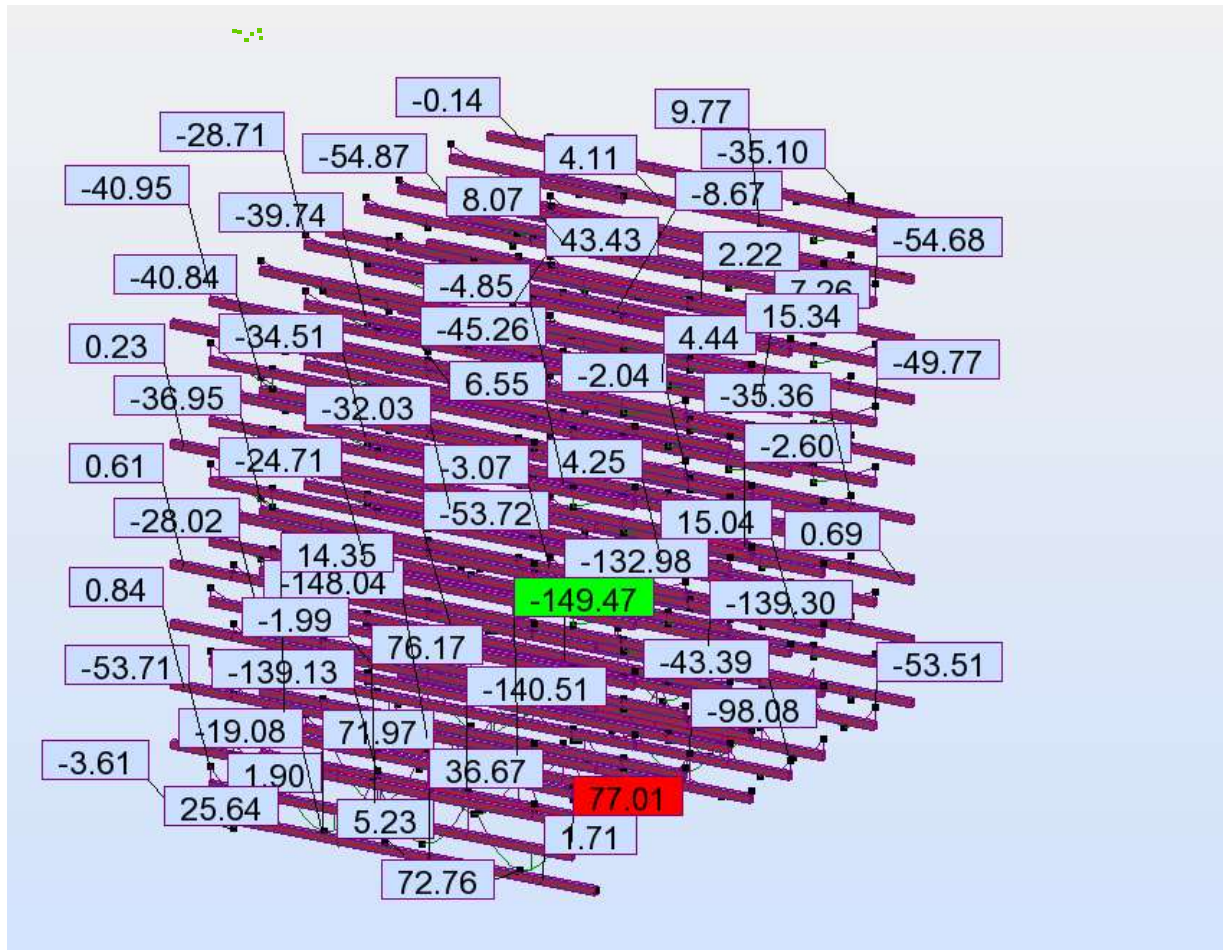
a) E. L. U :

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



i. Figure VI.2 : Moment à L'ELU

b) L'E.L.S :



ii. Figure VI.3 : Moment à L'ELS

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot B = 0,5 \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{RPA99 version 2003}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot h / f_e = 0,23 \cdot 30 \cdot 2,1 \cdot 41 / 500 = 1,19 \text{ cm}^2 \text{BAEL 91 réviser 99}$$

➤ **Armatures maximales selon le RPA99 version 2003 :**

$$A_{max} = 4 \% \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 30 \cdot 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max} = 6 \% \cdot b \cdot h = 0,06 \cdot 30 \cdot 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (zone nodale)}$$

● **Détermination des armatures à l'aide de logiciel EXPERT BA :**

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

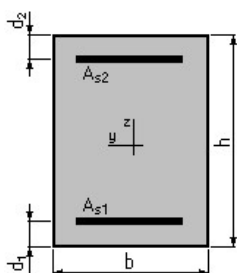
Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	107,38	-208,42
Etat Limite de Service	77,01	-149,47
Etat Limite Ultime (Accidentel)	190,60	-192,50

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 15,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 1,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 2,00 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 107,38$ (kN*m) $M_{\min} = -208,42$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 9,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 38,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,68$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 387,2$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 77,01$ (kN*m) $M_{\min} = -149,47$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 37,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 134,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 190,60$ (kN*m) $M_{\min} = -192,50$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,03 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 9,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 38,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,71$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

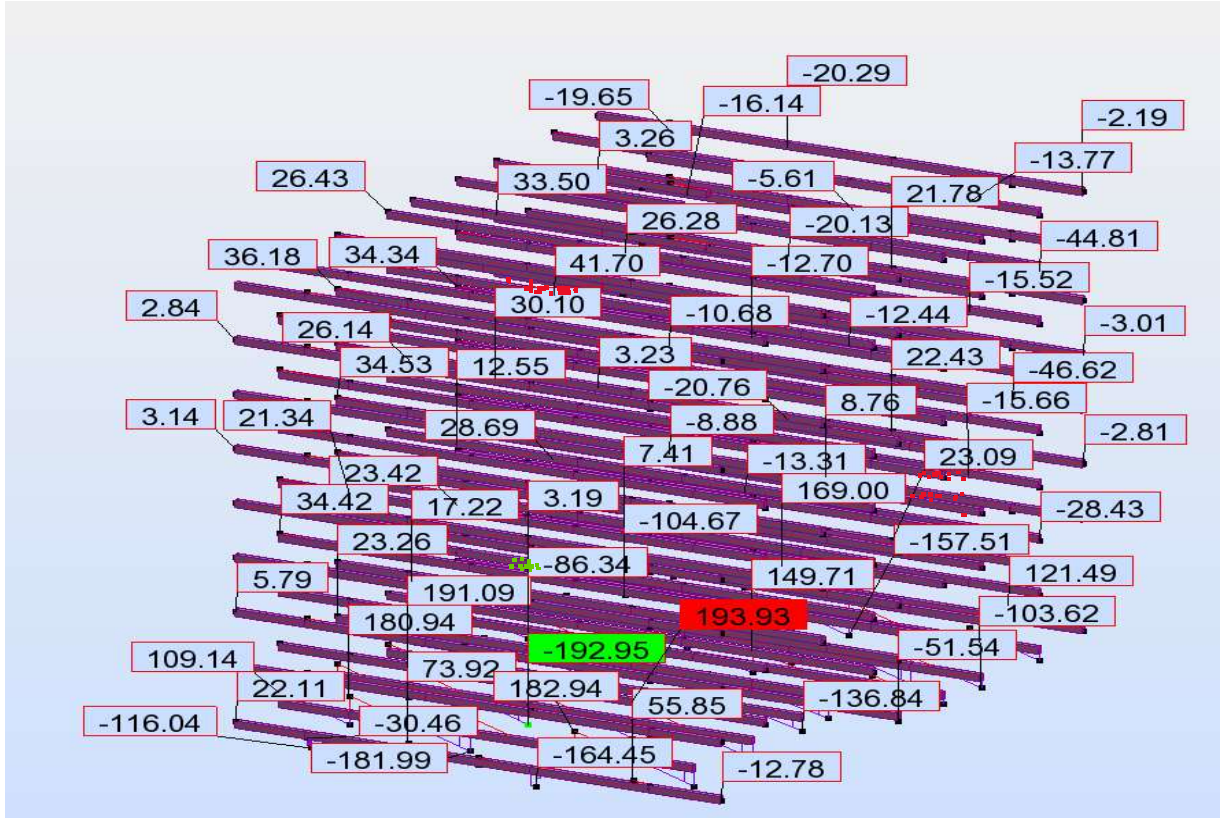
comprimée: $\sigma_s' = 393,2$ (MPa)

Calcul de Section

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

➤ Vérification des contraintes tangente limite ultime :

Article BAEL A 5.1.21



iii. Figure VI.4 : Effort tranchant appliqué sur Poutre principale

$$V_u = 193,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{193930}{300 \times 410} = 1,58 \text{ MPa}$$

- Fissuration peut nuisibles $\Rightarrow \tau = \overline{\text{Min}} (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

$$\Rightarrow \tau = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 1,58 \text{ MPa}$$

Donc Condition vérifiée.

➤ Vérification contrainte de compression (la bielle) :

Article BAEL A 5.1.313

$$V_u < 0.267 \times b_0 \times a_0 \times F_{c28}$$

$$a_0 = a - 2 - c$$

$$a_0 = 440 - 20 - 25 = 395 \text{ mm}$$

$$102,86 \text{ KN} < 395 \text{ KN}$$

➤ Vérification des armatures inférieure :

Article BAEL A 5.1.31

$$A_s = \frac{Vu}{\frac{F_e E}{\gamma_s}} = \frac{193930}{\frac{500}{1.15}} = 3,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Adopte}} = 9,24 \text{ cm}^2 > 3,37 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_L ; b_0 / 10) \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq \min (45 / 35 ; 1,4 ; 30 / 10) \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq \min (1,29 ; 1,4 ; 3) \text{ cm.}$$

- On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ Avec une nuance d'acier RL 235

.Les cadres et les étriers seront perpendiculaire à la ligne moyenne ($\alpha=90^\circ$)

➤ Espacement des armatures transversales

- D'après RPA99 version 2003

1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h / 4 ; 12 \Phi_L ; 30) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min (4,5 ; 16,80 ; 30) \text{ cm.}$$

Donc : $S_t = 10 \text{ cm.}$

2) Zone courante:

$$S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

- La section transversale At selon RPA99 version 2003

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30$$

$$A_t \geq 1,80 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_t = 4 \text{ } \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification des espacements selon le BAEL 91 réviser 99

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 41 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 36,9 \text{ cm.}$$

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

$$S_t \leq 0,8 \times A_t \times F_e / (b (2 - 0,3 \times K_x \times F_{tj})).$$

$$S_t \leq 0,8 \times 2,01 \times 215 / (30 \times (2 - 0,3 \times 1 \times 2,1)).$$

$$S_t \leq 26,22 \text{ cm.}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$L_r \geq 40 \phi_{\max} = 40 \times 2,01 = 80 \text{ cm. (ZONE IIa)}$

$L_r = 60 \text{ cm}$

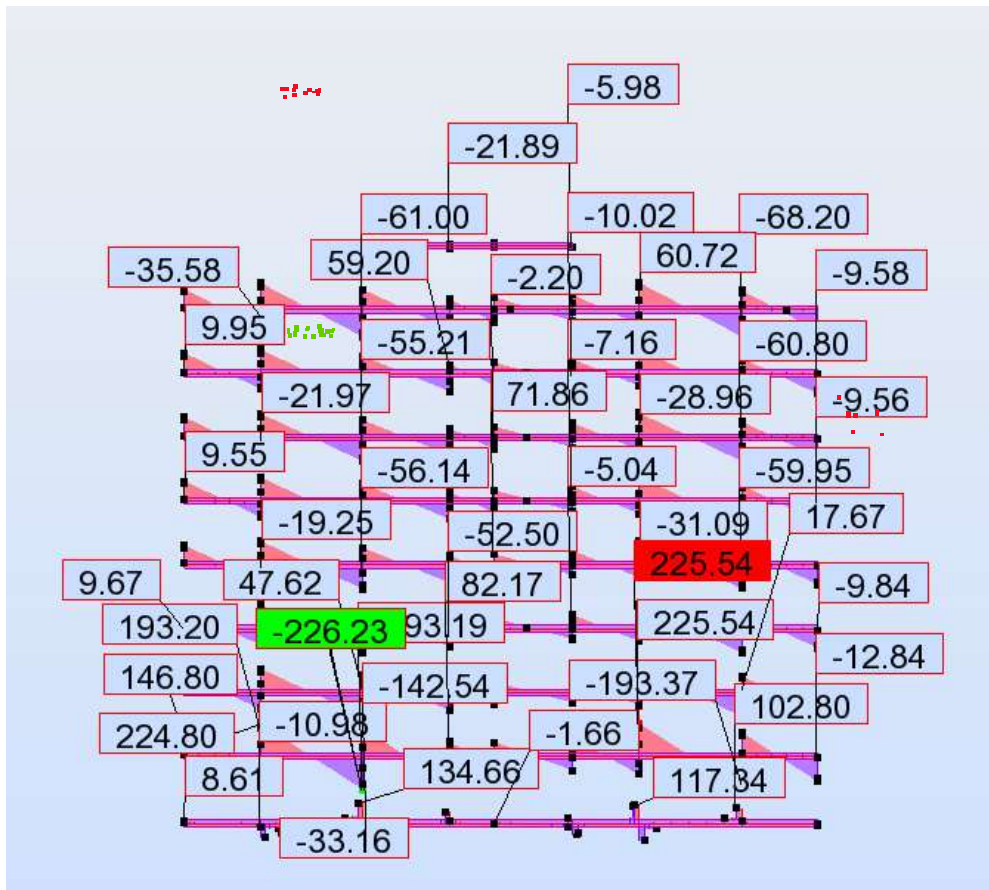
Enrobage :

$C = \max (C_1 \ C_2 \ C_g)$

$$\text{Avec : } \begin{cases} C_1 = \max \begin{cases} \Phi = 2 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \end{cases} \\ C_2 = 3 \text{ cm fiss peu nuisible} \\ C_g = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

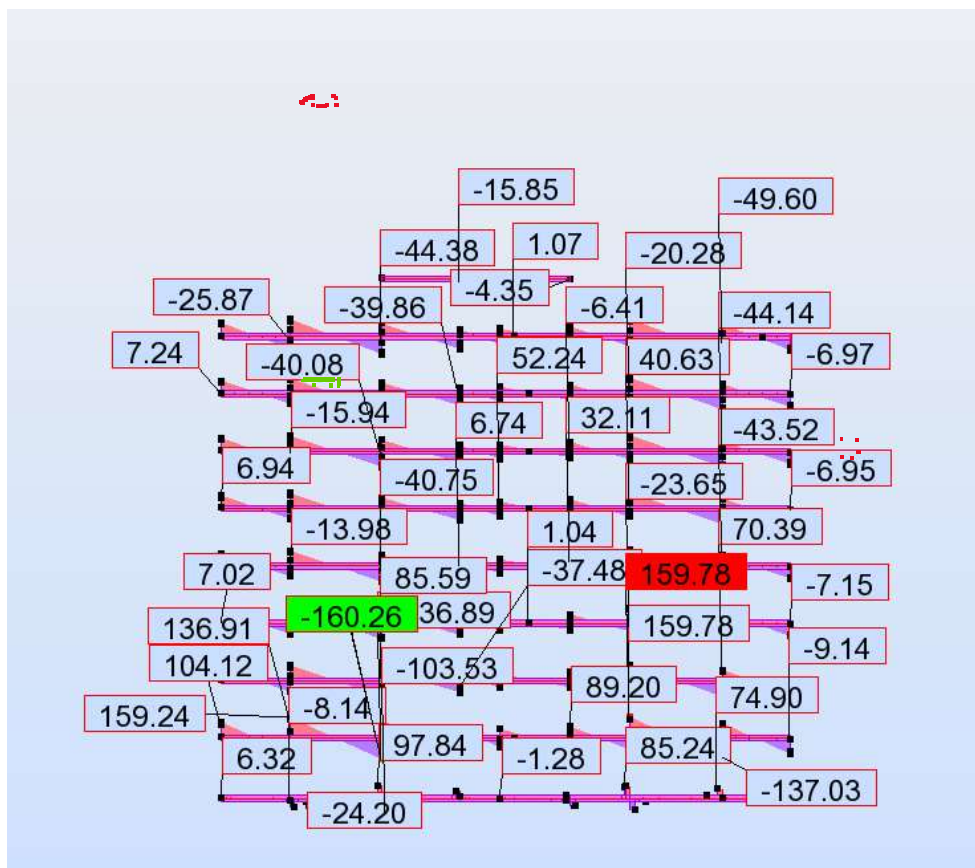
Donc : $C = 2,5$

VI.4.3 Poutres Secondaires (30x35) :



iv. Figure VI.5 : Moment des poutres secondaires à ELU

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



v. Figure VI.6 : Moment des poutres secondaires à ELS

Avec les mêmes calculs et les mêmes vérifications, on obtient le ferrailage suivant :

Récapitulation des Calculs du ferrailage des poutres :

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

d. Tableau VI.4 : ferrailage des poutres :

La zone	As min BAEL cm ²	As min RPA cm ²	As calculée cm ²		As adopté
			As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	
Appui	1,19	6,75	9,8	15,7	3HA16 FILAN + 3HA16 RENF
Travée					3HA16 FILAN + 5HA16 RENF
Appui	0,91	5,2	9,9	22,3	3HA16 FILAN + 2HA16 RENF
Travée					6HA16 FILAN 6HA16 FILAN

VI.4.3 Ferrailage des poutres principales et secondaire « RDC » :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

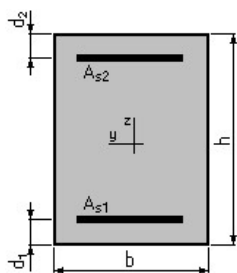
Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	63,33	-76,03
Etat Limite de Service	45,79	-55,18
Etat Limite Ultime (Accidentel)	190,60	-192,50

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 9,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,50 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 63,33$	(kN*m)	$M_{\min} = -76,03$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	2,21		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 6,4$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 40,0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,76$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 213,2$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 45,79$ (kN*m) $M_{\min} = -55,18$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,69

Position de l'axe neutre: $y = 13,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 38,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 147,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 54,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 190,60$ (kN*m) $M_{\min} = -192,50$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 40,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,75$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 211,5$ (MPa)

Poutre secondaire :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

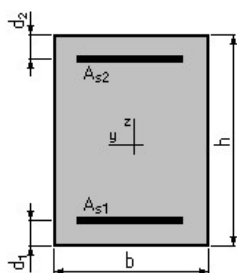
Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	103,89	-149,47
Etat Limite de Service	74,30	-106,45
Etat Limite Ultime (Accidentel)	74,67	-162,25

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 10,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 14,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 2,56 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 103,89$ (kN*m) $M_{\min} = -149,47$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,28 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,92$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 385,2$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 74,30$ (kN*m) $M_{\min} = -106,45$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 13,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 139,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 74,67$ (kN*m) $M_{\min} = -162,25$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,99$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 398,9$ (MPa)

VI.5 Ferrailage des voiles de contreventement :

VI.5.1.Introduction :

Les voiles sont principalement des éléments verticaux qui permettent de transférer les charges et les surcharges aux fondations, et ils ont pour mission de reprendre la majorité des efforts horizontaux causés par les séismes.

VI.5.2. Les combinaisons d'actions :

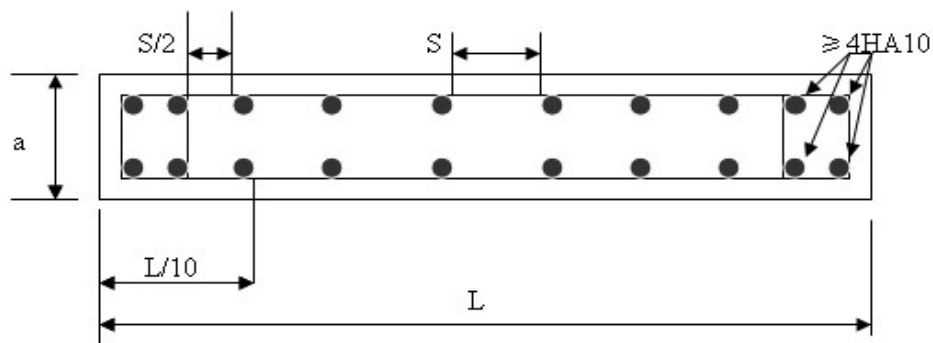
Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement à la flexion simple et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M , ces derniers seront tirés à partir du logiciel **ETABS v9.7.4** sous les combinaisons d'actions suivantes :

-Selon le règlement **BAEL 91**(situation durable) :

- **E L U** $1,35 G + 1,5 Q$
- **E L S** $G + Q$

-Selon le **RPA 99** (situation accidentelle) :

- **G + Q + EX**
- **G + Q + EY**
- **0,8G ± EX**
- **0,8G ± EY**



i. v. Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.5.3.Le ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par RPA99v2003

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

a) Ferrailage verticale : (art 7.7.4.1. RPA)

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.

- A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

b) Ferrailage horizontal : (art 7.7.4.2. RPA)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Règles communes : (art 7.7.4.3. RPA)

➤ Section minimale d'armatures :

- 0,15 % de la section globale du voile
- 0,10 % en zone courante
 - Espacement des aciers horizontaux et verticaux :

$$St \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

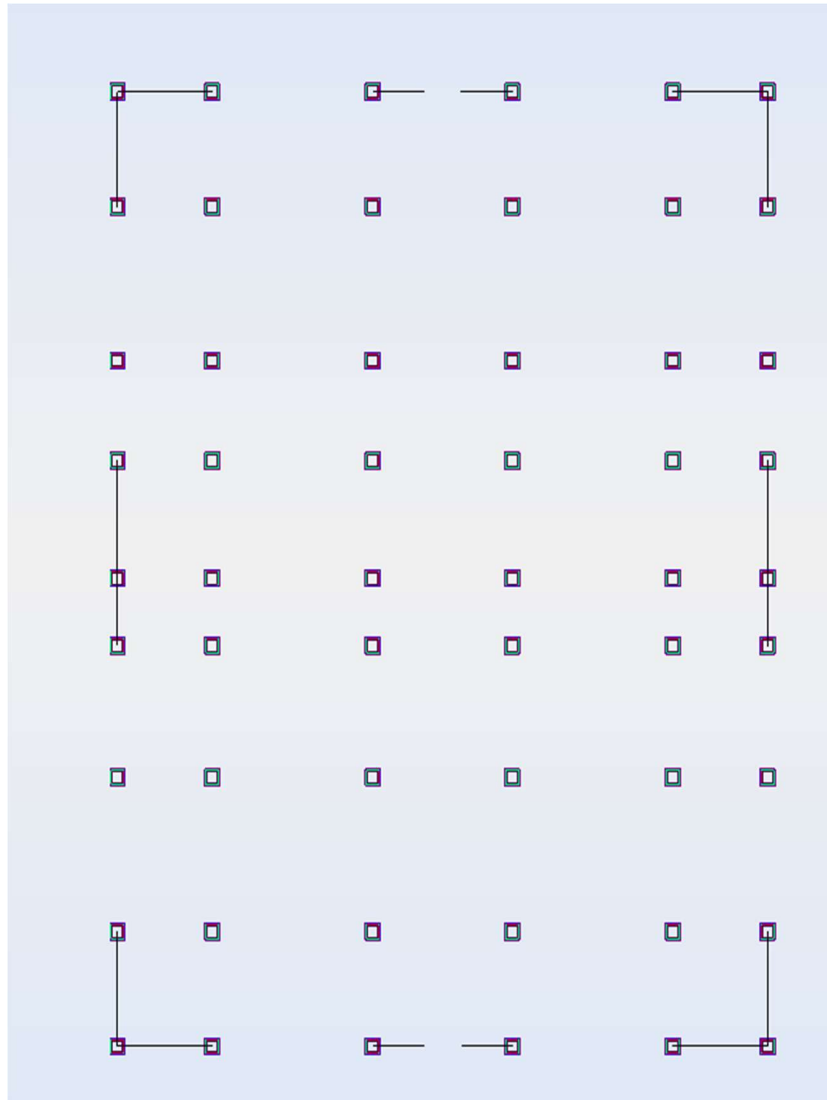
a : épaisseur du voile

➤ Longueur de recouvrement :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.5.4. Plan de repérage des voiles :



ii. Figure VI .8 : Plan de repérage des voiles.

❖ Exemple de calcul :


▪ VERTICALEMENT:

Nous allons détailler le calcul du voile « V1 » du niveau RDC de section $(15 \times 380) \text{ cm}^2$, ce dernier sera calculé verticalement dans les deux plans en envisageant les cas de figure suivants :

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

 **Plan 1-2 : (1^{er} cas : $N_{\max} / M_{33\text{cor}}$) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = -2707.60 \text{ KN} \\ M_{33 \text{ corre}} = -93.94 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{(Sous la combinaison : ELU)}$$

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 357/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (93.94 / 2707.60) + 0,02 = 0,05$$

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = 0,7l_0 = 2,50\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2,50}{3,12} = 0,8\text{m}$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,05}{3,12} = 0,32$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,8 < \max(15; 0,32) = 15 \rightarrow CV$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{69.43}{69.43 + 12.25} \Rightarrow \alpha = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,50^2}{3,12 \times 10^4} (2 + 0,85 \times 2) = 0,0022\text{m} \quad \text{telque : } \phi = 2$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 2707.60 \times 0,052 = 140.80 \text{ KN.m} \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,05 + 0,0022) = 0,052 \text{ m} \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,052 + \left(2.81 - \frac{3,12}{2}\right) = 1,25 \text{ m} \\ M_{ua} = N.e_a = 3384.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Ferrailage :**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$
$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3384.5 \times 10^{-3}}{0,15 \times (2.81)^2 \times 14,2} = 0,201$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

d-Excentricité à l'ELS :

- Effort normal : $N_{ser} = -1556.23 \text{ KN}$.

- Moment fléchissant : $M_{ser} = -81.68 \text{ KN.m}$

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (81.68/1556.23) = 0,052$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,052 + \left(2.81 - \frac{3,12}{2}\right) = 1,30 \text{ m} \\ M_{sera} = N_{ser}.e_a = 2023.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = \frac{3384.5}{2023.1} = 1,67$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0,391$$

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

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 2.47 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{3384.5 \times 10}{2.47 \times 435} = 31.50 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée:

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 31.50 - \frac{2707.60 \times 10}{435} = -30.74 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

Section minimale :

- **Selon BAEL :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 15 \times 281 = 4.07 \text{ cm}^2$$


- **Selon RPA 99:**

$$A_{\min} = 0,15\%bh$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 312 = 7.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A, \text{ On prend : } A_{\min} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Soit : T12 avec un espacement de 15cm.

 **Plan 1-2 : (2^{ème} cas M_{33max} / N_{cor})**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{33 \text{ max}} = -55.57 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corre}} = 2407.22 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \text{(Sous la combinaison : 0,8.G.EY)}$$

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 357/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2cm

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (55.57 / 2407.22) + 0.02 = 0,023\text{m}$$

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = 0,7l_0 = 2,50\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2,50}{3,12} = 0,8\text{m}$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,023}{3,12} = 0.147$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,8 < \max(15; 0.147) = 15 \rightarrow CV$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{69.43}{69.43 + 12.25} \Rightarrow \alpha = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2.5^2}{3,12 \times 10^4} (2 + 0,85 \times 2) = 0,0022\text{m} \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 2407.22 \times 0,025 = 60.18 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,023 + 0,0022) = 0,0252\text{m} \end{array} \right.$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,025 + \left(2,81 - \frac{3,12}{2}\right) = 1,28m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 3081,24 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

• **Ferrailage**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3081,24 \times 10^{-3}}{0,15 \times (2,81)^2 \times 18,478} = 0,140$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

d-Excentricité a ELS :

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (81,68 / 1556,23) = 0,052$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,052 + \left(2,81 - \frac{3,12}{2}\right) = 1,30 \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 2023,1 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{3081,24}{2023,1} = 1,52$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0,34$$

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

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 2,57 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{3081,24 \times 10}{2,57 \times 500} = 23,98 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée:

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 23,98 - \frac{2407,22 \times 10}{500} = -24,16 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Section minimale :

- Selon BAEL :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 15 \times 281 = 4.07 \text{ cm}^2 \text{ au droit de la face du béton tendu}$$

- Selon RPA 99:

$$A_{\min} = 0,15\%bh$$

$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 312 = 7.02 \text{ cm}^2$ représentant la section d'armature verticale totale sur toute la section droite.

Donc on adopte un ferrailage vertical en T12 avec un espacement de 15cm.

➤ Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

Selon le BAEL :(chap. 7Art 3-1)

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

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

Avec :

S_t : Espacement d'armatures.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_e : Limite élastique.

$k=0$: (Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage).

- Selon le RPA : (Art 7.7.2 du RPA99 V2003)

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{1u}$$

b₀: Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9 × h

h : Hauteur totale de la section brute.

D' autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- $A_{\min} = 0.15\%$ Globalement dans la section du voile
- $A_{\min} = 0.10\%$ En zone courante

Exemple de calcul :

V = 296.99KN → pour le voile « V1 » du RDC

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 296,99 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9 \times 2,81} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

- **Selon BAEL :**

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8f_e}$$

$$S_t \leq \min (1,5 \times a; 30\text{cm}) \text{ Soit: } S_t = 15\text{cm.}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$A_t \geq (0,15 \times 0,15 \times 1,09 \times 10^4) / (0,8 \times 500)$$

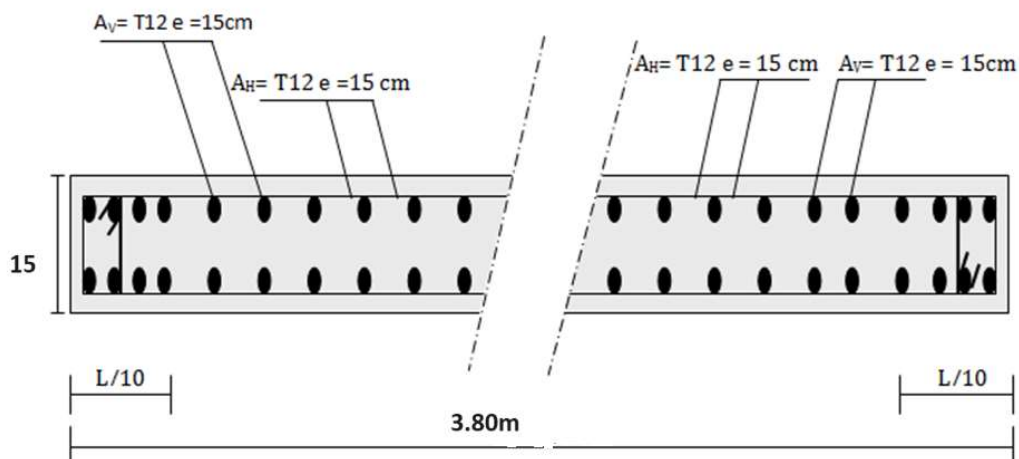
$$\Rightarrow A_t \geq 0,61 \text{ cm}^2$$

Pour un espacement de 15cm.

▪ **Selon RPA :**

$$A_{t \min} = 0,15\% \times 15 \times 312 = 7,02 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage horizontal en **T12** avec **esp=15cm**.



iii. Figure.VI .9 : Exemple de ferrailage du voile V1.

VI.6 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons réalisé une étude portique des éléments structuraux. Nous avons effectué des calculs sur le ferrailage des poteaux et des poutres, ce qui nous a permis de nous familiariser avec les concepts fondamentaux et les principes de justifications des éléments structuraux résistants aux différentes sollicitations statiques et sismiques. De plus, nous avons pu remplacer des sections d'acier théoriques par un choix de ferrailage pratique qui allie économie et stabilité. Nous avons également vérifié cette étude en fonction des règles de **B.A.E.L91** et **RPA99v2003**.

CHAPITRE 7 :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Introduction :

L'infrastructure comprend l'ensemble des composants structuraux qui déplacent les charges de la structure vers le sol, assurant ainsi la stabilité et la sécurité de l'édifice. Il est possible de transmettre cette transmission de façon directe (semelles directement posées sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur des pieux : fondations profondes), dans le but de diminuer les tassements différentiels et les déplacements face aux forces horizontales. La conception et la réalisation de l'ouvrage sont donc indispensables pour assurer le bon fonctionnement de l'ensemble. Des techniques de dimensionnement et de renforcement sont employées pour assurer l'efficacité et l'adaptation des fondations aux conditions géotechniques particulières du site, ce qui permet la construction de bâtiments solides et durables.

VII.2 Paramètre pris en compte dans le choix des fondations

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VII.3. Classification des fondations :

- Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c))
- Fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

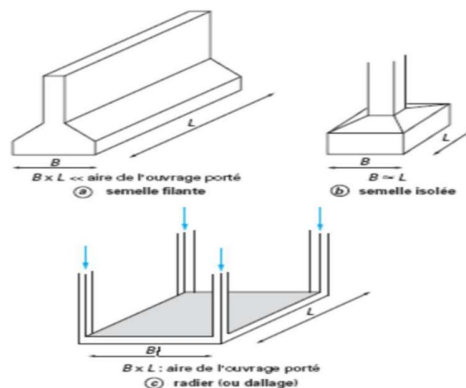


Figure VII.1 : Fondation superficielle (Semelle filante(a), Semelle isolée(b), Radier général(c))



Figure VII.2 : Type des fondations superficielles

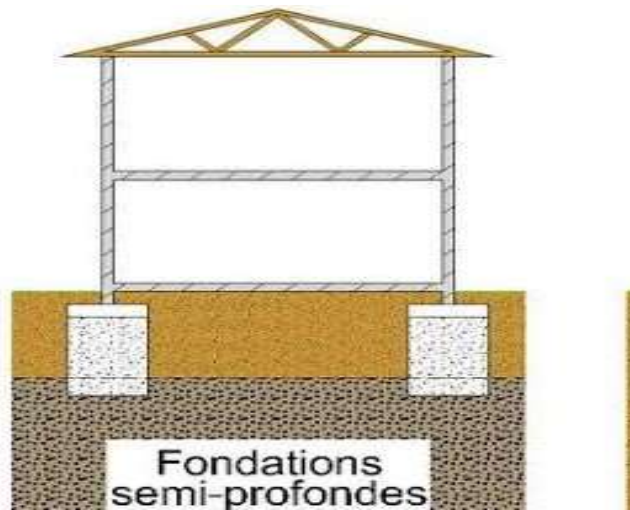


Figure VII.3 : Fondations semi-profondes et profondes.

VII.4 Combinaisons de calcul des fondations :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1) [1], se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

D'après le DTR BC.2.33.1 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec (A, B) : Dimensions de la semelle isolées

N : Effort normale a la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol = 1,5 bars

θ : langle de frottement 30

On a: $a = b \Rightarrow A = B \Rightarrow a / b = A / B = K = 1$

Avec a et b dimensions de la section droite du poteau.

L'effort normal de la section obtenue par le logiciel ROBOT est :

N max = 115089,55KN

On doit vérifier la contrainte dans le poteau par l'égalité 7.1

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \leq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{Donc : } S_{\text{semelle}} = 575,45 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 918,23 \text{ m}^2$

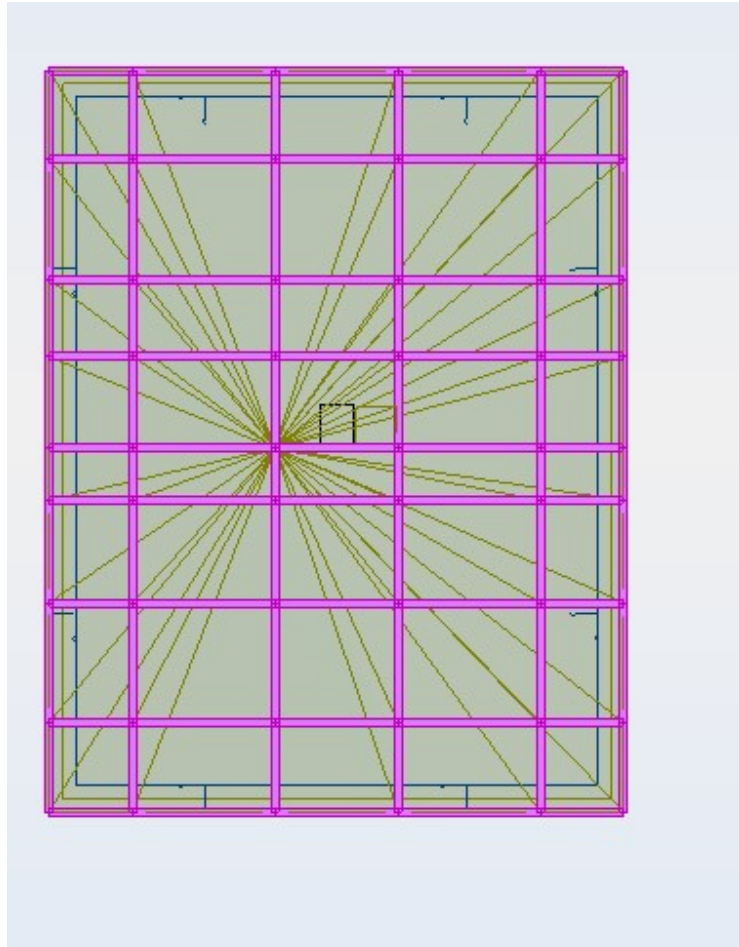


Figure VII.4 : panneau de radier

$$\frac{S_{semelles}}{S_{Batiment}} = \frac{575,45}{918,23} = 0,63$$

La surface totale des semelles isolées représente 63% de la surface du bâtiment.

VII.5 Conclusion :

Étant donné que la surface totale des semelles représente plus de 50 % de la surface d'emprise de l'ouvrage, il a été nécessaire d'envisager la solution du radier général comme base.

VII.6 Étude du radier :

Définition :

Un radier général est un ensemble de fondations en béton armé qui s'étend sur toute la surface du bâtiment. Il est composé d'un sol renversé. Son objectif est de répartir les charges de la structure de manière uniforme sur le sol, garantissant ainsi une répartition équilibrée des contraintes.

Le radier général présent les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Rapidité d'exécution.

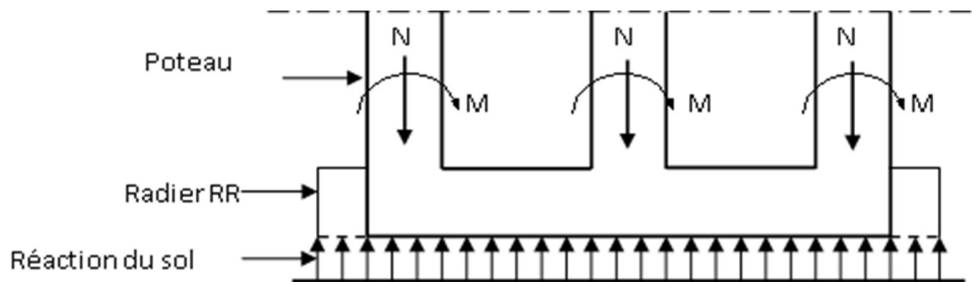


Figure VII.5 : Schéma statique du Radier

VII.7 Pré dimensionnement du radier :

La pré-dimensionnement de ce dernier implique de mesurer sa hauteur afin de faire face aux efforts de la superstructure et à l'effet de sous-pression. Cette hauteur doit respecter les critères suivants :

- Condition forfaitaire
- Condition rigidité.
- Vérification de non cisaillement.
- Vérification de non poinçonnement.

VII.7.1 Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} < hr < \frac{L}{5} \Rightarrow \frac{6,4}{8} < hr < \frac{6,4}{5} \Rightarrow 80 \text{ cm} < hr < 128 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du radier : $hr = 85\text{cm}$

VII.7.2 Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par } L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 32000 \text{ MPa}$.

I : inertie du radier

K_z : coefficient de réaction du sol.

b : la dimension maximale du radier

D'après le rapport géotechnique du sol $K_z = 55 \text{ MPa/m}$.

La longueur b est défini comme étant la longueur maximale de panneau $L_{\max} = 6,4 \text{ m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 55}{32000} \left(\frac{2 \cdot 6,4}{3,14}\right)^4} = 90 \text{ cm}$$

On prend $h = 90 \text{ cm}$

VII.7.3 Hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{6,4}{10} = 0,64 \text{ m}$$

On prend $h_n = 65 \text{ cm}$

VII.7.4 Épaisseur de la dalle du radier :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{6,4}{20} = 32 \text{ cm}$$

VII.8 Vérification de non poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

N_u : Effort Normal à l'état limite ultime

U_c : Périmètre critique

h : Hauteur total de radier

F_{c28} : la résistance après 28 jours

γ_b :

$$N_u = 3142,32 \text{ KN}$$

$$U_c = 2(a + h) + 2(b + h).$$

a, b : dimension de poteau

h : hauteur total de radier

$$a = 60 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm}$$

$$U_c = 4.4 \text{ m} \quad \text{---}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4.4 \times 1.20 \times \frac{25}{1.5}$$

VII.9 Détermination des sollicitations :

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

ELU :

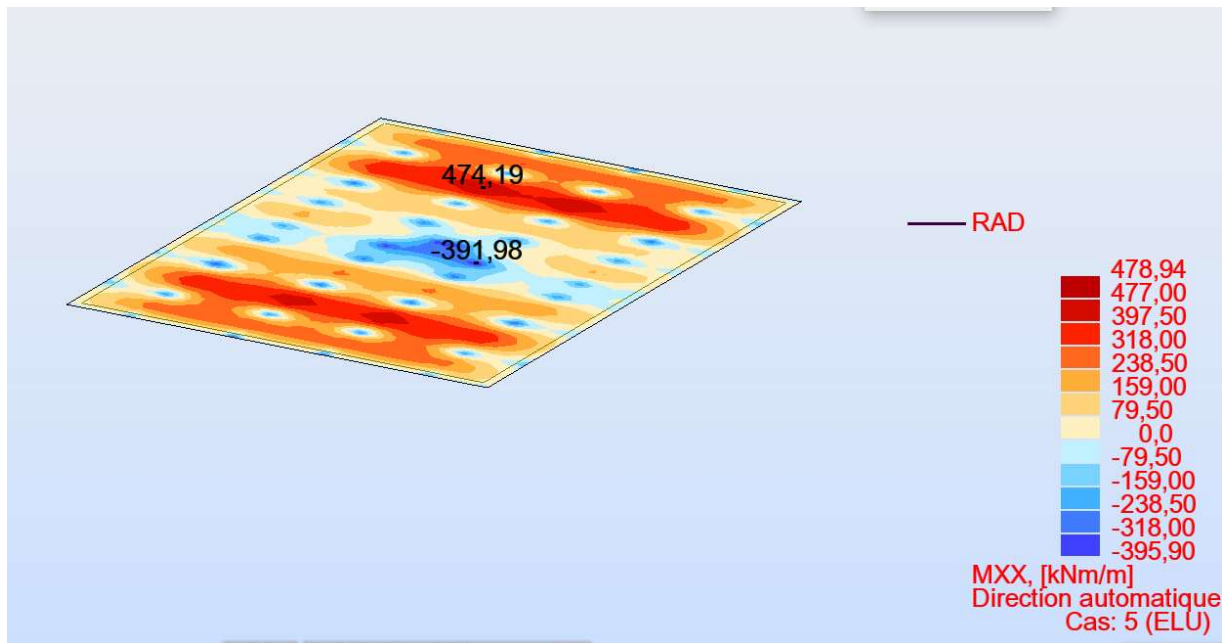


Figure VII.6 : Moment suivant direction X

ELS :

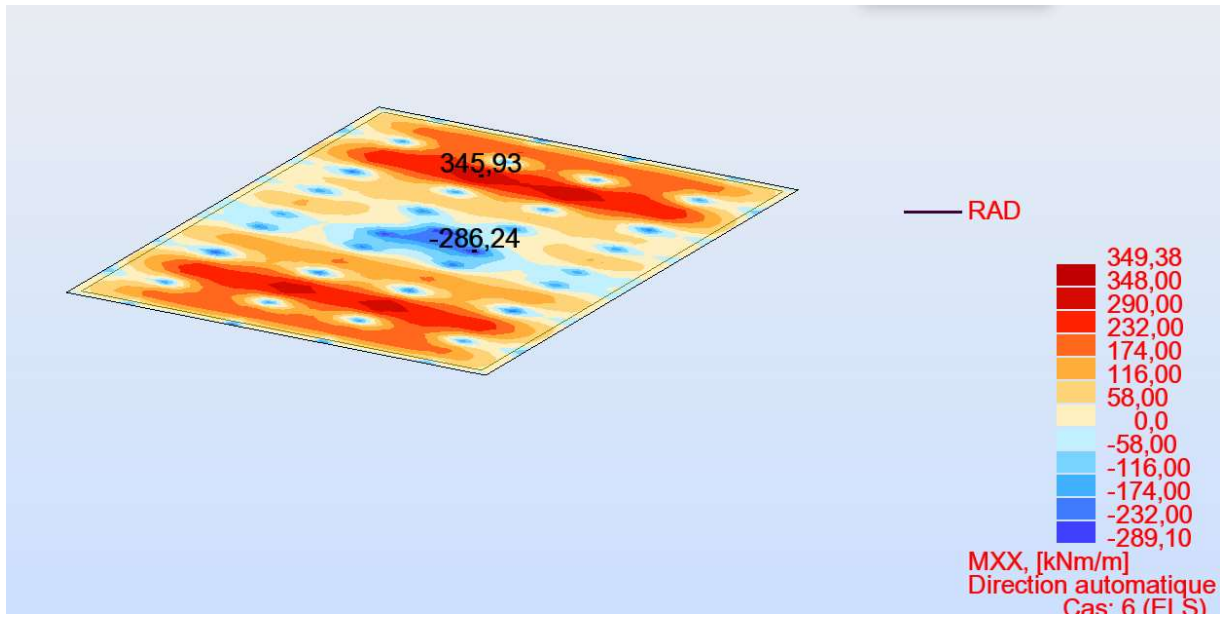


Figure VII.7 : Moment suivant direction X

ELU :

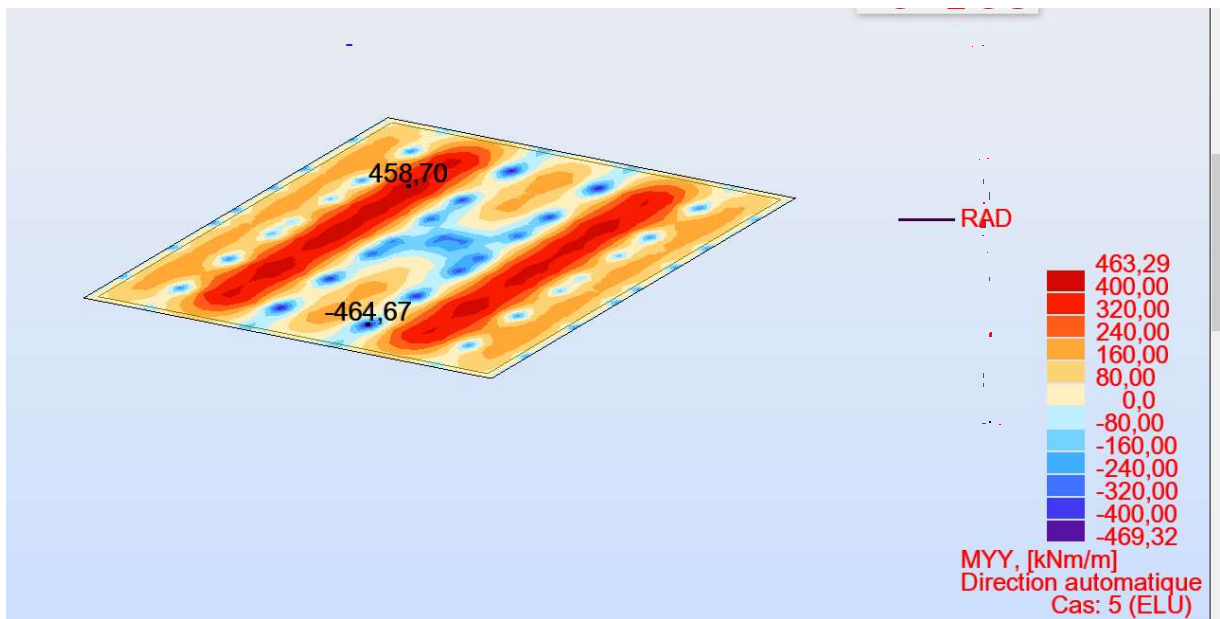


Figure VII.8 : Moment suivant direction Y

ELS :

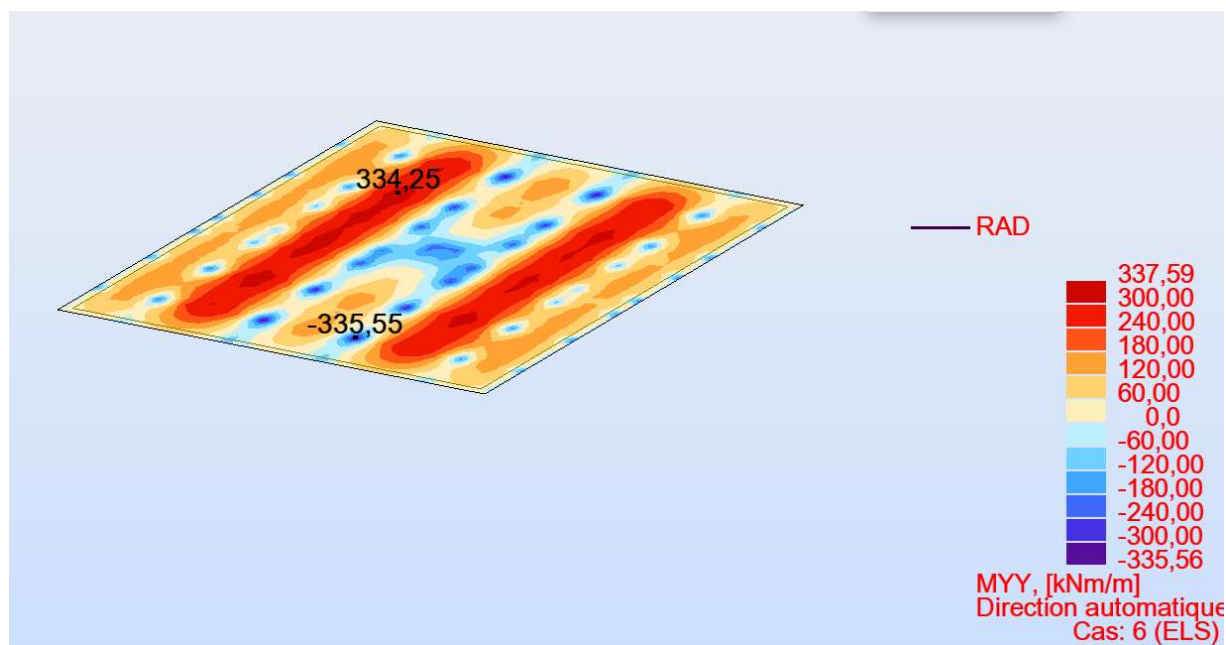


Figure VII.9 : Moment suivant direction Y

- Les Sollicitation du radier d'après robot sont récapitulées dans le tableau suivant :

Le moment négatif tend les fibres supérieures

TABLEAU VII.1 : LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS SUR LE RADIER.

Direction	Niveau	Les cas		
		ELU (KN)	ELS (KN)	ACC (KN)
XX	Appui	-391,98	-286,24	-105,07
	Travée	474,19	345,93	468,90
YY	Appui	-464,67	-335,55	-159,27
	Travée	458,7	334,25	452,05

VII.10 Ferrailage du radier :

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fait l'aide d'EXPERT BA 2010

- CALCUL DES ARMATURES :

Xx

Calcul de Section en Flexion Simple

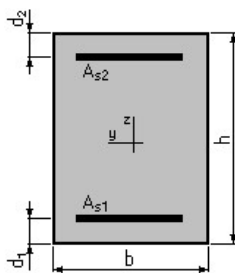
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 85,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	474,19	-391,98
Etat Limite de Service	345,93	-286,24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	468,90	-105,07

4. Résultats:

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 15,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 8,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,42 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 474,19 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -391,98 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 77,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,89 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Comprimée: $\sigma_s' = 16,2 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 345,93 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -286,24 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 17,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 74,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Comprimée: $\sigma_s' = 40,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 468,90 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -105,07 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,54 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 77,6 \text{ (cm)}$

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,81$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 3,5$ (MPa)

yy

Calcul de Section en Flexion Simple

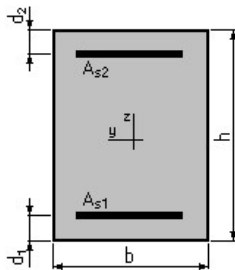
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 85,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	458,70	-464,67
Etat Limite de Service	334,25	-335,55
Etat Limite Ultime (Accidentel)	452,05	-159,27

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 18,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 8,0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,45$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 458,70$ (kN*m) $M_{\min} = -464,67$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 77,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,86$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 36,3$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 334,25$ (kN*m) $M_{\min} = -335,55$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 74,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 46,2$ (MPa)

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 452,05$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -159,27$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,54 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 5,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 77,7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,79$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 22,2$ (MPa)

Les calculs sont récapitulés dans ce tableau suivant avec $e = 15$ cm :

TABLEAU VII.2 : FERRAILLAGE DE RADIER

Direction	Niveau	As calculée cm ²		As adopté
		As inférieure (cm ²)	As supérieure (cm ²)	
XX	Appui	18,5	0	7HA14 Filante 7HA14 Renforcement
	Travée	0	15,3	6HA14 Filante 6HA14 Renforcement
YY	Travée	17,9	0	7HA14 Filante 7HA14 Renforcemen
	Appui	0	18	7HA14 Filante 7HA14 Renforcement

Vérification de l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

c.1 Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre « y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

-Moment d'inertie « I » :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=3$ cm ; $d=27$ cm ; $b=100$ cm ; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU VII.3 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DU RADIER

Direction	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Appui	-286,24	21,56	15,5	264005.196	7.29	Vérifiée	209.95	Vérifiée
Travée	345,93	18,5	20	420458.156	7.63	Vérifiée	143.13	Vérifiée

VII.11 Calcul les nervure (libage) :

La nervure est perçue comme une poutre renversée en raison de l'inversement des signes des moments à la travée, ce qui lui permet de soutenir et de supporter une charge sous forme de trapèze pour Ly (la portée maximale) et de triangle pour Lx (la portée inférieure).

On est tenu de déterminer le diagramme de moment de flexion au niveau appui et travée

Et pris en compte que

- En appui les fibres supérieures sont tendues
- En travée les fibres inférieure sont tendues

- Sollicitation de la nervure d'après robot :

TABLEAU VII.4 : LES SOLLICITATIONS SUR LE RADIER

Niveau	Les combinaisons		
	ELU (KN)	ELS (KN)	ACC (KN)
Appui	318,44	230,48	312,08
Travée	-230,88	-168,15	-221,28

VII.12 Ferrailage des nervures :

Le ferrailage se fait avec logiciel ROBOT EXPERT BA

Calcul de Section en Flexion Simple

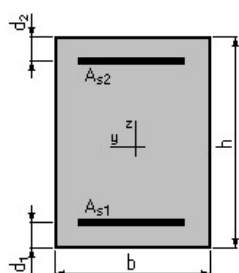
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 85,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	318,44	-230,88
Etat Limite de Service	230,48	-168,15
Etat Limite Ultime (Accidentel)	312,08	-221,28

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 9,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,8$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,78$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 318,44$ (kN*m) $M_{\min} = -230,88$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,31	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 10,3$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 75,9$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,49$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)
Comprimée:	$\sigma_s' = 72,6$	(MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 230,48$ (kN*m) $M_{\min} = -168,15$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 22,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 72,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,9$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
Tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Comprimée: $\sigma_s' = 53,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 312,08$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -221,28$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,54 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 9,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 76,1$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,40$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 61,9$ (MPa)

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times 35 \times 80 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{s \text{ min}} = 2,7 \text{ cm}$$

TABLEAU VII.5 : FERRAILLAGE DU RADIER

Niveau	As Inferieure (cm ²)	As supérieure (cm ²)	Armatures appliquées
Appui	12,6	0	8HA16
Travée	0	9,1	6HA14

VII.13 Vérification à l'effort tranchant

- Vérification de la contrainte tangente limite ultime :

BAEL91 Révisé 99 Article A 5.1.21

$$V_{\max} = 670,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{670320}{350 \times 800} = 2,39 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte de compression du béton (la bielle):

BAEL91 Révisé 99 Article A 5.1.311

$$V_u < 0.267 \times b_0 \times a_0 \times F_{c28}$$

$$a_0 = a - 2 - c$$

$$a_0 = 350 - 20 - 25 = 305 \text{ mm}$$

$$305 \text{ KN} < 670,32 \text{ KN}$$

Condition vérifier

➤ Vérification des armatures inférieure :

BAEL91 Révisé 99 Article A 5.1.31

$$A_s = \frac{Vu}{\frac{F_e E}{\gamma_s}} = \frac{670320}{\frac{500}{1.15}} = 11,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Adopte}} = 18.48 > 11,66 \text{ cm}^2$$

➤ Contrainte moyenne de comparaisons :

BAEL91 Révisé 99 Article A 5.1.312

$$\frac{R_u}{b_0 \times a_0} < \frac{1.3 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } R_u = M_d + M_g$$

$$\frac{670320}{350 \times 850} = 2,25 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

VII.14. Etude des voiles périphériques :

VII. 14.1. Introduction :

On considère les voiles périphériques du sous-sol comme des dalles (en console) qui sont encastées dans le plancher du sous-sol et qui seront soumises aux poussés de terre. Ces voiles sont construits afin de protéger la terre et présentent les caractéristiques suivantes :

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \text{ (Poids spécifique pour une terre argileux).}$$

$$\varphi = 35^\circ \text{ (Angle de frottement).}$$

VII.14.2. Les dimensions du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontale et vertical).

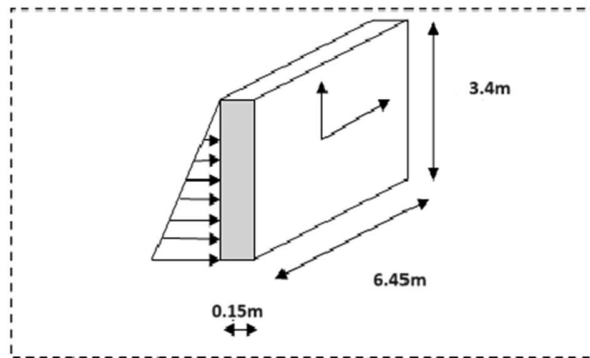


Figure IV.10 : Schéma du voile périphérique.

VII.14.3. Calcul de la force de poussée des terres :

$$p = \frac{1}{2} \times \gamma \times (H)^2 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$p = \frac{1}{2} \times 18 \times (3,40)^2 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) = 28.19 \text{ KN} / \text{ml}$$

VII.14.4. Les sollicitations :

- ELU : $q_u = 1,35 \times P = 38.06 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_{\text{ser}} = P = 28.19 \text{ KN/m}^2$

$$L_x = 3,4m.$$

$$L_y = 6.45m.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{6,45} = 0,53.$$

$\alpha = 0,53 > 0,40$ \longleftrightarrow La dalle porte sur les deux directions(x, y)

A l'état limite ultime (E.L.U) :

$$\alpha = 0,53 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = 0,092 \\ \mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95(1 - \alpha)^2] = 0,22 \end{cases}$$

VI.14.5. Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,092 \times 38,06 \times (3,4)^2 = 40,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,22 \times 40,48 = 8,91 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments dans la dalle :

- Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{ox} = 34,41 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 7,57 \text{ KN.m}$$

- Les moments en appuis :

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_{ox} = 20,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_{oy} = 4,46 \text{ KN.m}$$

❖ **Valeurs minimales à respecter :**

- En travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow M_{ty} = 7,57 < \frac{34,41}{4} = 8,60 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{CNV}$$

- En appui :

$$M_{ay} = M_{ax} = 20,24 \text{ KN.m}$$

IV.14.6. Le ferrailage :

La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{38,06}{28,19} = 1,35.$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1,35 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,28$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (0,15) = 0,135 \text{ m.}$$

En travée :

➤ Selon X : $M_{tx} = 34,41 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{34,41 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,132$$

$$\mu_{bu} = 0,132 < \mu_{lu} = 0,282 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,132 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 \times (1 - 0,6 \times 0,132) = 12,43 \text{ cm.}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa.}$$

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$\text{Section d'acier : } A_{tr} = \frac{M_{tx}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{34,41 \times 10^3}{12,43 \times 435} = 6,36 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

➤ Selon Y : $M_{ty} = 7,57 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,57 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,029$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_{lu} = 0,282 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,029 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5 \times (1 - 0,6 \times 0,029) = 13,27 \text{ cm}.$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}.$$

$$\text{Section d'acier : } A_{tr} = \frac{M_{ty}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{7,57 \times 10^3}{13,27 \times 435} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

En appui :

➤ Selon X : $M_a = 20,24 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,24 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,078$$

$$\mu_{bu} = 0,078 < \mu_{lu} = 0,282 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,078 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5 \times (1 - 0,6 \times 0,078) = 12,87 \text{ cm}.$$

$$\text{Section d'acier : } A_{ap} = \frac{M_{ax}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{20,24 \times 10^3}{12,87 \times 435} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

❖ **Sections minimales des armatures :**

➤ **Selon y :**

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Pour l'acier $feE500$

$$A_{ymin} = 0,8 \times h = 0,8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{ty} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{A_{ty} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

$$A_{ay} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{A_{ay} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

➤ **Selon x :**

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{ymin} = \frac{3-0,53}{2} \times 1,2 = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{tx} = 6,36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{A_{tx} = 6,36 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{ax} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{A_{ax} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

Choix des diamètres :

$$\text{Il faut que } \Phi < \frac{h}{10} \text{ (}\Phi \text{ et } h \text{ en mm)} \Rightarrow \Phi < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}.$$

❖ **Choix des aciers et espacement maximum des armatures S_t :**

➤ **Sens L_x :**

$$A_{tx} = 6,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3 \times h \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3 \times 15 = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \text{ max} = 33 \text{ cm}$$

Choix des barres : **6T12 ; esp = 15 cm.**

➤ **Sens L_y :**

$$A_{ty} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 4 \times h \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$St \leq \min \begin{cases} 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$St_{\max} = 45 \text{ cm}$$

Choix des barres : **T12 ; esp = 15 cm.**

❖ **Chapeau**

$$A_a = 3,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des barres : **4T12 ; esp = 15 cm.**

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

Sollicitation ultimes : $\alpha \geq 0,4$

$$\alpha \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{38,06 \times 3,4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,53}{2}} = 51,15 \text{ KN} \\ V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{38,06 \times 3,4}{3} = 43,13 \text{ KN} \leq V_{ux} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d}$$

$$V_{u\max} = 51,15 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{51,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,38 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ lim}} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_{u \text{ lim}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme (Les armatures qui reprennent l'effort tranchant).

VII.15 Conclusion :

Nous avons réalisé le calcul du ferrailage et des fondations dans le chapitre précédent. Après une étude de diverses fondations, nous avons opté pour l'utilisation d'un radier nervuré, car c'était la solution la plus économique.

Le radier nervuré offre des avantages considérables en ce qui concerne la résistance, la répartition des charges et les performances structurelles.

Les nervures du radier renforcent la rigidité et la résistance de la fondation et offrent une stabilité accrue face aux forces horizontales, telles que les charges sismiques.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Après avoir terminé ce projet, je peux affirmer que ce mémoire représente une véritable expérience de connaissance, où j'ai acquis de nombreuses connaissances dans le domaine du Génie Civil.

J'ai eu l'opportunité d'acquérir des connaissances que je n'avais pas encore rencontrées pendant mes études universitaires, comme :

- ❖ La modélisation des structures tridimensionnelles à l'aide du logiciel « ROBOT », qui se spécialise dans le domaine du bâtiment et offre une économie de temps remarquable, avec une précision remarquable dans les résultats.
- ❖ Les plans techniques peuvent être dessinés à l'aide de « l'AUTO-CAD », un logiciel extrêmement performant pour tous les travaux de dessin.

En outre, le stage pratique que j'ai réalisé au SONATRACH a été extrêmement enrichissant pour moi, car j'ai acquis de nombreuses connaissances en matière de génie civil, en particulier la phase d'étude avec le logiciel de calcul tridimensionnel « ROBOT2014 ». De plus, j'ai également acquis de nombreuses connaissances en consultant les Ingénieurs sur divers problèmes concrets.

Par ailleurs ; cette étude m'a permis de développer mes compétences en informatique en effectuant toutes les étapes d'un projet (modélisation, dimensionnement, étude, calcul, dessin et saisie), ce qui devient essentiel dans tous les secteurs professionnels.

Bibliographie

Les Livres :

Béton armé Généralités par Jean PERCHAT

- Les Règlements : Règles BAEL91 modifiées99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- Règles Parasismiques Algériennes ; Edition CGS(RPA99/version2003).
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre1988. Règles de conception et de calcul des structures en
- Béton Armé C.B.A .93. Edition Décembre 1993.

Les mémoires de fin d'étude :

Fodil, meriem, laribi ,tarek . Etude d'un bâtiment en béton armé a usage multiple (S.sol+RDC+11 étages) . mascara ,2023 ,162. BOUSSEKAK , Rostom .Etude d'un bâtiment R + 9 + RDC + Sous-Sol à usaged'habitation .mascara ,2023,161

Logiciels utilisés:

- Logiciel AUTOCAD 2016
- Auto desk Robot Structural Analyse Professional 2014.
- Microsoft Office Word 2013.
- Expert BA 2010.
- Microsoft Office Excel 2013
- Microsoft Office power point 2007.

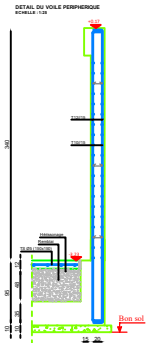
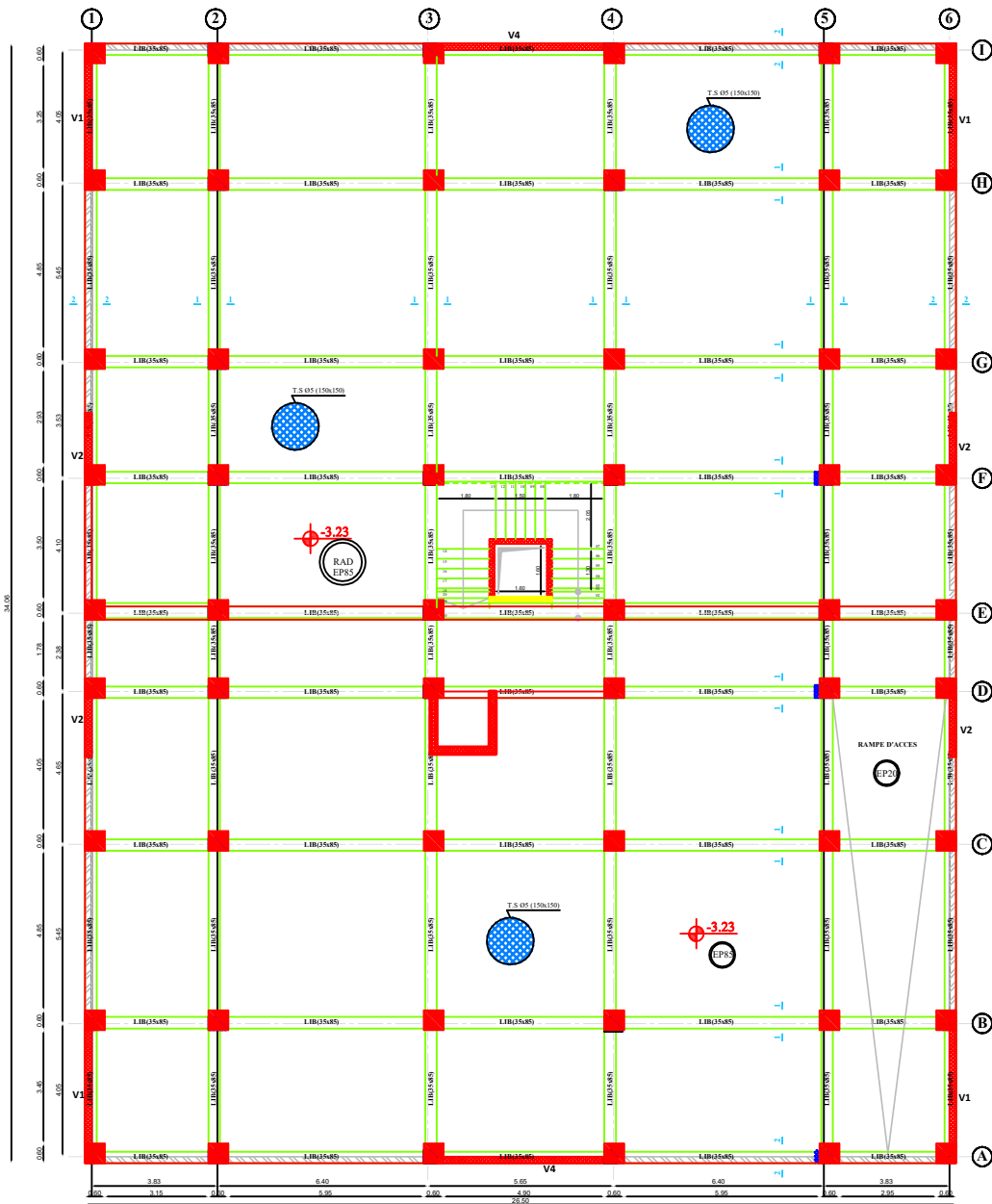
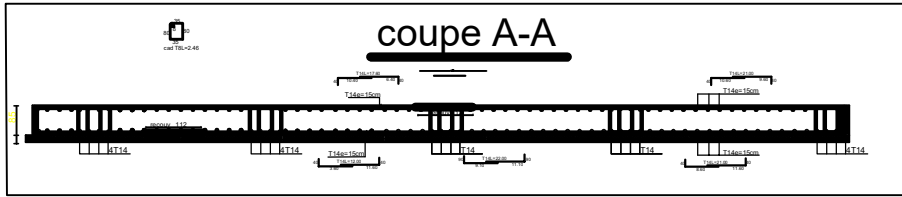
Annexes

ANNEXE 1
DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

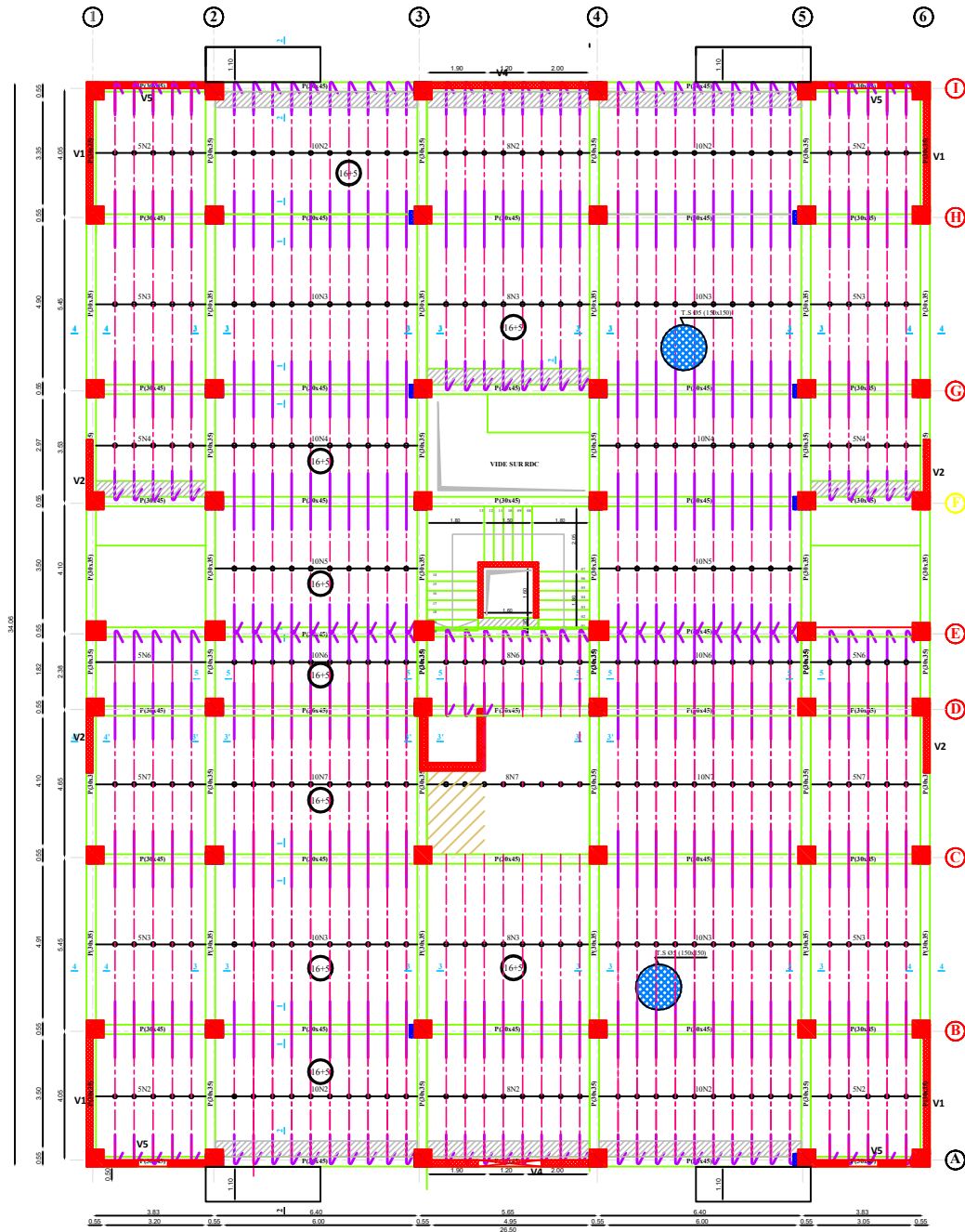
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2
SECTION RÉELLES D'ARMATURES
 Section en cm² de N armature ϕ en mm

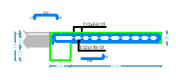
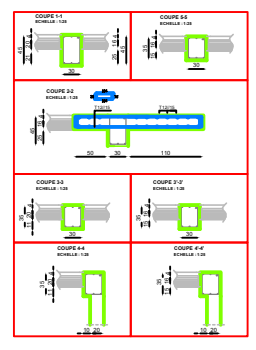
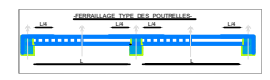
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil Projet : Etude d'une structure R+7 à usage d'habitation	OBSERVATION:
TITRE : COFFRAGE FONDATION	
ENCADRE PAR : -Dr MEKAÏDECH KHALFALLAH PRESENTE PAR :	PROMOTION: 2023/2024 PLAN:01

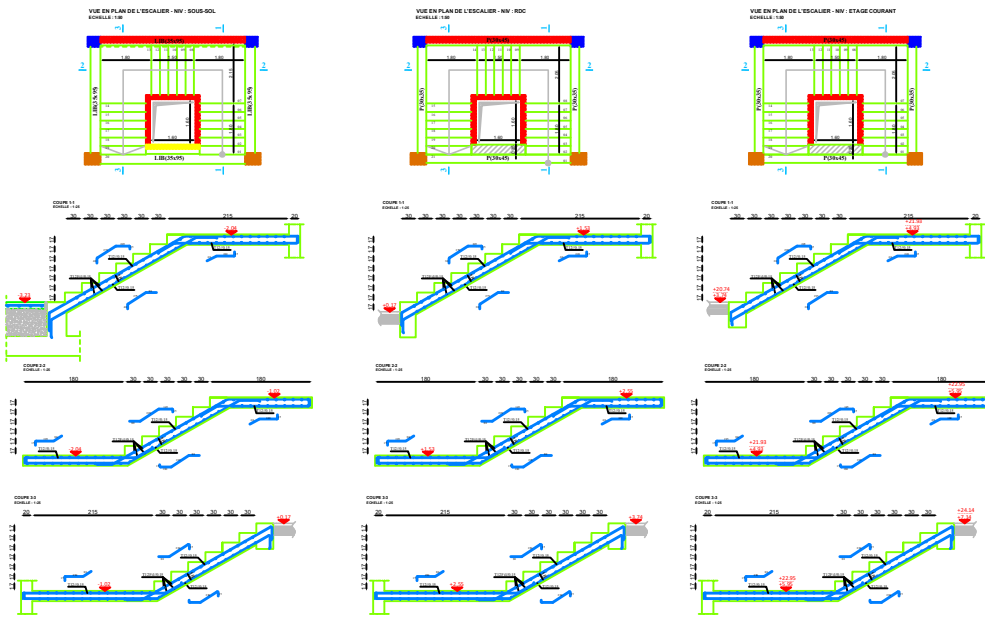


Niveau	Longueur Entre Axes	Acier Isot	Acier Iso	Espacement
N1	L = 3.55m	TT10	2T10	1T10
N2	L = 4.15m	TT10	2T10	1T10
N3	L = 5.25m	TT10	2T10	1T10
N4	L = 3.35m	TT10	2T10	1T10
N5	L = 4.15m	TT12	2T10	1T10
N6	L = 3.35m	TT12	2T10	1T10
N7	L = 4.65m	TT12	2T10	1T10

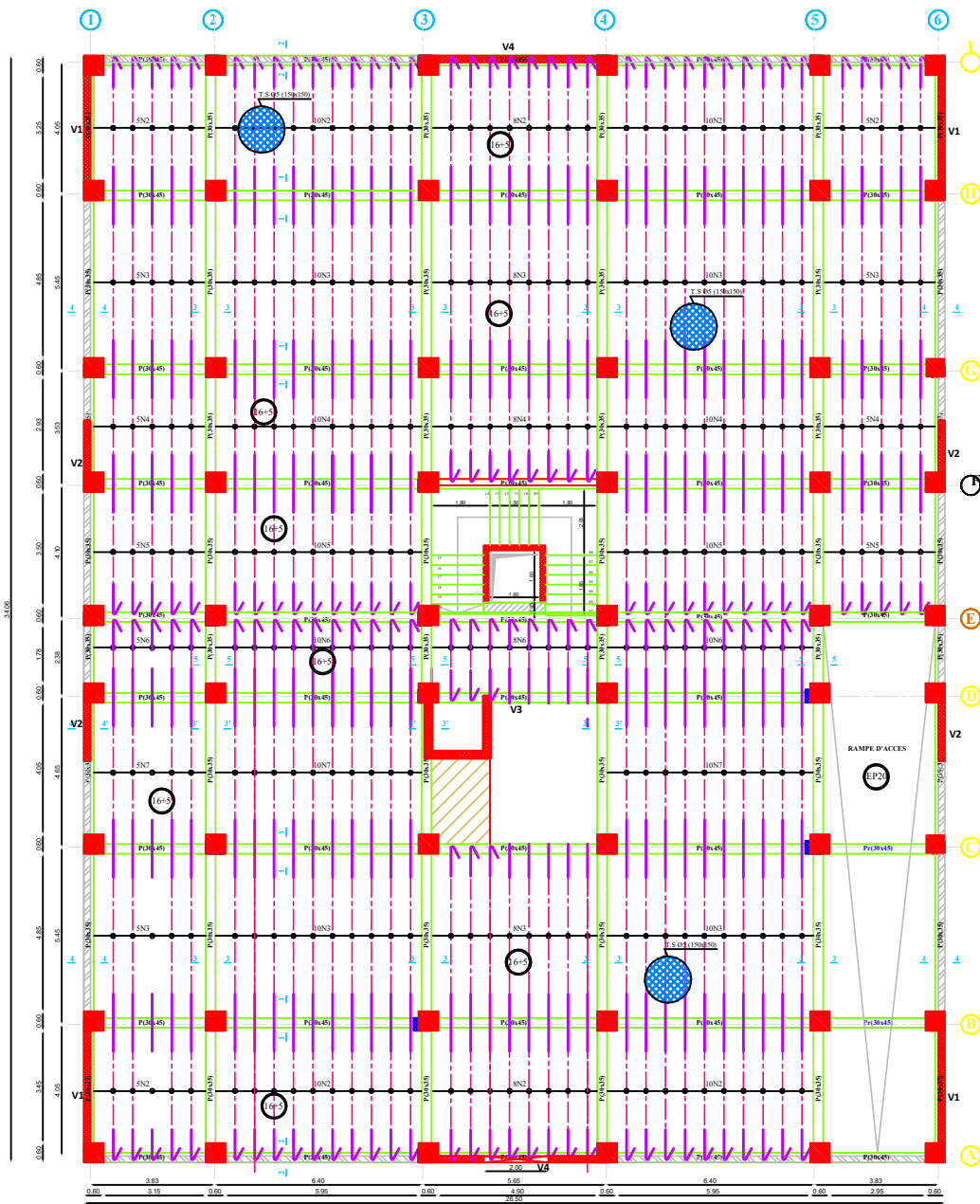


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADI MOSTAGANEM		OBSERVATION:	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil Projet : Etude d'une structure R+7 à usage d'habitation			
TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE DU PLANCHER HAUT RDC est fer Etage			
ENCADRE PAR : DR MEKAÏDECH KHALFALLAH PRESENTE PAR :		PROMOTION: 2023/2024	PLAN:01

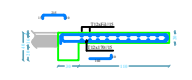
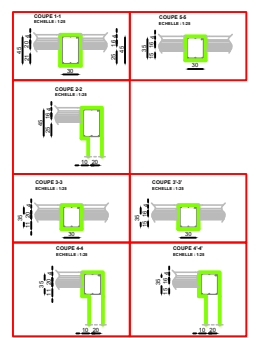
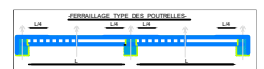
COFFRAGE & FERRAILLAGE DE L'ESCALIER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID BEN BACHA MOSTAGANEM		OBSERVATION:	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil Projet : Etude d'une structure Ra7 à usage d'habitation			
TITRE: COFFRAGE & FERRAILLAGE DE L'ESCALIER			
ENCADRE PAR: DR. MEHMOUD KHALFALLAH		PROMOTION: 2023/2024	PLANC



Niveau	Longueur Entre Axes	Axe 1	Axe 2	Axe 3	Espacement Étriers
N1	L = 6.85m	1T10	2T10	1T10	40/50cm
N2	L = 4.95m	1T10	2T10	1T10	40/50cm
N3	L = 5.20m	1T10	2T10	1T10	40/50cm
N4	L = 5.28m	1T10	2T10	1T10	40/50cm
N5	L = 4.50m	1T12	2T10	1T10	40/50cm
N6	L = 3.20m	1T12	2T10	1T10	40/50cm
N7	L = 4.60m	1T12	2T10	1T10	40/50cm



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BATS MOSTAGANEM

PROJET DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER II en genie civil
 Projet : Etude d'une structure R=7 a usage d'habitation

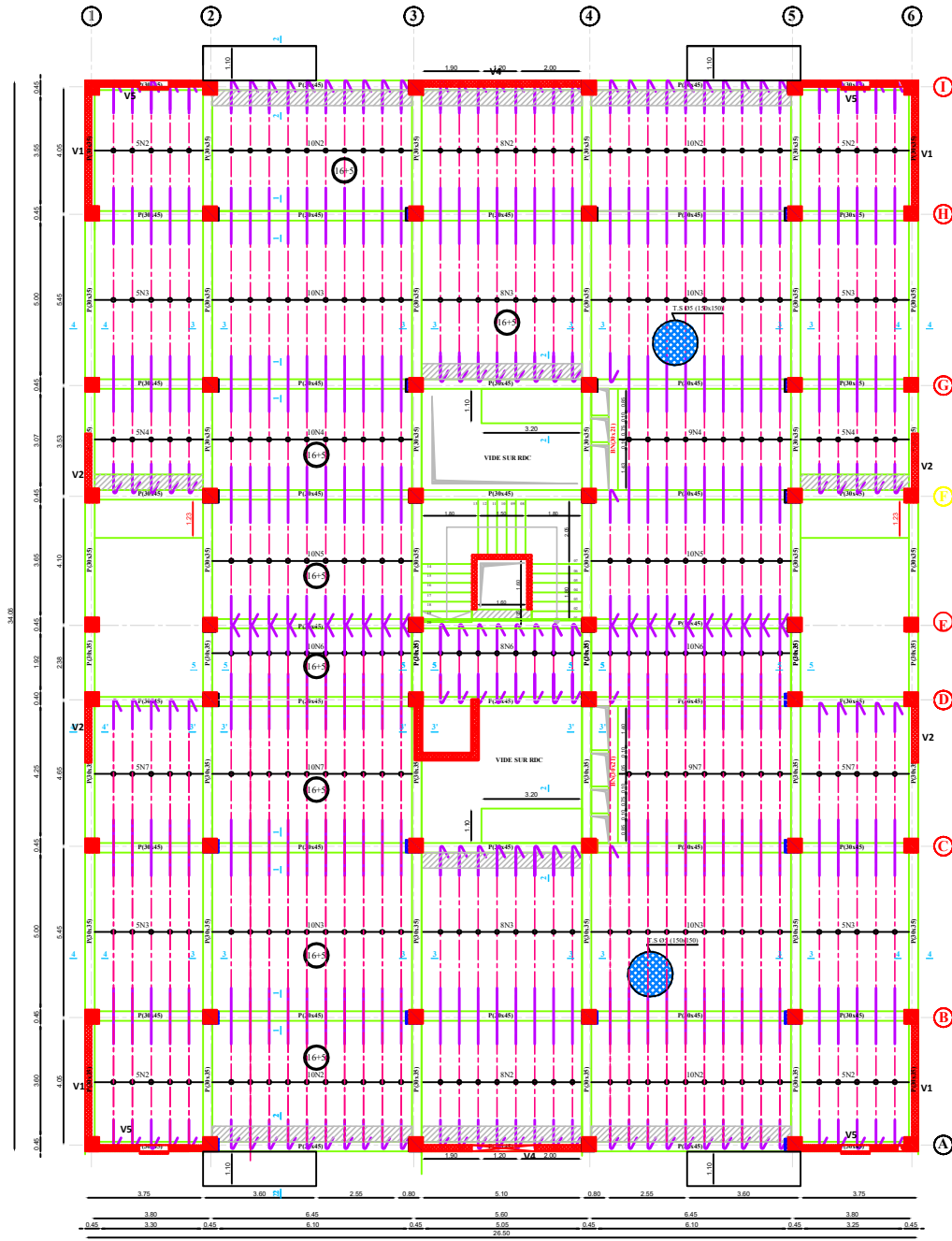
TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE DU PLANCHER HAUT SOUS-SO

ENCADRE PAR : DR MEKAÏDECH KHALFALLAH
 PRESENTE PAR :

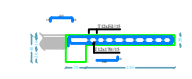
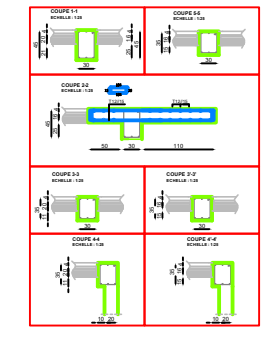
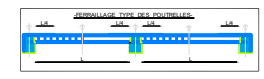
OBSERVATION:

PROMOTION: 2023/2024

PLAN: 01

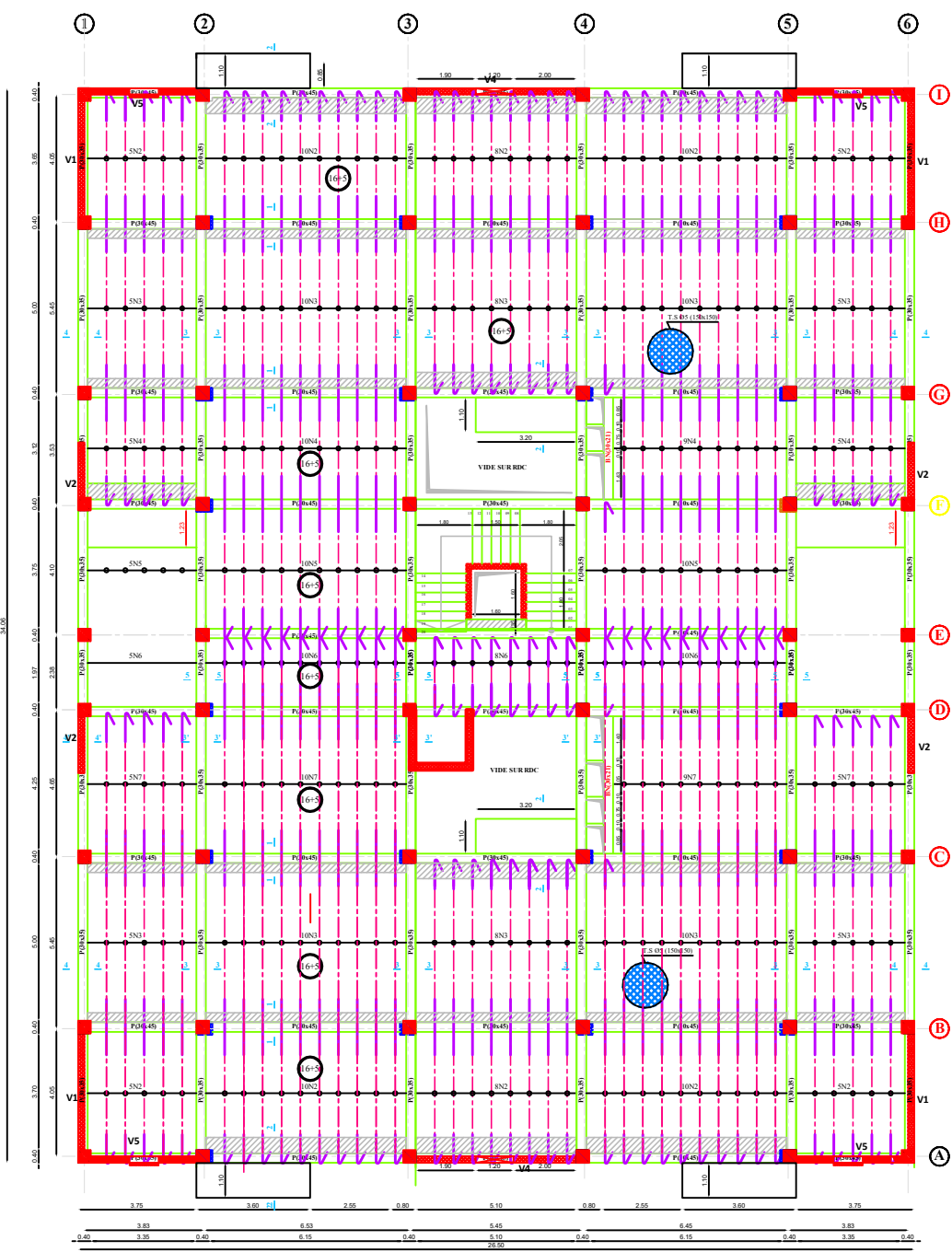
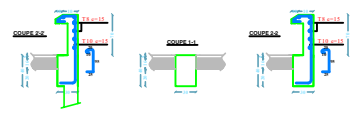


Niveau	Longueur Colonne	Acier 400	Acier 210	Espacement
N2	L=4.55m	1T10	2T10	1T10
N3	L=5.55m	1T10	2T10	1T10
N4	L=3.55m	1T10	2T10	1T10
N5	L=4.55m	1T10	2T10	1T10
N6	L=3.55m	1T10	2T10	1T10
N7	L=4.55m	1T10	2T10	1T10

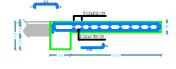
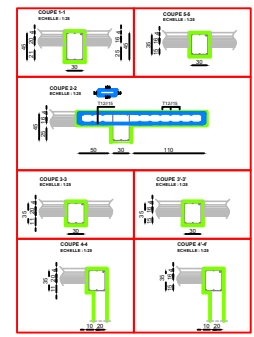
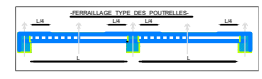


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID BEN BADES MOSTAGANEM	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil	OBSERVATION:
Projet - Etude d'une structure R+7 à usage d'habitation	
TITRE: COFFRAGE & FERRAILLAGE DU PLANCHER HAUT 4ème Etage et Same Etage	
ENCADRE PAR: MEHACHECH KHALFALLAH PRESENTE PAR:	PROMOTION: 2023/2024

PLAN:01

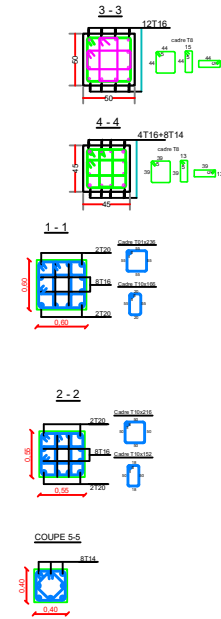
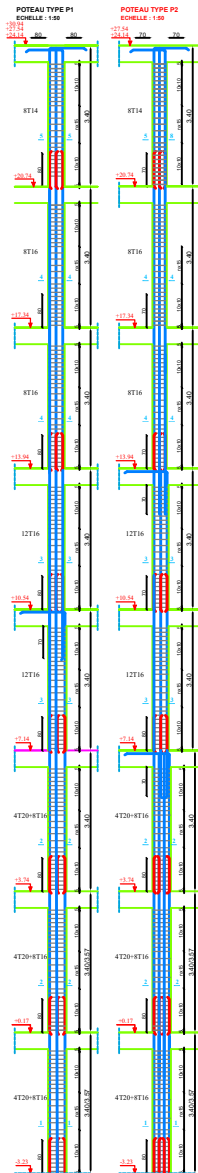
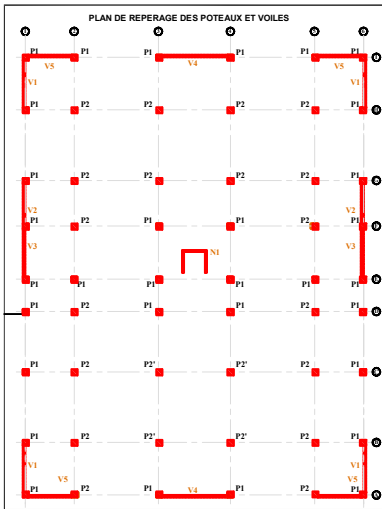
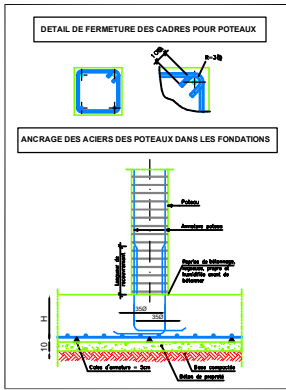
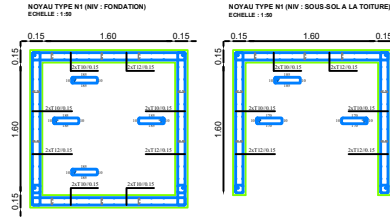


Niveau	Longueur Entre Ais	Axe 1	Axe 2	Axe 3	Espacement
N2	L = 4.15m	1T10	2T10	1T10	s/15cm
N3	L = 3.35m	1T10	2T10	1T10	s/15cm
N4	L = 3.35m	1T10	2T10	1T10	s/15cm
N5	L = 4.15m	1T10	2T10	1T10	s/15cm
N6	L = 3.35m	1T10	2T10	1T10	s/15cm
N7	L = 4.85m	1T10	2T10	1T10	s/15cm



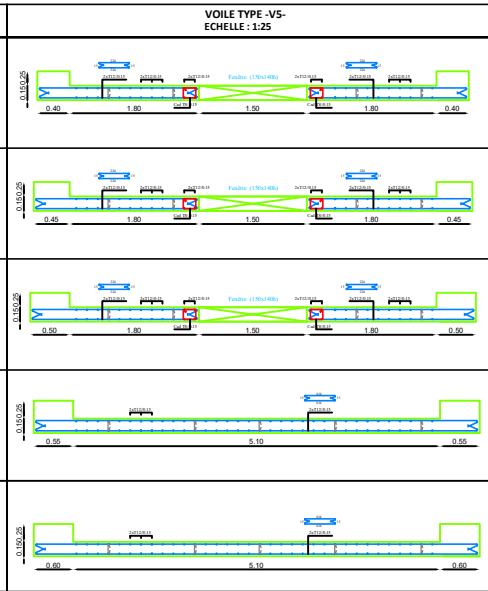
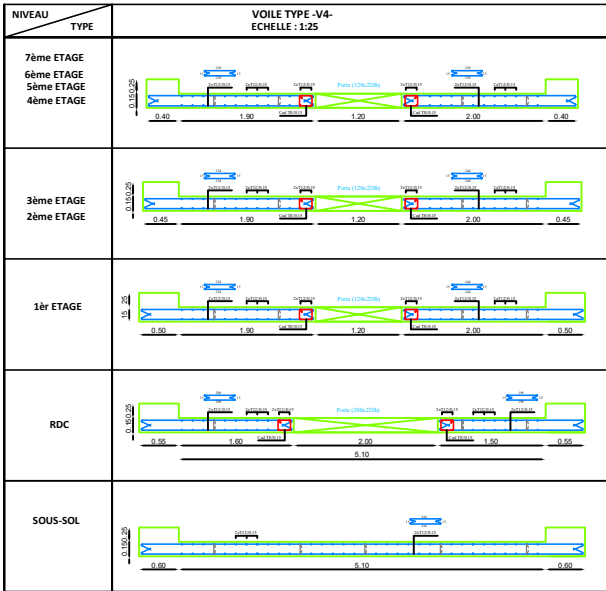
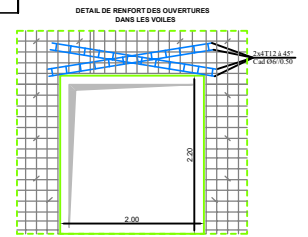
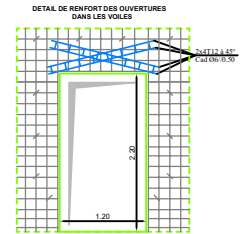
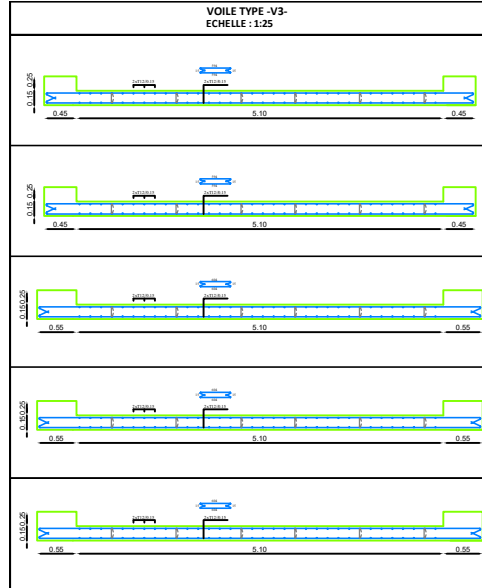
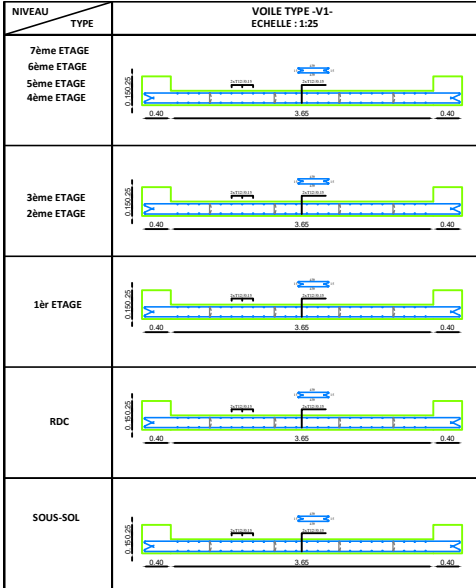
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADI MOSTAGANEM		OBSERVATION:	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil Projet : Etude d'une structure R+7 à usage d'habitation			
TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE DU PLANCHER HAUT 6ème Etage et Plaine Etage et terrasse			
ENCADRE PAR : DR MEKKADEGH KHALFALLAH	PRESENTE PAR :	PROMOTION: 2023/2024	PLAN:01

COFFRAGE & FERRAILLAGE DES POTEaux ET NOYAUX



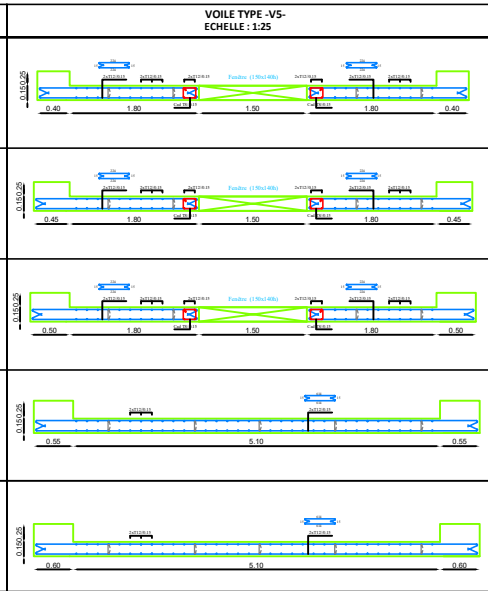
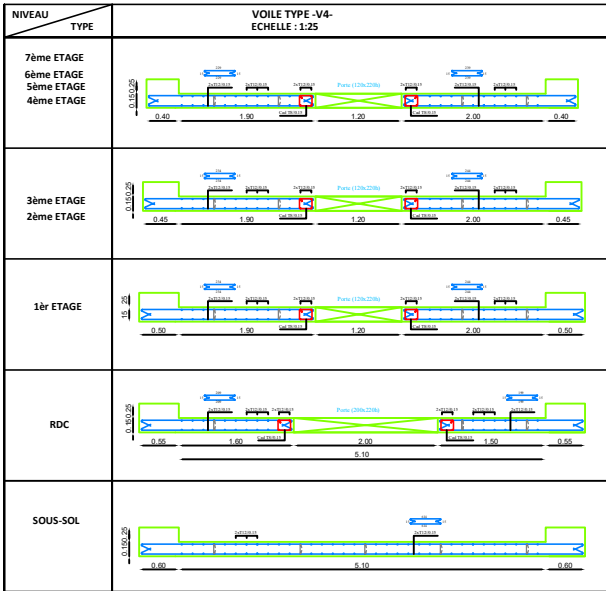
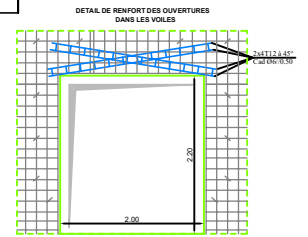
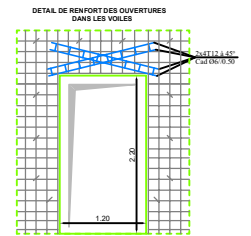
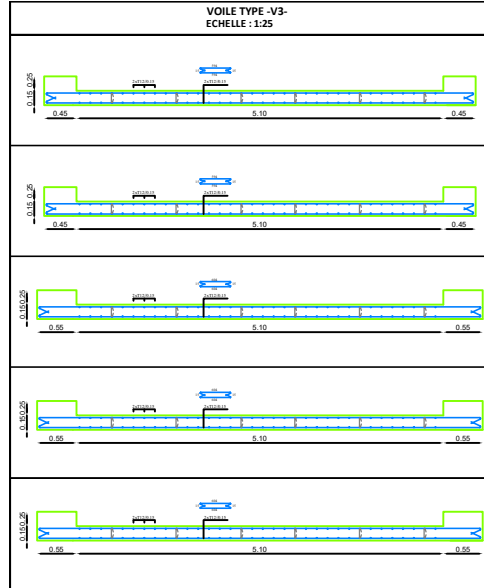
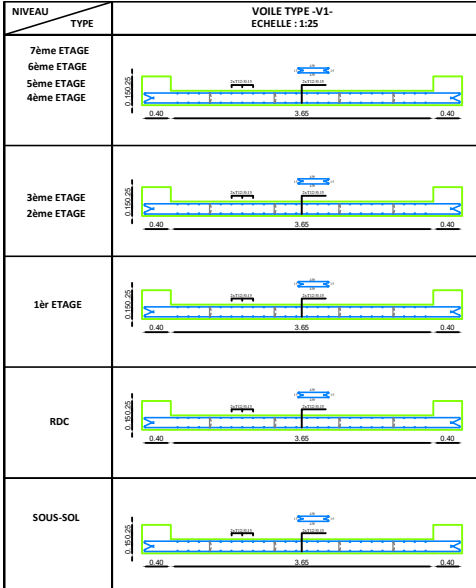
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil	OBSERVATION:
Projet : Etude d'une structure R+7 a usage d'habitation	
TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE DES POTEaux ET NOYAUX	
ENCADRE PAR : -Dr MEKAIDECH KHALFALLAH PRESENTE PAR : -DHI ALI SOUHHI A	PROMOTION: 2023/2024 PLAN-01 ECH:1/50

COFFRAGE & FERRAILLAGE DES VOILES



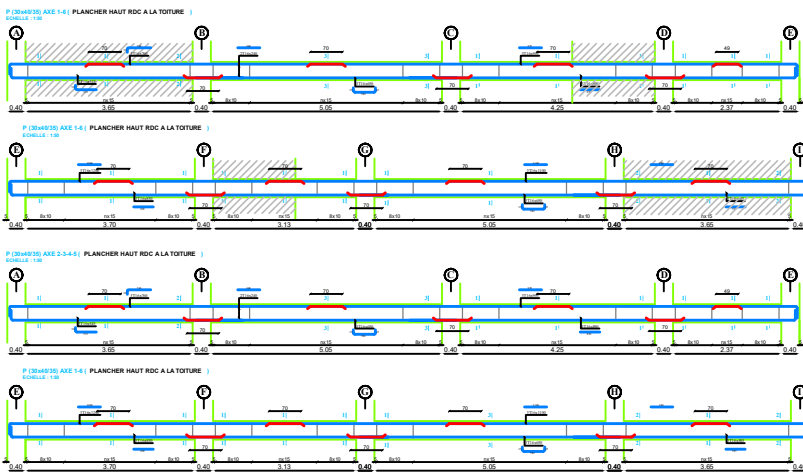
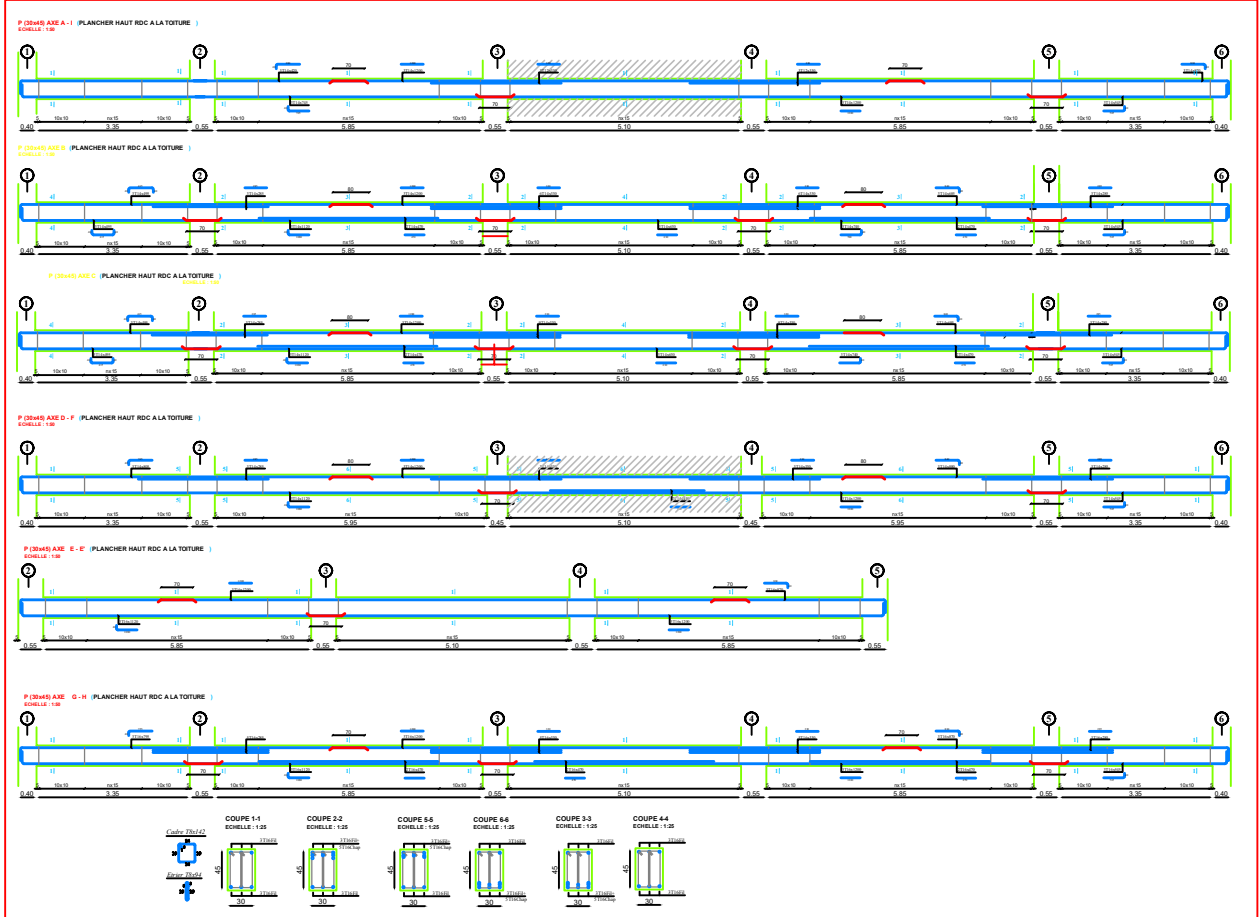
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil	OBSERVATION:
Projet : Etude d'une structure R+7 à usage d'habitation	
TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE DES VOILES	
ENCADRE PAR : Dr MEKABECH KHALFALLAH	PROMOTION: 2023/2024
PRESENTE PAR :	PLAN:01 02/04/2024

COFFRAGE & FERRAILLAGE DES VOILES

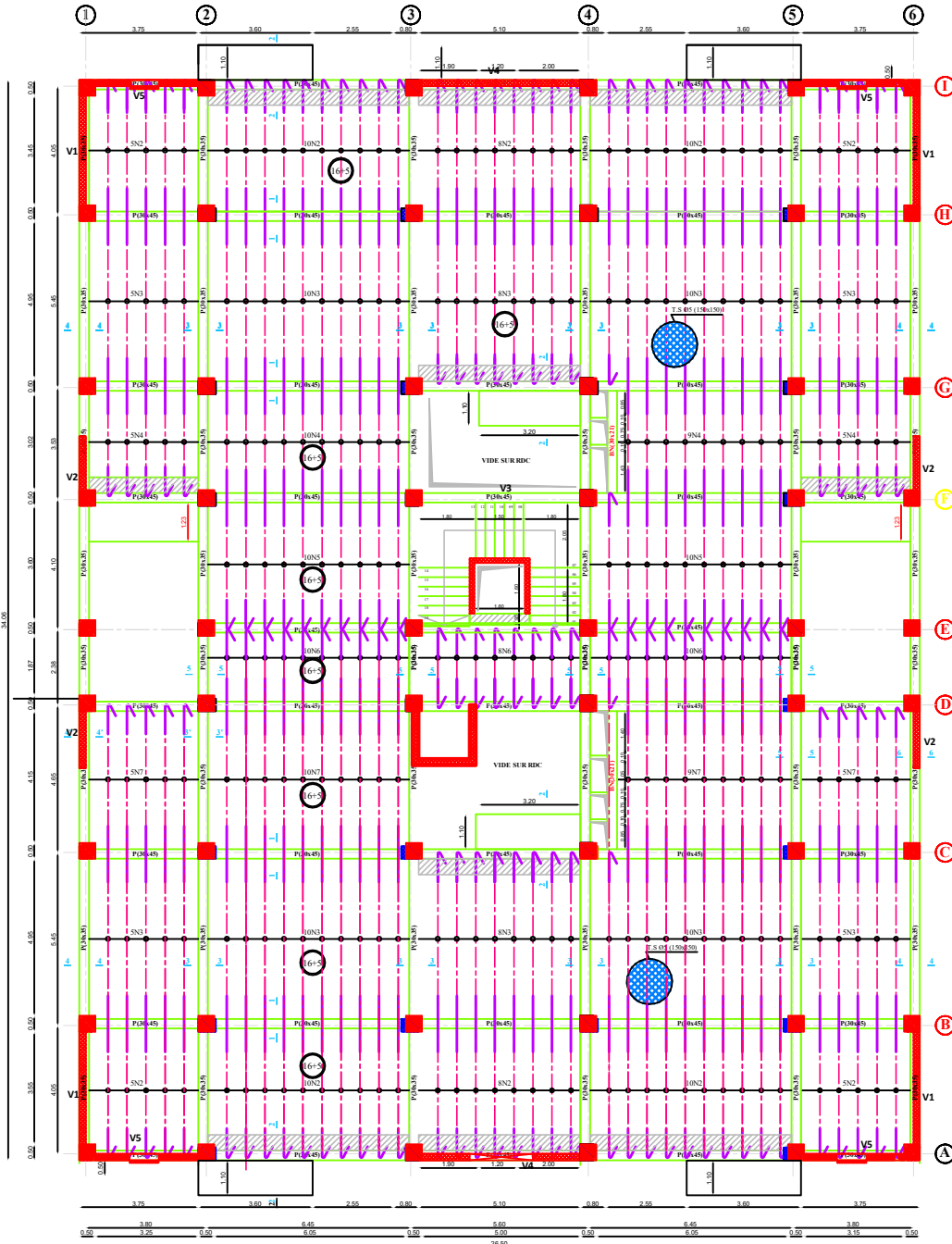


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil	OBSERVATION:
Projet : Etude d'une structure R+7 à usage d'habitation	
TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE DES VOILES	
ENCADRE PAR : Dr MEKABECH KHALFALLAH	PROMOTION: 2023/2024
PRESENTE PAR :	PLAN:01 02/04/2024

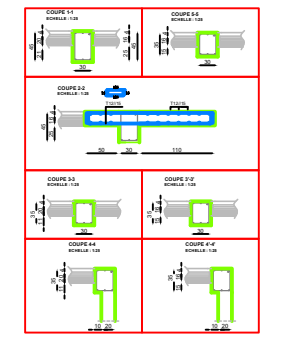
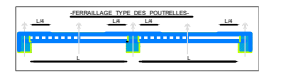
COFFRAGE & FERRAILLAGE DES POUTRES (02) (PLANCHER HAUT RDC A LA TOITURE)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM		
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil Projet : Etude d'une structure R+7 à usage d'habitation	OBSERVATION:	
TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE DES POUTRES (02) (PLANCHER HAUT RDC A LA TOITURE)		
ENCADRE PAR : -Dr MEKAÏDECH KHALFALLAH PRESENTE PAR : -DJILALI SOUHILA	PROMOTION: 2023/2024	PLAN:01 ECH:1/50-

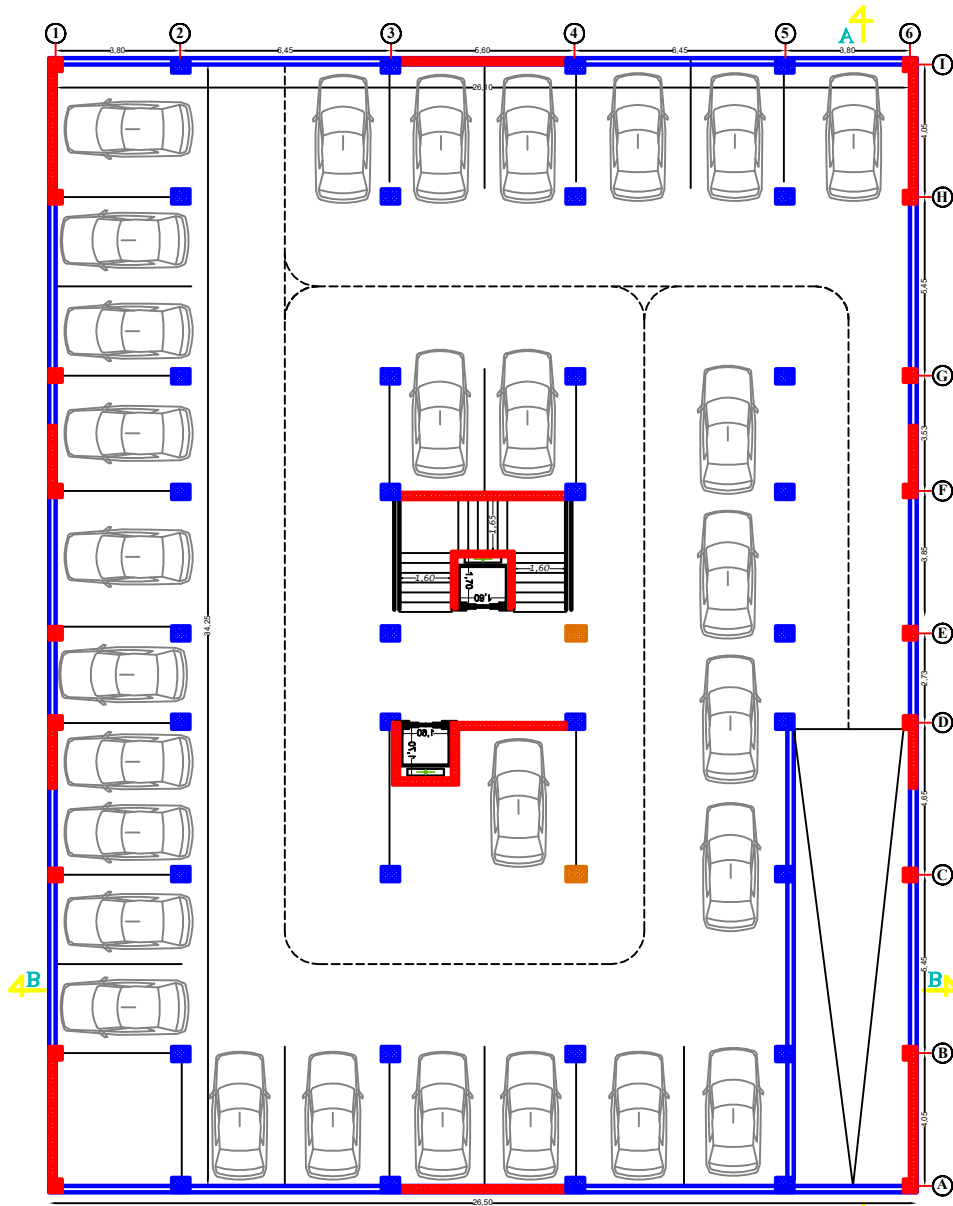


Nervure	Longueur Entre Aes	Axe (a)	Axe (b)	Espacement Étières
NZ	L = 4.15m	TT10	2T10	a=15cm
NG	L = 5.20m	TT10	2T10	a=15cm
N4	L = 3.50m	TT10	2T10	a=15cm
NS	L = 4.15m	TT12	2T10	a=15cm
N6	L = 3.50m	TT12	2T10	a=15cm
N7	L = 4.80m	TT12	2T10	a=15cm



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DE RENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE - UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADS MOSTAGANEM		OBSERVATION:	
Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil			
Projet : Etude d'une structure R+7 à usage d'habitation			
TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE DU PLANCHER HAUT 2ème Etage et 3ème Etage			
ENCADRE PAR : DR MEKALDECH KHALFALLAH	PRESENTE PAR :	PROMOTION: 2023/2024	PLAN:01

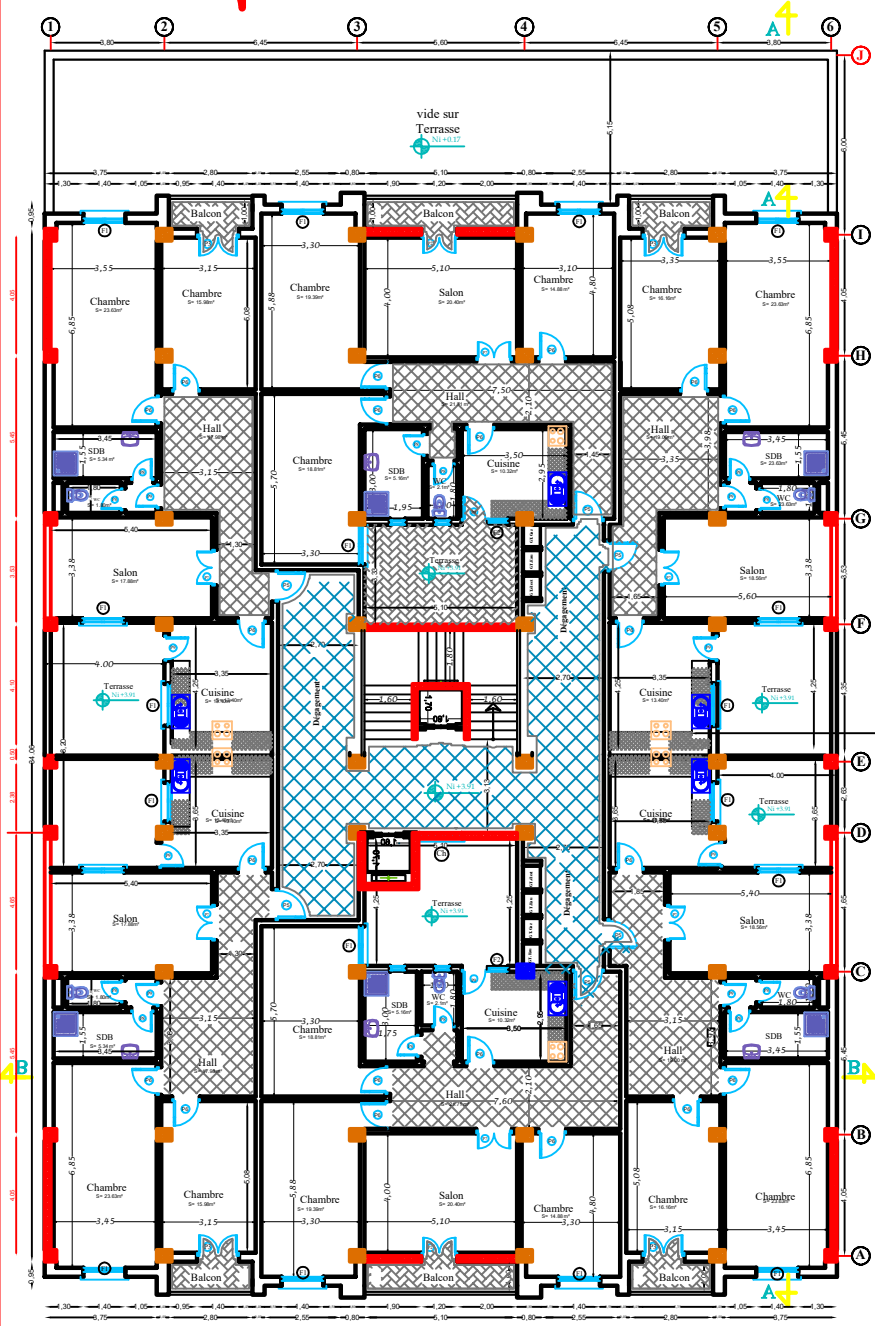
HABITAT COLLECTIF



PARKING SOUS SOL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME "B.E.A.U" BERREZOUG <small>Adresse : Les Luciers Professional n° 12 (quartier Mouhamadia) Mascara - 34017 - Algérie</small>					
WILAYA MASCARA	DABA MOHAMMADIA	COMMUNE MOHAMMADIA			
TITRE: <i>Demande de Permis de construire</i>					
PROJET: Réalisation des 30 Logements Promotionnels + 05 Locaux en RDC et parking au sous sol.					
SITUATION: Rte Freres Bela - Mouhamadia <small>(Sector: secteur 03 de la zone d'habitat n° 28)</small>					
PROPRIETAIRE: MEDDAH ABDALLAH					
PLANCHE DE:		Echelle:		VISA	
PLAN de sous sol		1:50			

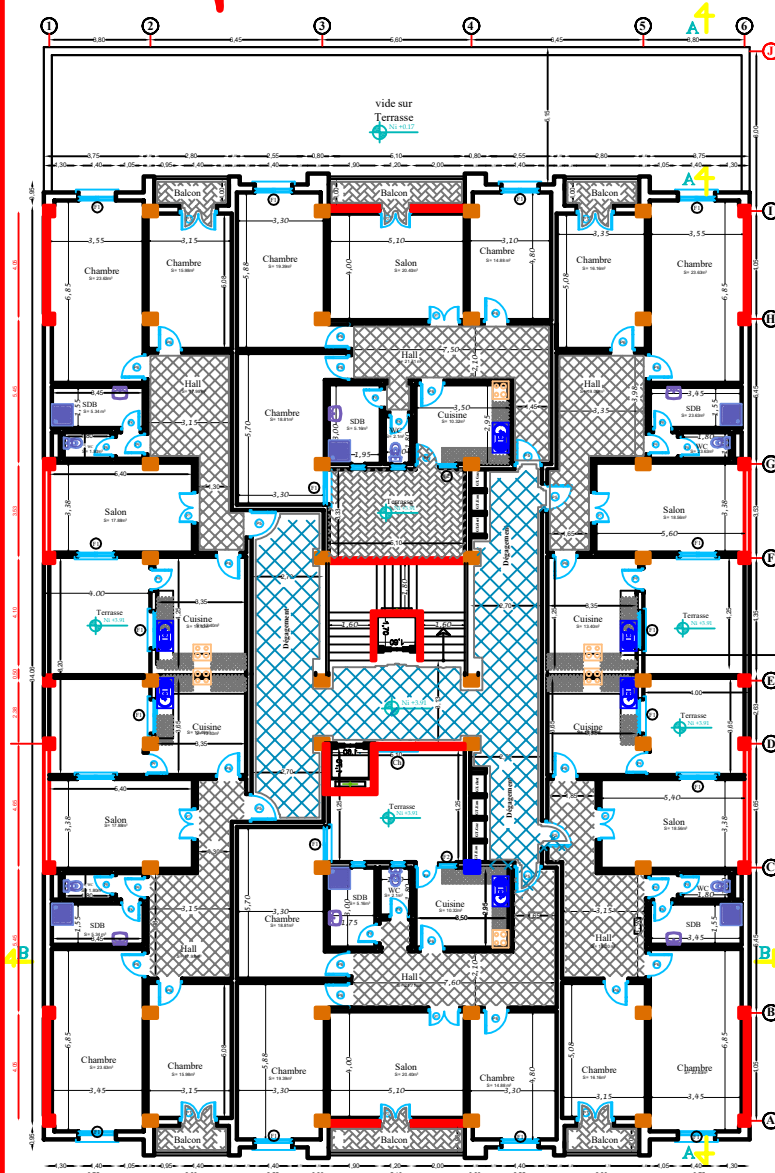
HABITAT COLLECTIF



Plan de 1er étage Ech 1/50

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME "B.E.A.U" BERREZOUQ <small>Adresse: Les Locaux Professionnels n° 11 (Ghazal-Mohammadia) Téléphone: 01 21 21 21 21</small>			
WILAYA	DAIRA	COMMUNE	
MASCARA	MOHAMMADIA	MOHAMMADIA	
OBJET: Demande de Permis de construire			
DESCRIPTION: Realisation des 30 logements Promoteurs - 09 Locaux en RDC et Parking au sous-sol.			
ADRESSE: Rue Freres Reda - Mohammadia (Cantonement 08 km. 18.40 - Point 07.02)			
PROPRIETAIRES: MEDDAH ABDALLAH			
PLANCHE DE:	Echelle:	VISA	
PLAN de l'etage	1:50		

HABITAT COLLECTIF



Plan de 1er étage Ech 1/50

BUREAU D'ARCHITECTURE ASSOCIÉS ET PARTENAIRES BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'INTERIORS "B.E.A.U" BERREZOUG Adresse : Les Lacs Professionnels n° 32 Galvay M'hammedi 58000 - 31 130		
MARIAMA MASSARA	HENRI MOHAMMADA	SYBILLE DE MOHAMMADA
Demande de Permis de construire Réalisation des 30 Logements Professionnels + 01 Locaux BDC et parking en sous sol		
Date Projet Début : 15/05/2020 (Date de l'acte de Vente n° 20)		
Architecte : MEDDAH ABDALLAH		
PLANCHE DE :	Echelle :	VISA
PLAN de 1er étage	1:50	

HABITAT COLLECTIF

PLAN DE LA MINUISERIE (EN BOIS)									
LES PORTES									
ELEVATION									
VUE EN PLAN									
DESCRIPTION	Porte menuisier en chêne massif (100x240) ouvrante à l'intérieur à deux vantaux avec cadre dormant de (107x85).	Porte menuisier en chêne massif (100x240) ouvrante à l'intérieur à deux vantaux (94 cm x 220cm) avec cadre dormant de (107x85).	Porte menuisier en chêne massif (100x220) ouvrante à l'intérieur à deux vantaux avec cadre dormant de (107x85).	Porte menuisier en chêne massif (100x217) ouvrante à l'intérieur à deux vantaux (92cm x 207cm) avec cadre dormant de (107x85).	Porte pleine en chêne massif (100x217) ouvrante à l'intérieur avec deux vantaux à croquet en cadre dormant (92cm).	Porte pleine en chêne massif (100x217) ouvrante à l'intérieur avec deux vantaux à croquet en cadre dormant (92cm).	Porte menuisier en chêne massif (100x217) ouvrante à l'intérieur à deux vantaux (92 cm x 207cm) avec cadre dormant (92cm).	Porte pleine en chêne massif (100x217) ouvrante à l'intérieur avec deux vantaux à croquet en cadre dormant (92cm).	Porte pleine en chêne massif (100x217) ouvrante à l'intérieur avec deux vantaux à croquet en cadre dormant (92cm).
CODIFICATION	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
AFFECTATION	Terrasse	entrée principal	balcon	balcon	Entrée de Logement	entrée "cave"	balcon	balcon	entrée de garage
QUANTITE	1	2 poigne à gauche	20	10	15 poigne à gauche et 15 poigne à droit	50 poigne à gauche et 50 poigne à droit	30	30 poigne à gauche et 30 poigne à droit	30 poigne à gauche et 30 poigne à droit

PLAN DE LA MINUISERIE			
LES FENETRES			
ELEVATION			
VUE EN PLAN			
DESCRIPTION	Châssis à soufflet en bois (140x120) ouvrant en cadre dormant avec un ferrage standard.	Châssis à soufflet en bois (107x120) ouvrant en cadre dormant avec un ferrage standard.	Châssis à soufflet en bois (107x120) ouvrant en cadre dormant avec un ferrage standard.
CODIFICATION	F1	F2	F3
AFFECTATION	chambre, salon, cuisine	chambre	chambre
QUANTITE	108	12	9

BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'INTERIEUR
 BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE
 & D'INTERIEUR
"BEAU"
BERREZOUG
 Adresse : Les Loges Professionnel n°12 Gahier, Mohammadia
 Téléphone : 84471494

WILAYA : DAIRA : COMMUNE :
 MASCARA : MEHAMMADIA : MEHAMMADIA

TITRE :
 Demande de Permis de construire

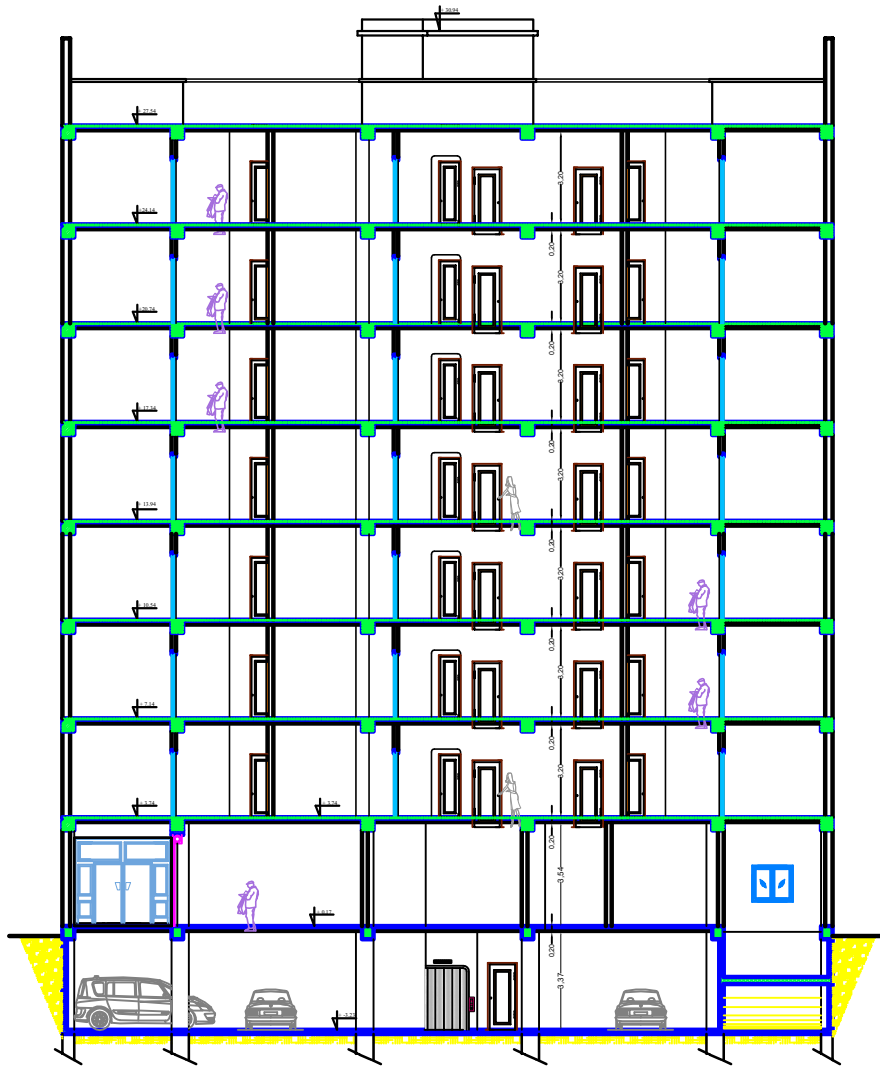
PROJET :
 Réhabilitation des 30 Logements Prototypiques - 05 Locaux en RDC et parking au sous-sol

SITUATION :
 Rue Frères Bela - Mohammadia
 (L'ancien terrain de la rue de l'Europe n°12)

PROPOSANT :
 MEHDI KH. ABDELJAW

PLANCHE DE :
 PLAN DE LA MINUISERIE : 1:50

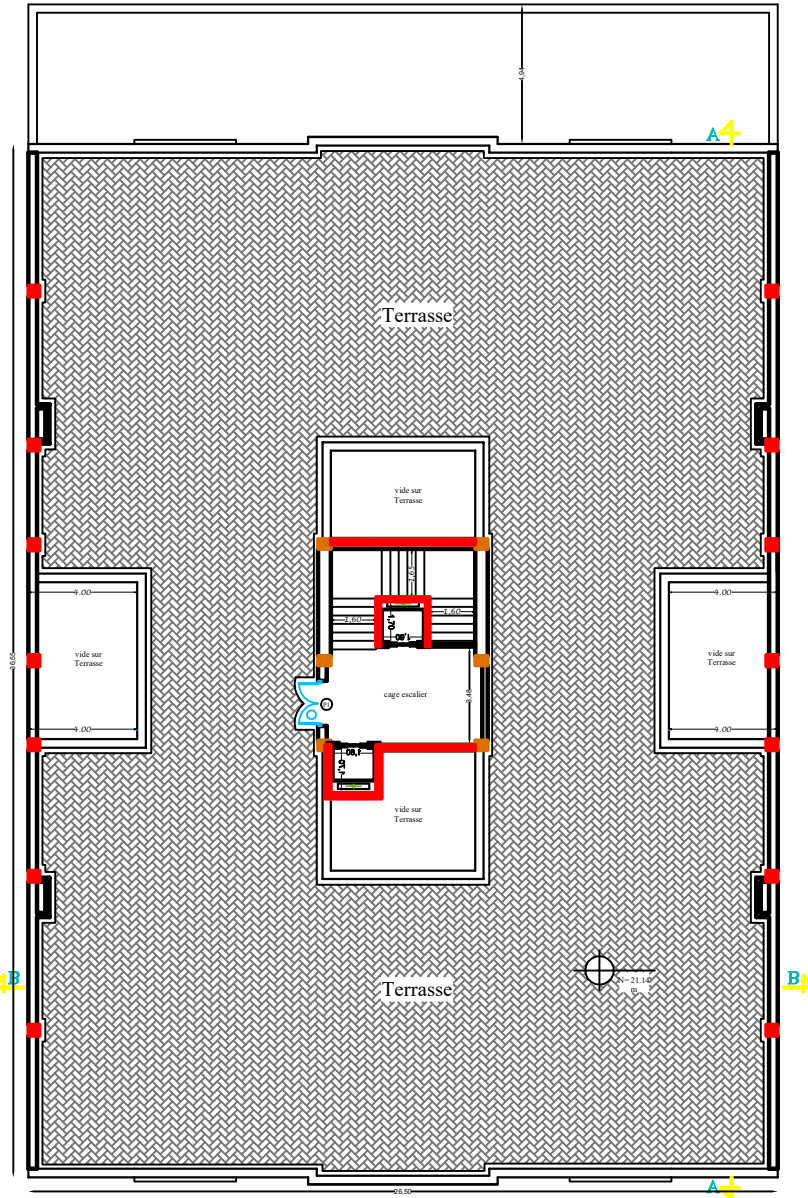
VISA



COUPE BB

REPUBLICAINE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE DE HAUTS ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME "B.E.A.U" BERREZOUG <small>Adresse : Les Locaux Professionnels n° 12 El Ghazal, Mohammadia Téléphone : 884.11.70.00</small>			
WILAYA:	BAIRA:	COMMUNE:	
MASCARA:	MOHAMMADIA:	MOHAMMADIA:	
TITRE: Demande de Permis de construire			
PROJET: Réalisation des 10 Logements Prototypiques = 05 Locaux en RDC et parking en sous-sol			
SITUATION: Rue Freres Kila - Mohammadia <small>(Quartier central de la Ville de Presque n° 04)</small>			
PROPRIETAIRE: MEDDAH ABDALLAH			
PLANCHE DE:	Echelle:	VISA	
COUPE BB	1:50		

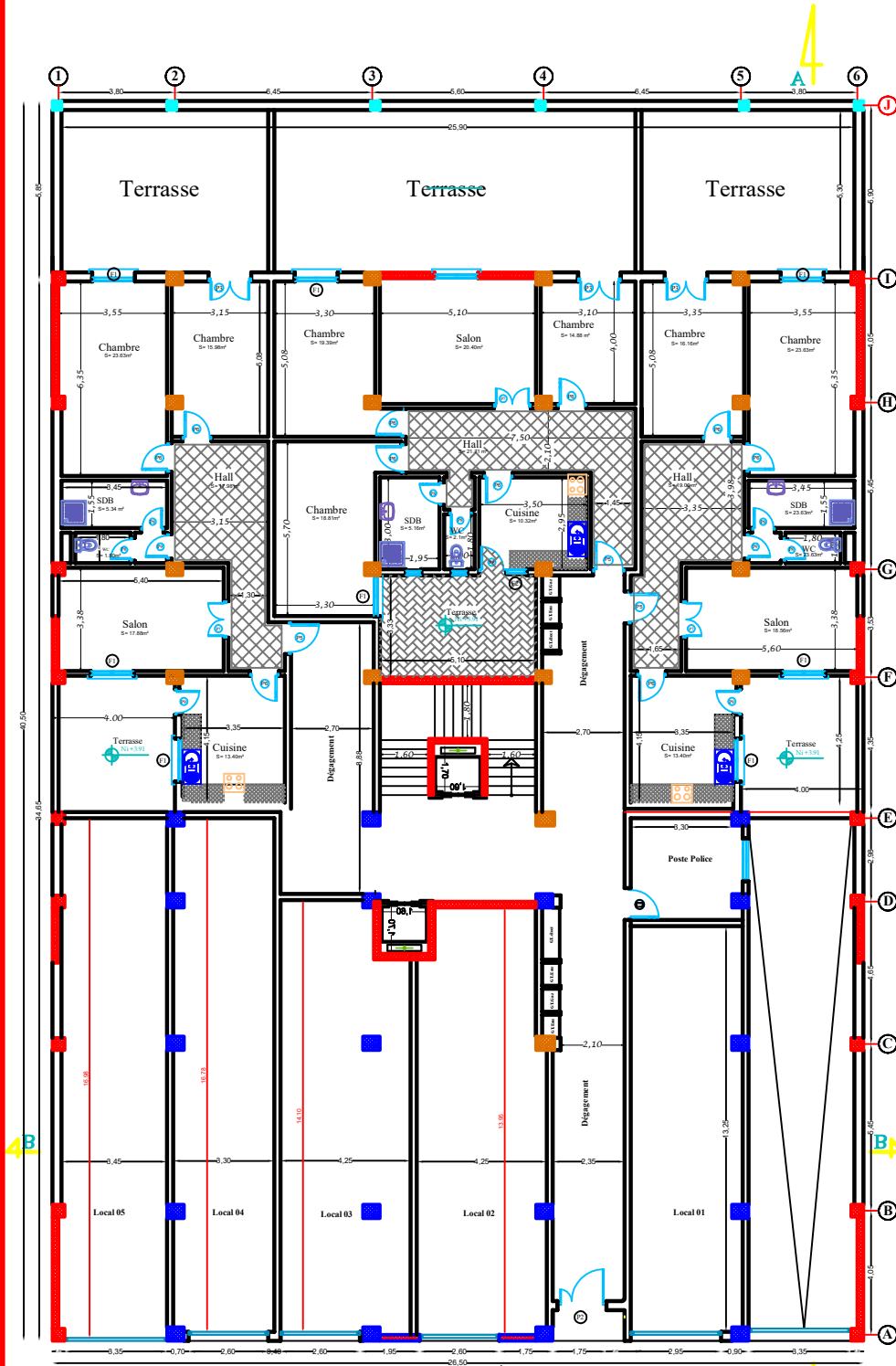
HABITAT COLLECTIF



TERRASSE ech 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME "B.E.A.U" BERREZOUG <small>Adresse : Les Loges Professionnelles n° 22 Ghazal - Mohammadia Téléphone : 86121198</small>					
WILAYA	DARLA	COMMUNE			
MASCARA	MOHAMMADIYA	MOHAMMADIYA			
OBJET : Demande de Permis de construire					
PROJET : Realisation des 30 Logements Promotionnels « 05 Locaux en RDC et parking en sous sol »					
SITUAZIONE : Rue Ferret Bel - Mohammadia (intersection W. n. 10 et Avenue n° 05)					
PROPRIETAIRE : MEDDAH ABDALLAH					
PLANCHE DE :	DATE :		VISA :		
PLAN terrasse	1:50				

HABITAT COLLECTIF



Plan de R.D.C Ech 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & URBANISME "B.E.A.U" BERREZOUG Adresse : Les Locaux Professionnel n° 32 (Gébaï) - Mohammadia Mobile : 06 13 79 89 60			
WILAYA	DAIRA	COMMUNE	
MASCARA	MOHAMMADIA	MOHAMMADIA	
TITRE : Demande de Permis de construire			
PROJET : Réalisation des 39 Logements Promoteurs + 05 Locaux en RDC et parking au sous sol			
SITUATION : Rue Frères Rella - Mohammadia <small>(Section cadastrale 04 01, 001 de Propriété n° 28)</small>			
PROPRIETAIRE : MEDDAH ABDALLAH			
PLANCHE DE :		Echelle :	VISA :
PLAN de RDC		1:50	