

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Mémoire de Master**

**Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structures**

Présenté par : **BRAHMIA Fatima Zohra et TOBBA Sara**

---

---

**Thème : Etude d'une tour à usage d'habitation et  
commercial « RDC+16 étages » en Béton Armé**

---

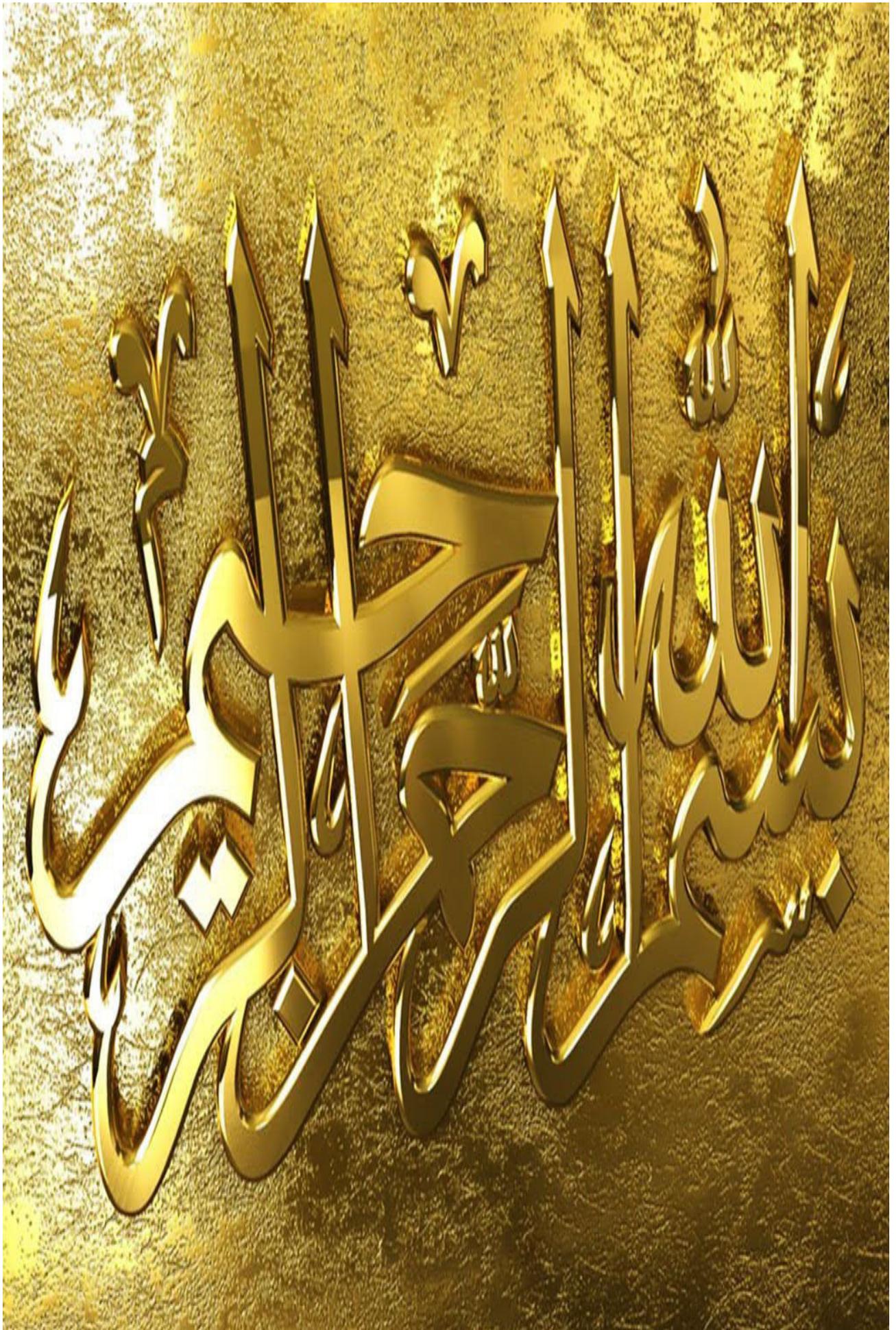
---

Sous la direction de : **Mr. LABROUKI Bachir**

---

**Juin 2016**

---



## DÉDICACES

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation

-Mon oncle Zerdoudi Mourad et sa femme Zadouri Asma.

-Mon frère et ma sœur.

-Toute ma famille : **BRAHMIA et Zerdoudi.**

-Mes amies.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

## DÉDICACES

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation

-Mes frère et mes sœur.

-Toute ma famille : **Tobba**

-Mes amies.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

## Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Labrouki Bachir** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

## المخلص

إن الهدف من هذا المشروع هو دراسة مفصلة لبرج مكون من طابقين تجاري زائد طابق ارضي و اربعة عشرة طابقا علويا الواقعة في ولاية قسنطينة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa

اشتملت الدراسة على اربعة محاور :

-**المحور الاول** : تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر و حمولة كل عنصر المكونة لها.

-**المحور الثاني** : دراسة الاجزاء الثانوية من البناية(المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة).

-**المحور الثالث**: الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج:

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

الذين يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل:

RPA 99 / version 2003

-**المحور الرابع** : يشتمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة، العارضات، الاساسات) اعتمادا على :

RPA 99 / version 2003 ،BAEL 91 révisée 99

-**الكلمات المفتاحية** : البرج، الخرسانة.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, RPA 99 / version 2003, BAEL 91 révisée 99, Règlement neige et vent « R.N.V.1999 ».

## Résumé

L'objet de notre projet est une étude détaillée d'une Tour de forme irrégulière à usage multiple constitué de deux étages commerciaux, un rez-de chaussée+14étages. Elle situer à la willaya de Constantine qui est classé comme zone de sismicité moyenne (IIa)

Cette étude se compose de quatre parties.

**-La première partie :** c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du Tour, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

**- La deuxième partie :** a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

**- L'étude dynamique de la structure :** a été entamée dans la troisième partie par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

**-La dernière partie :** comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**- Mots clés :** Tour, béton, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, RPA 99 / version 2003, BAEL 91 révisée 99, Règlement neige et vent « R.N.V.1999 ».

## Summary

The purpose of this project is a detailed study of an irregularly shaped Tower multi-use consists of two commercial floor, a ground floor +14 floors, implimented in the city of Constantine, an area of mean seismicity (IIa).

**-The first part:** a general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the pre-dimensioning structure and finally the descent of the load.

**- The second part:** was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

**- The dynamic study of the structure:** was begun in the third part determined by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

**-The last part:** includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns and beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

**-Keywords :** Tower, concrete, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, RPA 99 / version 2003, BAEL 91 révisée 99, Règlement neige et vent « R.N.V.1999 ».

## Liste des tableaux

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I-1 : Types d'acier.....	13
----------------------------------	----

### CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....	23
Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine 1 er types .....	24
Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine 2 éme types .....	24
Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine 3 éme types .....	25
Tableau II-5: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	26
Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	26
Tableau II-7 : Charge permanente du mur simple cloison.....	27
Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon 1 er types.....	28
Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon 2 éme types.....	28
Tableau II-10 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon 3 éme types.....	29
Tableau II-11 : Evaluation des charges permanentes de palier.....	29
Tableau II-12 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage.....	30
Tableau II-13 : Calcul de NU pré dimensionnement des poteaux des rives.....	35
Tableau II-14 : Calcul de NU pré dimensionnement des poteaux de centre.....	37
Tableau II-15 : Section des poteaux.....	38
Tableau II-16 : Pré dimensionnement des poteaux de l'entrée de Tour.....	39

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-1 : Combinaison de charges escalier.....	47
Tableau III-2 : Ferrailage d'escalier.....	51
Tableau III-3 : Vérification à E.L.S d'escalier.....	52
Tableau III-4 : Les charges appliquées dues au balcon.....	58
Tableau III-5 : Combinaisons des charges appliquées dues au balcon.....	58
Tableau III-6 : Les charges appliquées dues aux plancher à corps creux.....	70

<b>Tableau III-7</b> : Moment en travée de la poutrelle à 9 travées.....	71
<b>Tableau III-8</b> : Efforts maximaux en appuis et en travée.....	72
<b>Tableau III-9</b> : Récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S.....	74
<b>Tableau III-10</b> : Vérification de la flèche.....	76
<b>Tableau III-11</b> : Sollicitations sur la dalle de la machine.....	82
<b>Tableau III-12</b> : Ferrailage final de la dalle de la machine.....	84
<b>Tableau III-13</b> : Vérification de tassement.....	85
<b>Tableau III-14</b> : Vérification au cisaillement.....	85

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

<b>Tableau IV-1</b> : Classification des sites.....	88
<b>Tableau IV-2</b> : coefficient d'accélération de zone A.....	90
<b>Tableau IV-3</b> : Valeur de $T_1$ et $T_2$ .....	90
<b>Tableau IV-4</b> : Facteur de qualité.....	92
<b>Tableau IV-5</b> : période et facteur de participation massique (Résultats Robot 2010).....	97
<b>Tableau IV-6</b> : Les réactions à la base.....	103
<b>Tableau IV-7</b> : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	103
<b>Tableau IV-8</b> : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques.....	104
<b>Tableau IV-9</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison Ex).....	111
<b>Tableau IV-10</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y (Combinaison Ey).....	112
<b>Tableau IV-11</b> : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....	114
<b>Tableau IV-12</b> : vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.....	115
<b>Tableau IV-13</b> : vérification de renversement de la Tour sens transversal.....	116

## Chapitre V : Etude de vent

<b>Tableau V-1</b> : Définition de catégorie de terrain.....	120
<b>Tableau V-2</b> : Valeurs de $C_t(Z)$ .....	121
<b>Tableau V-3</b> : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	121
<b>Tableau V-4</b> : Valeurs des $q_{dyn}$ appliqués de chaque niveau.....	125
<b>Tableau V-5</b> : Répartition de $C_{pe}$ sur les parois verticales - Direction du vent $V_1$ .....	129
<b>Tableau V-6</b> : valeurs de $C_p$ dans le cas : $C_{pi} = 0,8$ .....	131
<b>Tableau V-7</b> : valeurs de $C_p$ dans le cas : $C_{pi} = -0,5$ .....	131
<b>Tableau V-8</b> : Valeurs de $q_j$ dans le sens longitudinal Pour : $C_{pi} = 0,8$ .....	132

<b>Tableau V-9</b> : Valeurs de $q_j$ dans le sens transversal Pour : $C_{pi} = 0,8$ .....	133
<b>Tableau V-10</b> : Valeurs de $q_j$ dans le sens longitudinal Pour : $C_{pi} = -0,5$ .....	133
<b>Tableau V-11</b> : Valeurs de $q_j$ dans le sens transversal Pour : $C_{pi} = -0,5$ .....	133
<b>Tableau V-12</b> : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.....	135
<b>Tableau V-13</b> : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour.....	137

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

<b>Tableau VI-1</b> : caractéristiques mécanique des matériaux.....	140
<b>Tableau VI-2</b> : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour.....	145
<b>Tableau VI-3</b> : Ferrailage des poteaux cercle.....	146
<b>Tableau VI-4</b> : Exemple de calcul des armatures longitudinales (3 <sup>ème</sup> étage).....	154
<b>Tableau VI-5</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50).....	162
<b>Tableau VI-6</b> : Ferrailage des poutres principales (35X35).....	169
<b>Tableau VI-7</b> : résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires.....	172
<b>Tableau VI-8</b> : résultats de calcul de Ferrailage des poutres noyaux.....	179
<b>Tableau VI-9</b> : Pré-dimensionnement des voiles.....	185
<b>Tableau VI-10</b> : Calcul d'armatures des voiles longitudinales $V_{L4}$ avec $N_{max}$ et $M_{corresp}$ .....	186
<b>Tableau VI-11</b> : Calcul d'armatures des voiles longitudinales $V_{L2}$ avec $N_{max}$ et $M_{corresp}$ .....	187
<b>Tableau VI-12</b> : Calcul d'armatures des voiles longitudinales $V_{L4}$ avec $N_{max}$ et $M_{corresp}$ .....	188
<b>Tableau VI-13</b> : Calcul d'armatures des voiles longitudinales $V_{L4}$ avec $N_{max}$ et $M_{corresp}$ .....	189
<b>Tableau VI-14</b> : Calcul d'armatures des voiles longitudinales $V_{L5}$ avec $N_{max}$ et $M_{corresp}$ .....	190
<b>Tableau VI-15</b> : Calcul d'armatures des voiles longitudinales $V_{L6}$ avec $N_{max}$ et $M_{corresp}$ .....	191
<b>Tableau VI-16</b> : Calcul d'armatures des voiles longitudinales $V_{L7}$ avec $N_{max}$ et $M_{corresp}$ .....	192

## Liste des figures :

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

<b>Figure I-1:</b> vue en plan niveaux RDC de la structure.....	03
<b>Figure I-2:</b> vue en plan niveaux étage courant de la structure.....	04
<b>Figure I-3 :</b> vue en plan niveaux terrasse de la structure.....	05
<b>Figure I-4 :</b> Plan façade niveaux terrasse de la structure.....	06
<b>Figure I-5 :</b> abaque de DREUX.....	10
<b>Figure I-6 :</b> Diagramme Contraintes Déformations du béton.....	11
<b>Figure I-7 :</b> Diagramme contraintes-déformations.....	14
<b>Figure I-8 :</b> Diagramme des déformations limites de la section.....	16

### CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

<b>Figure II-1 :</b> Coupe verticale du plancher en corps creux.....	17
<b>Figure II-2 :</b> Section de la poutrelle.....	18
<b>Figure II-3 :</b> Coupe de voile en élévation.....	20
<b>Figure II-4 :</b> Coupe de voile en plan.....	20
<b>Figure II-5 :</b> Schéma d'escalier.....	21
<b>Figure II-6 :</b> Plancher type terrasse.....	23
<b>Figure II-7 :</b> Plancher étage courant.....	25
<b>Figure II-8 :</b> Mur extérieur.....	26
<b>Figure II-9 :</b> Mur simple cloison.....	27
<b>Figure II-10:</b> acrotère.....	27
<b>Figure II-11 :</b> Représentation du poteau de rive le plus sollicité.....	33
<b>Figure II-12 :</b> Représentation du poteau de centre le plus sollicité.....	36

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

<b>Figure III-1:</b> Schéma l'acrotère.....	40
<b>Figure III-2:</b> Section de calcul d'acrotère.....	41
<b>Figure III-3:</b> Ferrailage de l'acrotère.....	45
<b>Figure III-4:</b> Schéma Escalier.....	46
<b>Figure III-5:</b> Coupes vertical d'escalier.....	46
<b>Figure III-6:</b> Schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau RDC et étage courant.....	47

<b>Figure III-7:</b> Schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau RDC et étage courant.....	48
<b>Figure III-8:</b> Schéma des efforts équivalente à ELU aux escaliers niveau RDC et étage courant....	48
<b>Figure III-9:</b> Schéma des efforts équivalente à ELS aux escaliers niveau RDC et étage courant....	48
<b>Figure III-10:</b> Diagramme des sollicitations d'escalier.....	50
<b>Figure III-11:</b> Ferrailage d'escalier.....	52
<b>Figure III-12:</b> Schéma des efforts appliqué à la poutre palière.....	53
<b>Figure III-13:</b> Diagramme des sollicitations poutre palière.....	54
<b>Figure III-14:</b> Ferrailage La poutre palière.....	57
<b>Figure III-15:</b> Ferrailage du balcon.....	64
<b>Figure III-16:</b> Dimensions en plan du corps creux.....	65
<b>Figure III-17:</b> Plan de coffrage RDC et commerce.....	66
<b>Figure III-18:</b> Plan de coffrage niveau d'étage courant.....	67
<b>Figure III-19:</b> Plan de coffrage niveau terrasse.....	68
<b>Figure III-20:</b> Schéma des efforts appliqué aux poutrelles.....	70
<b>Figure III-21:</b> Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.....	71
<b>Figure III-22:</b> Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.....	72
<b>Figure III-23:</b> Ferrailage de poutrelle.....	78
<b>Figure III-24:</b> Schéma de dalle flottante sur terreplein.....	79
<b>Figure III-25:</b> Schéma d'un ascenseur mécanique.....	80
<b>Figure III-26:</b> Schéma l'ascenseur.....	80
<b>Figure III-27:</b> Ferrailage de la dalle de la machine.....	85

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

<b>Figure IV-1 :</b> Structure en 3D.....	95
<b>Figure IV-2 :</b> La disposition des murs voiles et poteaux.....	96
<b>Figure IV-3 :</b> Spectre de réponse.....	99
<b>Figure IV-4 :</b> 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de <b>Robot 2010</b> ).....	99
<b>Figure IV-5 :</b> 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de <b>Robot 2010</b> ).....	100
<b>Figure IV-6 :</b> 2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de <b>Robot 2010</b> ).....	100
<b>Figure IV-7 :</b> 2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z (résultats de <b>Robot 2010</b> ).....	101

<b>Figure IV-8</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de <b>Robot 2010</b> ).....	101
<b>Figure IV-9</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot <b>2010</b> ).....	102
<b>Figure IV-10</b> : Evaluation des effets du second ordre.....	110

## Chapitre V : Etude de vent

<b>Figure V-1</b> : Action du vent.....	122
<b>Figure V-2</b> : Répartition de la pression dynamique.....	123
<b>Figure V-3</b> : Répartition de $Z_j$ .....	124
<b>Figure V-4</b> : Vue en plan et vue en élévation, sens XZ.....	127
<b>Figure V-5</b> : Répartition de $C_{pe}$ sur les parois horizontales - Direction du vent $V_2$ .....	127
<b>Figure V-6</b> : Vue en plan et vue en élévation, sens XY.....	128
<b>Figure V-7</b> : Répartition de $C_{pe}$ sur les parois verticales - Direction du vent $V_1$ .....	128
<b>Figure V-8</b> : Répartition de $C_{pe}$ sur les parois verticales - Direction du vent $V_1$ .....	129
<b>Figure V-9</b> : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 23,81$ m.....	130
<b>Figure V-10</b> : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 21,20$ m.....	130
<b>Figure V-11</b> : Force résultante R.....	135
<b>Figure V-12</b> : Excentricité de la force globale horizontale.....	138

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

<b>Figure VI-1</b> : disposition générale des armatures sur les poteaux.....	142
<b>Figure VI-2</b> : Crochet des barres horizontales.....	144
<b>Figure VI-3</b> : Coupe de ferrailage des poteaux $60 \times 60$ cm <sup>2</sup> .....	147
<b>Figure VI-4</b> : Ferrailage de recouvrement des poteaux $60 \times 60$ .....	147
<b>Figure VI-5</b> : Coupe de ferrailage des poteaux $55 \times 55$ cm <sup>2</sup> .....	148
<b>Figure VI-6</b> : Ferrailage de recouvrement des poteaux $55 \times 55$ .....	148
<b>Figure VI-7</b> : Coupe de ferrailage des poteaux $50 \times 50$ cm <sup>2</sup> .....	149
<b>Figure VI-8</b> : Ferrailage de recouvrement des poteaux $50 \times 50$ .....	149
<b>Figure VI-9</b> : Coupe de ferrailage des poteaux $45 \times 45$ cm <sup>2</sup> .....	150
<b>Figure VI-10</b> : Ferrailage de recouvrement des poteaux $45 \times 45$ .....	150
<b>Figure VI-11</b> : Coupe de ferrailage des poteaux $40 \times 40$ cm <sup>2</sup> .....	151

<b>Figure VI-12</b> : Ferrailage de recouvrement des poteaux 40×40.....	151
<b>Figure VI-13</b> : Coupe de ferrailage des poteaux 35×35 cm <sup>2</sup> .....	152
<b>Figure VI-14</b> : Coupe de ferrailage des poteaux 30×30 cm <sup>2</sup> .....	152
<b>Figure VI-15</b> : Coupe de ferrailage des poteaux cercle.....	153
<b>Figure VI-16</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux RDC.....	163
<b>Figure VI-17</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau travée de niveaux RDC....	163
<b>Figure VI-18</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau de travée de niveaux commerce 1 et 2, 2 <sup>ème</sup> étage ,8 <sup>ème</sup> étage, 9 <sup>ème</sup> étage, 10 <sup>ème</sup> étage, 11 <sup>ème</sup> étage, 12 <sup>ème</sup> étage.....	164
<b>Figure VI-20</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux commerce 1 et 2, 2 <sup>ème</sup> étage ,8 <sup>ème</sup> étage,9 <sup>ème</sup> étage,10 <sup>ème</sup> étage, 11 <sup>ème</sup> étage, 12 <sup>ème</sup> étage.....	164
<b>Figure VI-21</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau de travée de niveaux 4 <sup>ème</sup> étage ,5 <sup>ème</sup> étage,6 <sup>ème</sup> étage et 7 <sup>ème</sup> étage.....	165
<b>Figure VI-22</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux,4 <sup>ème</sup> étage ,5 <sup>ème</sup> étage,6 <sup>ème</sup> étage ,et 7 <sup>ème</sup> étage .....	165
<b>Figure VI-23</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau de travée de niveaux 1 <sup>ème</sup> étage.....	166
<b>Figure VI-24</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux,1 <sup>ème</sup> étage.....	166
<b>Figure VI-25</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau de travée de niveaux terrasse.....	167
<b>Figure VI-26</b> : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux terrasse.....	167
<b>Figure VI-27</b> : Ferrailage transversal de poutre principale (35X50).....	168
<b>Figure VI-28</b> : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau travée de niveaux RDC....	169
<b>Figure VI-29</b> : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau d'appuis de niveaux RDC.....	170
<b>Figure VI-30</b> : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau d'appuis et travée de niveaux commerce 1,1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage.....	170
<b>Figure VI-31</b> : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau de travée de niveaux commerce 2, 3 <sup>ème</sup> étage a niveau de terrasse.....	171
<b>Figure VI-32</b> : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau de travée de niveaux commerce 2, 3 <sup>ème</sup> étage a niveau de terrasse.....	171
<b>Figure VI-33</b> : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau de d'appuis de niveaux commerce 2, 3 <sup>ème</sup> étage a niveau de terrasse.....	172

<b>Figure VI-34</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux RDC.....	173
<b>Figure VI-35</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux RDC.....	174
<b>Figure VI-36</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux commerce1, 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage.....	174
<b>Figure VI-37</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux commerce1, 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage.....	175
<b>Figure VI-38</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée et d'appuis de niveaux commerce 2, 1 <sup>er</sup> étage et terrasse.....	175
<b>Figure VI-39</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux 2 <sup>ème</sup> et 12 <sup>ème</sup> étage.....	176
<b>Figure VI-40</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux 2 <sup>ème</sup> et 12 <sup>ème</sup> étage.....	176
<b>Figure VI-41</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage.....	177
<b>Figure VI-42</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage.....	177
<b>Figure VI-43</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage.....	178
<b>Figure VI-44</b> : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage.....	178
<b>Figure VI-45</b> : Ferrailage des poutres noyaux (30X20) au niveau de travée et d'appuis dans tous les niveaux.....	180
<b>Figure VI-46</b> : coupe horizontale de Ferrailage des voiles de l'ascenseur.....	197
<b>Figure VI-47</b> : coupe horizontale de Ferrailage des voiles sans ouverture.....	198
<b>Figure VI-48</b> : coupe horizontale de Ferrailage des voiles avec ouverture.....	198

## Chapitre VII : Etude des fondations

<b>Figure VII-1</b> : Les différents types de fondations superficielles.....	199
<b>Figure VII-2</b> : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement e.....	200
<b>Figure VII-3</b> : Dimensions des semelles isolées.....	201
<b>Figure VII-4</b> : exemple de coupe de ferrailage de semelle isolée centré.....	205

<b>Figure VII-5</b> : exemple de coupe 1-1 de ferrailage de semelle isolée centrée avec le ferrailage de poteaux.....	205
<b>Figure VII-6</b> : Dimensions des semelles filantes.....	206
<b>Figure VII-7</b> : Longrine.....	208
<b>Figure VII-8</b> : coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée.....	210
<b>Figure VII-9</b> : Plan de coffrage de radier.....	218
<b>Figure VII-10</b> : schéma de radier général nervuré.....	219
<b>Figure VII-11</b> : différentes sollicitations agissantes aux radier Moment: $M_{xx}$ «ELU».....	220
<b>Figure VII-12</b> : différentes sollicitations agissantes aux radier Moment: $M_{yy}$ «ELU».....	220
<b>Figure VII-13</b> : ferrailage de radier général.....	224
<b>Figure VII-14</b> : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures.....	225
<b>Figure VII-15</b> : coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de la travée.....	228
<b>Figure VII-16</b> : coupe de ferrailage des nervures aux niveaux des appuis.....	229



## Sommaire

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I-Introduction.....	01
I-1-Historique.....	01
I-2-Introduction générale.....	02
I-3-Présentation de l'ouvrage.....	02
I-3-1-Caractéristiques géométriques.....	02
I-3-1-1-Ossature et système constructif adopté.....	07
I-3-2-Caractéristiques géotechniques du sol.....	07
I-3-3-Caractéristique mécanique des matériaux.....	08
I-3-3-1-Introduction général .....	08
I-3-3-2-Le béton.....	08
I-3-3-3-Composition du béton.....	08
I-3-3-4-Dosage du béton.....	09
I-3-3-5-Résistances du béton .....	10
I-3-3-6-Aciers.....	13
I-3-3-7-Contraintes de calcul.....	14
I-3-3-8-Reglements de calcul.....	15
I-3-3-9-Définition des états limites.....	15
A) Etats limites ultimes (ELU).....	15
❖ Hypothèse de calcul à l'ELU.....	15
B) Etats limites service (ELS).....	16
❖ Hypothèse de calcul à l'ELS.....	16

### CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

II-1- Introduction.....	17
-------------------------	----

II-2-Pré dimensionnement des planchers.....	17
II-2-1- Introduction.....	17
II-2-2-Plancher à corps creux (figure II-1).....	17
II-2-3-Plancher en dalle pleine.....	18
II-2-4-Conclusion.....	19
II-3-Pré dimensionnement des voiles.....	19
II-4-Pré dimensionnement des escaliers.....	21
II-4-1-RDC et étage courant.....	21
II-4-2-Inclinaison de la paillasse.....	22
II-5-Descente des charges.....	22
II-5-1-Introduction.....	22
II-5-2-Les Planchers.....	23
II-5-3-Mur extérieur (double cloison).....	26
II-5-4-Murs intérieurs (simple cloison).....	27
II-5-5-L'acrotère.....	27
II-5-6-Les balcons.....	28
II-5-7-L'escalier.....	39
II-6-pré dimensionnement des poutres.....	30
II-6-1-Poutres principales (porteuses).....	30
II-6-2-Poutres secondaires (non porteuses).....	31
II-7-Pré dimensionnement des Poteaux.....	32
II-7-1-Poteau de rive.....	33
II-7-2-Poteau de centre.....	37
II-7-3- Dimensions des poteaux.....	39

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III-1-Introduction.....	40
III-2- Calcul de L'acrotère.....	40
III-2-1- Introduction.....	40
III-2-2- Détermination des sollicitations.....	40
III-2-3- Ferrailage de l'acrotère.....	41
III-3- Etude de l'escalier .....	46
III-3-1- Introduction.....	46
III-3-2- Charges et surcharges.....	47

III-3-3- La poutre palière.....	53
III-3-4 Ferrailage a l'état limite ultime.....	54
II-4- Les balcons .....	58
III-4-1- Introduction.....	64

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

IV-1-Introduction.....	86
IV-2-Choix de la méthode de calcul.....	86
IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale.....	89
IV-3-1-Principe.....	89
IV-3-2-Spectre de réponse de calcul.....	89
IV-3-3-Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	90
○ A : coefficient d'accélération de zone.....	90
○ D : facteur d'amplification dynamique moyen.....	90
○ R : coefficient de comportement global de la structure.....	92
○ Q: Facteur de qualité.....	92
○ W : poids total de la structure.....	93
○ Détermination des paramètres des combinaisons d'action.....	93
IV-3-4-Nombre de mode à considérer.....	94
IV-3-5-Modélisation.....	94
A)-La disposition des voiles.....	96
B)-Application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	98
C)-Nombre des modes considérées.....	99
D)-Calcul de la force sismique statique.....	102
E)-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.....	102
F)-Vérification de déplacement.....	103
H)-Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	110
G)-Vérification de L'excentricité accidentelle.....	113
K)-Vérification au renversement.....	115
IV-4-Finalement.....	118

## Chapitre V : Etude de vent

V-1-Introduction.....	119
V-2- Application de R N V 99.....	119
V-2-1- Vérification à la stabilité d'ensemble.....	119
V-2-1-1-Détermination du coefficient dynamique Cd.....	119
V-2-1-2-Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ .....	122
V-2-1-3-Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe.....	126
V-2-1-4-Détermination du coefficient de pression intérieure Cpi.....	131
V-2-1-5-Détermination du coefficient de pression de vent Cp.....	131
▪ Calcul de la pression due au vent .....	132
V-2-1-6-Calcul des forces de frottement .....	134
V-2-1-7-Détermination de la force résultante.....	135
V-2-1- 8-Excentricité de la force globale horizontale.....	138
V- 2-2- Commentaire.....	139
V-3- Vérification de la stabilité.....	139
V-4- Conclusion.....	139

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI-1-Introduction.....	140
VI-2-Etude de ferrailage des poteaux.....	140
VI-2-1- Combinaisons spécifiques de calcul.....	140
VI-2-2- Calcul des armatures longitudinales.....	141
VI-2-3-Calcul des armatures transversales.....	141
VI-3-Etude de ferrailage des poutres.....	142
VI-3-1-L'étude des Poutres principales.....	154
A) Poutre principale section (35X35).....	154
Calcul des armatures longitudinales.....	154
Calcul des armatures transversales.....	157
B) Poutre principale section (35X50) .....	158
Calcul des armatures longitudinales.....	158
Calcul des armatures transversales.....	161
VI-3-2- L'étude des Poutres secondaires.....	172
VI-3-3- L'étude des Poutres noyaux.....	179
VI-4-Etude de ferrailage des voiles.....	180
VI-4-1- Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales.....	180
VI-4-2- Rôle de contreventement.....	180

VI-4-3- Ferrailage des voiles.....	181
VI-4-4- Combinaison.....	181
VI-4-5- Etapes de calcul.....	181
VI-4-6-Pre dimensionnement des voiles.....	185
VI-4-7-Ferrailage des voiles.....	185

## Chapitre VII : Etude des fondations

VII-Etude des fondations .....	198
VII-1-Introduction .....	198
VII-2-Rôles des fondations.....	198
VII-2-1-Définition.....	198
VII-2-2-Rôle principal .....	198
VII-2-3-Rôles secondaires.....	198
VII-3-Type de fondations.....	199
VII-4-Contrainte admissible du sol.....	200
VII-5-Choix du type de fondation.....	200
VII-5-1-Calcul de la semelle isolée.....	200
VII-5-1-2-Pré dimensionnement.....	200
VII-5-1-3-Calcul du ferrailage.....	203
VII-5-2- Calcul de la semelle filante.....	206
A- Dimensionnement.....	206
B- Ferrailage principal.....	207
C- L'espacement.....	207
D- Ferrailage de répartition.....	207
E- Calcul de la hauteur libre h'.....	207
F- Calcul l'espacement de cadres.....	207
VII-5-3- Etude des Longrines.....	208
A- Définition.....	208
B- Dimensionnement de longrine.....	208
C- Ferrailage de la longrine .....	209
VII-5-4- Etude du radier général .....	211
IV-5-4-1-Pré dimensionnement de radier général.....	211
A- Epaisseur de nervure du radier.....	211
B- Epaisseur de la dalle du radier.....	212

C- calcul de surface minimale du radier .....	212
D- Calcul du D (débordement).....	212
E- Vérification du radier .....	213
1- Vérification à l'effet de sous pression.....	213
2- vérification de non poinçonnement .....	213
3- Vérification de la contrainte de cisaillement.....	214
4- Vérification de la stabilité du radier au renversement .....	214
5- Caractéristiques géométriques du radier.....	215
6- Calcul des contraintes sous fondation.....	215
7- Vérification de la contrainte du sol.....	216
IV-5-4-1- Ferrailage du radier.....	219
A- Calcul de Ferrailage de la dalle radier.....	221
B- Calcul de Ferrailage de nervure.....	225

## Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décennies, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- ✓ Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (**RPA99/version 2003 et CBA 93 pour le cas de l'Algérie**).

## I- Introduction:

### I-1-Historique:

Le Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ...etc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et **Joseph Monnier** imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- ✓ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

## **I-2-Introduction générale:**

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## **I-3-Présentation de l'ouvrage:**

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un Tour à usage commerciale et d'habitation, composé (**R+16**), implanté à Guelma, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone **IIa** d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**).

Les étages **RDC** pour vocation commerciale (magasins), les autres étages sont des logements d'habitation.

### **3-1-Caractéristiques géométriques:**

Le Tour à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan de dimensions:

- ❖ Hauteur de la chambre niveau terrasse.....**2,78m.**
- ❖ Hauteur des étages courants.....**2,97m.**
- ❖ Hauteur du RDC.....**2,97m.**

**CHAPITRE : I PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**

- ❖ Hauteur totale de la Tour.....53,27m.
- ❖ Longueur totale de la Tour à la base en plan.....29,67m.
- ❖ Larguer totale de la Tour à la base en plan.....32,30m.

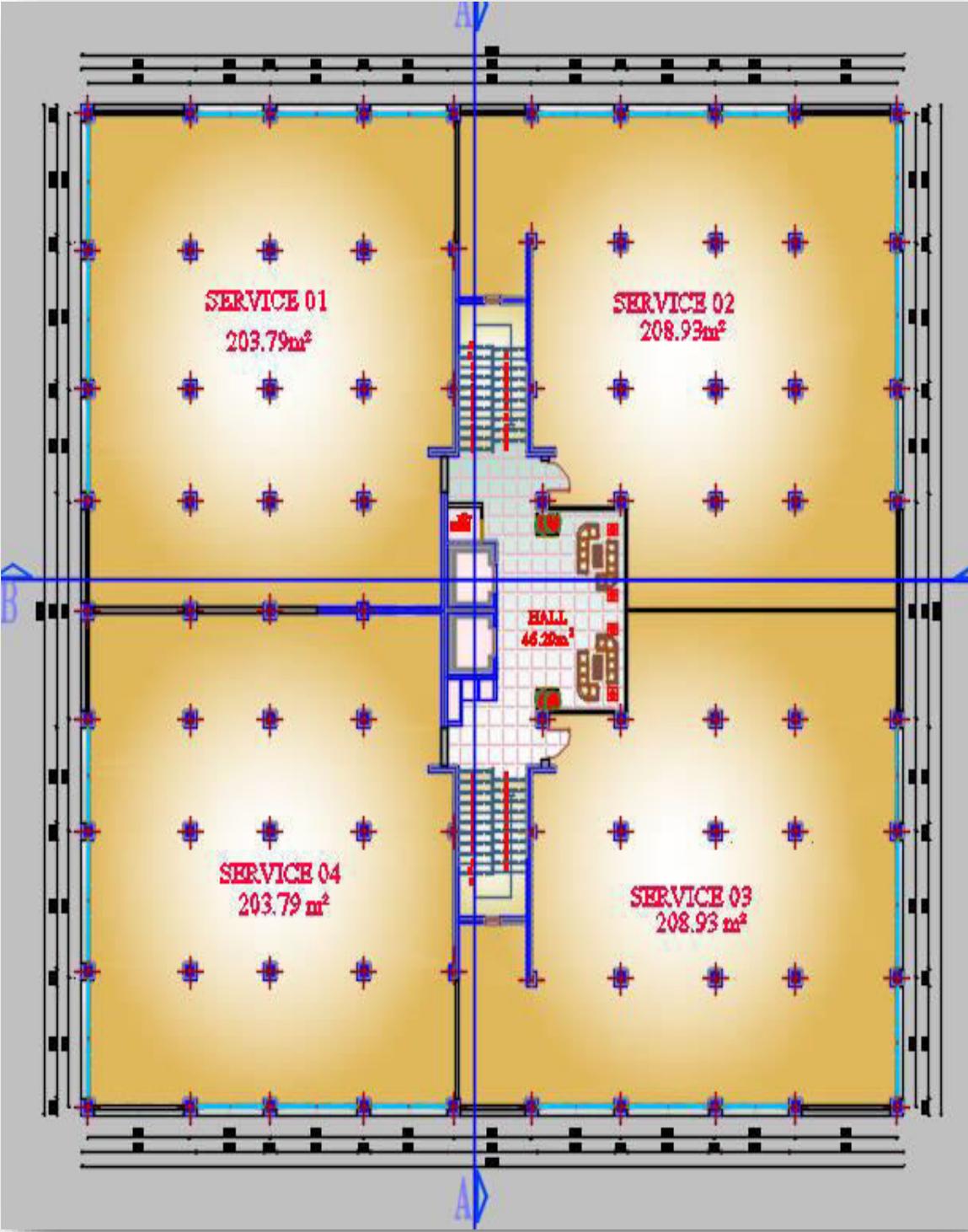


Figure I-1: Vue en plan niveaux RDC de la structure.

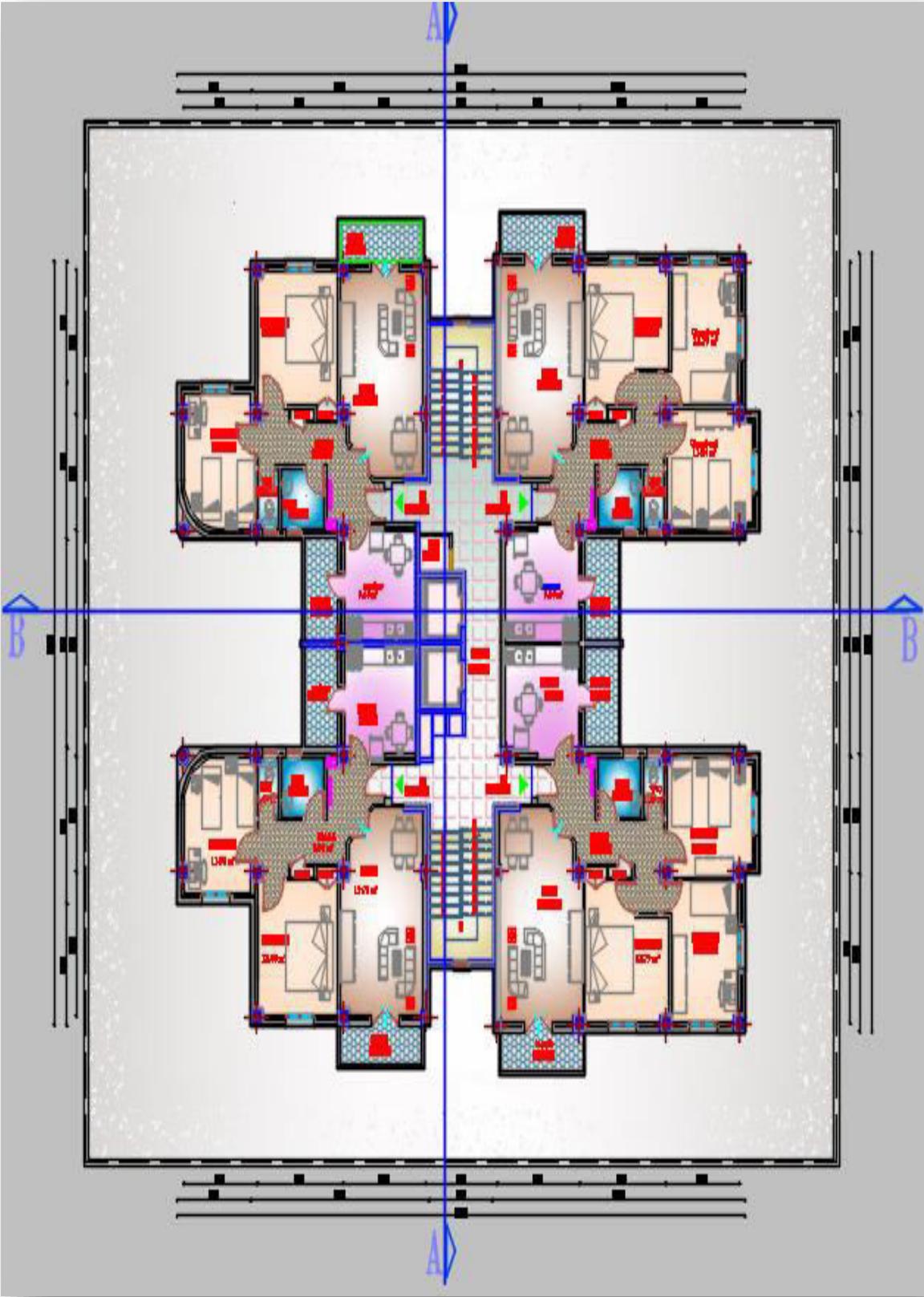


Figure I-2: Vue en plan niveaux étage courant de la structure.

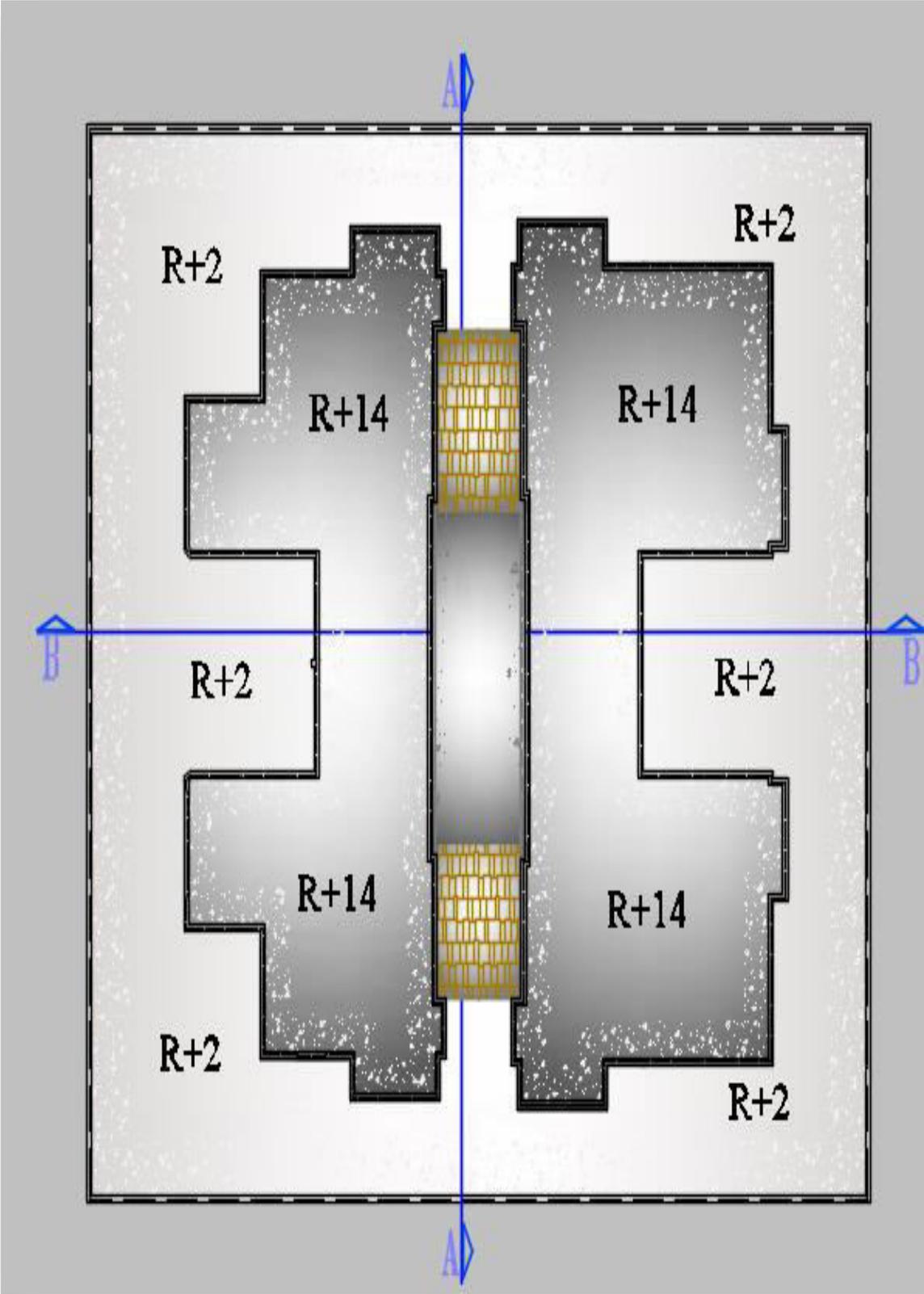


Figure I-3 : Vue en plan niveaux terrasse de la structure.

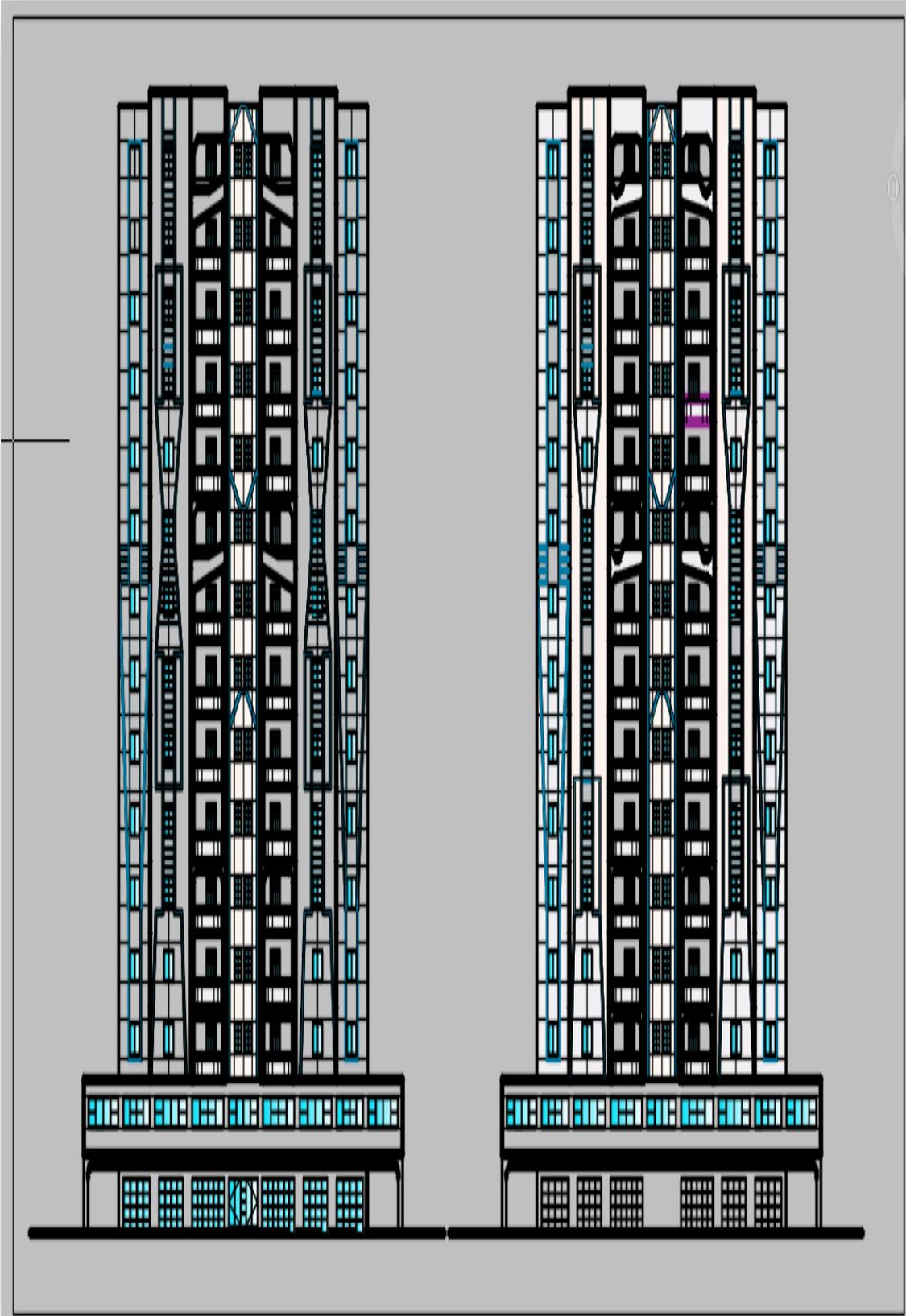


Figure I-4 : Plan façade niveaux terrasse de la structure.

### I-3-1-Ossature et système constructif adopté :

#### a-Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### b-Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

#### c-Escaliers:

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

#### d-Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### e-Revêtement:

-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.

#### f-Isolation:

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 cour de réalisation.

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

### I-3-2-Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté :  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

## I-3-3-Caractéristique mécanique des matériaux :

### I-3-3-1-Introduction générale:

Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction. Dans les structures en béton se développe un ensemble de contraintes générées par les diverses actions auxquelles elles sont soumises. La résistance à la compression du béton lui permet d'équilibrer correctement les contraintes de compression, par contre à la traction, il n'en pas de même pour les contraintes de traction. C'est pourquoi on dispose dans les parties tendues d'une pièce en béton, des armatures (barres ou treillis soudés) en acier (matériau qui présente une bonne résistance à la traction). Chaque constituant joue ainsi son rôle au mieux de ses performances : le béton travaille en compression et l'acier en traction. Ce matériau est appelé béton armé.

### I-3-3-2-Béton:

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux; ce dernier travail très bien la compression et mal à la traction; le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'a. Tous les règlements applicables en Algérie.

### I-3-3-3-Composition du béton:

On utilise dans notre tour un béton dosé à **350 kg/m<sup>3</sup>** de ciment **CPJ 45 R** le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température.

#### a-Ciment :

La teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée. Pour les bétons de remplissage, peu sollicités, le dosage est de **150 kg/m<sup>3</sup>**. Pour toutes les pièces constituant la structure des bâtiments, en béton armé ou précontraints, le béton contient généralement **350 kg/m<sup>3</sup>** de ciment. Pour les mortiers, mélanges de sable, de ciment et d'eau, la teneur atteint en moyenne **450 kg/m<sup>3</sup>**. Enfin, les coulis, utilisés en injection dans des forages. ne comprennent que du ciment et de l'eau. Ils servent à boucher les microfailles et les fractures d'un terrain, par exemple autour d'un barrage avant son édification.

#### b- Granulats :

Les granulats utilisés sont des graviers issus de carrières, blocs de roche concassés et broyés, ou des granulats roulés, extraits du lit des rivières. La taille des granulats varie en

fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton recherché. La taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande dimension des éléments les plus petits et celle des éléments les plus grands. Par exemple, un gravier **5/15** est composé de particules dont le diamètre varie entre **5** et **15 mm**. Pour les bétons employés en bâtiment, les granulats les plus courants sont des graviers **5/15** et **15/25**. Pour des travaux de génie civil, Oit les pièces sont plus massives, les graviers sont plus gros, jusqu'à **150 mm** de diamètre dans le cas des barrages. Il s'agit alors de béton cyclopéen.

### **c- Sable :**

Les grains de sable, de même origine que les granulats, ont un diamètre inférieur à **2 mm**. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses. Il existe un béton, le mortier de ciment. Contenant uniquement du sable, du ciment et de l'eau. Il sert principalement en maçonnerie pour lier les briques ou les parpaings. et pour dresser les enduits sur les murs.

### **d- Eau :**

L'eau doit être propre; c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance. La consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau. Plus un béton est liquide, plus il est facile à travailler. Mais un tel matériau présente une plus faible résistance une fois sec. Il est donc nécessaire de définir la teneur en eau selon l'usage du béton, et d'obtenir le juste équilibre pour que le matériau soit résistant et néanmoins maniable. P. général, le béton mis en œuvre est plutôt sec, mais il est vibré au coulage pour lui permettre de remplir correctement le coffrage, et pour expulser l'air emprisonné lors du malaxage.

### **I-3-3-4-Dosage du béton :**

Nous avons utilisé une méthode pratique dite « Méthode de **DREUX** et **GORISSE** »

Pour obtenir un béton normal ( $D=25\text{mm}$ ) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression  $=25\text{ MPa}$ , en supposant que les granulats utilisés sont secs, Nous utilisons l'abaque de Dreux énoncés dans la figure ci-dessous

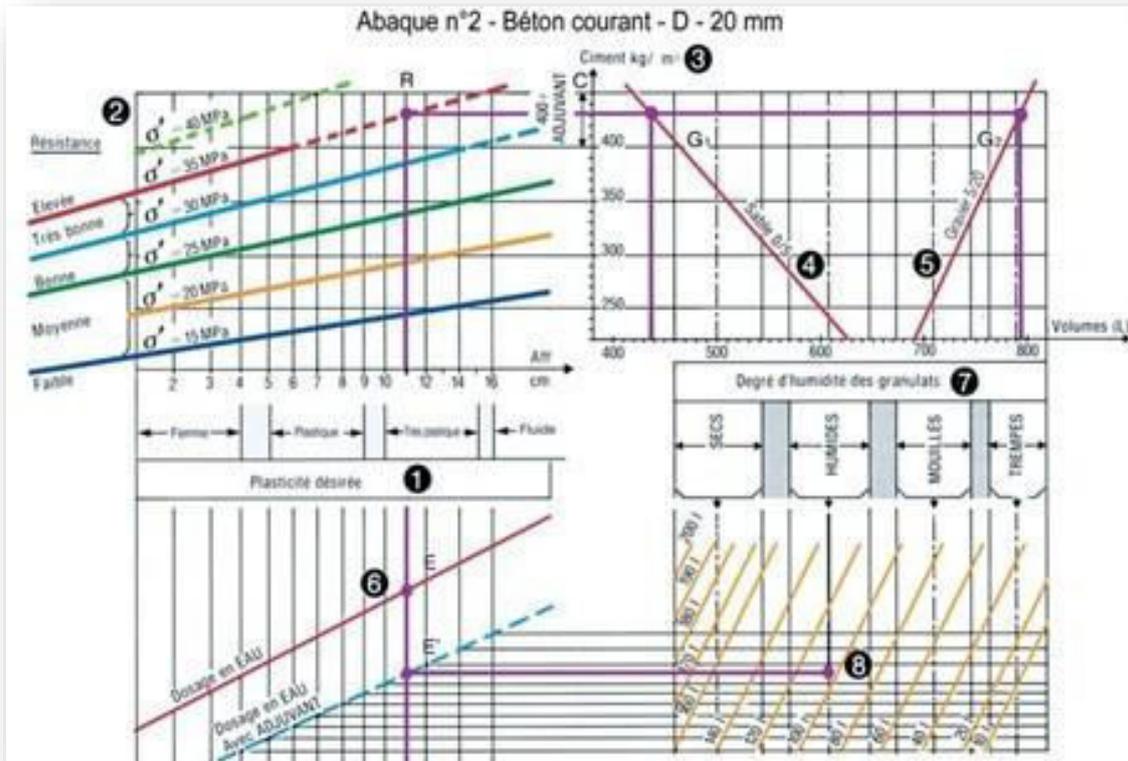


Figure I-5 : Abaque de DREUX

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm
- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm
- 175 L d'eau de gâchage

**I-3-3-5-Résistances du béton :**

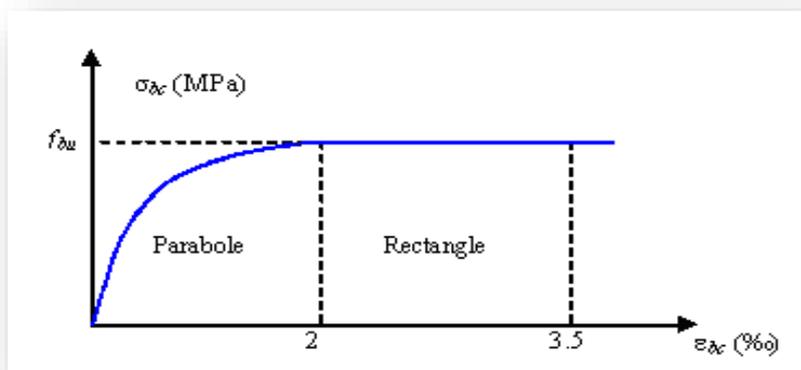
**a-Résistance à la compression ( $f_{cj}$ ) :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique spécifique, celle-ci, notée  $f_{c28}$ , est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm, écrasée en compression centrée. On peut admettre la résistance à l'âge (j) jours notée  $f_{cj}$  avec les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (1) \\
 f_{ej} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83 \cdot j} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\
 f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \geq 60 \text{ jour} \\
 \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (2) \\
 f_{ej} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95 \cdot j} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\
 f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j = 28 \text{ jours}
 \end{array} \right.$$

**Choix de  $f_{c28}$**

En utilisant le tableau des valeurs admises de  $f_{c28}$  en fonction du type et du dosage en ciment (**350 kg/m<sup>3</sup>** de ciment classe **CPJ 42.5R**) et des conditions de fabrication (auto contrôle surveillé), et en considérant aussi que le **RPA** exige pour les structures en béton armé une contrainte  $f_{c28}$  minimale de **22 MPa** nous allons donc adopter pour notre structure de bâtiment:  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .



**Figure I-6: Diagramme Contraintes Déformations du béton.**

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \gamma_b = 1,5 \dots\dots\dots \text{situation durable.} \\
 \gamma_b = 1,15 \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.}
 \end{array} \right.$$

$$\Theta = \left\{ \begin{array}{l}
 1 \dots\dots\dots t > 24 \text{h.} \\
 0,9 \dots\dots\dots 1 \text{h} < t < 24 \text{h.} \\
 0,8 \dots\dots\dots T < 1 \text{h.}
 \end{array} \right.$$

**b- Résistance à la traction ( $f_{tj}$ ) :**

Cette résistance est déterminée expérimentalement après trois types d'essais :

- ✚ Essai par traction directe sur éprouvette.
- ✚ Essai et calcul de contrainte de traction sur éprouvette fléchés.
- ✚ Essai brésilien par fendage du béton.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{Si } f_{c28} < 60 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} & \text{Pour } j = 28 \text{ jours} \\ f_{tj} = 0,275f_c^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>).

◆ **Coefficient de Poisson et Module de déformation longitudinale :**

**Coefficient de Poisson ( $\nu$ ) :**

Le coefficient de Poisson est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{ELS.} \\ \nu = 0 \dots \dots \dots \text{ELU.} \end{array} \right.$$

**Déformations instantanées ( $E_{ij}$ ) :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :  $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique à la compression à j jours en « MPa ».

◆ **Déformations différées ( $E_{vj}$ ) :**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton à j jours est donné par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{ou} \quad E_{vj} = E_{ij}/3$$

Ainsi, pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  :  $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$ , :  $E_{vj} = 10721,4 \text{ MPa}$ .

# CHAPITRE : I PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

## I-3-3-6-Aciers :

Les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec  $f_e \leq 500$  MPa, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égal à 5%.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à  $E_s=2.10^5$  MPa.

On a trois types d'acier que l'on pourrait utiliser dans notre projet :

**Tableau I-1 : Types d'acier.**

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	Fe E400	400	310-490	22%
	Fe E500	500	390-490	25%
Rond lisse (RL)	Fe E215	500	480	14%
	Fe E235	235	550	12%
Treillis soudés	Fe E500	E500	550	12%

Dans notre ouvrage, nous avons opté pour l'utilisation :

- ✚ Aciers de haute adhérence FeE400..... armatures longitudinales.
- ✚ Aciers ronds lisses (RL) :FeE215..... étriers, cadres, épingles.
- ✚ Treillis soudés (TS) :FeE500.....tables de compression.

### Diagramme contraintes-déformations de l'acier :

Ce diagramme se compose de deux parties :

De 0 à  $\epsilon_1$  d'une droite ( $\sigma = E_s \cdot \epsilon$ ) de pente ( $E_s = 2.10^5$  MPa).

Et de  $\epsilon_1$  à 10% d'une droite horizontale  $\sigma = f_e / \gamma_s$ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation fondamentale.} \\ \gamma_s = 1 \dots \dots \dots \text{situation fondamentale.} \end{array} \right\}$$

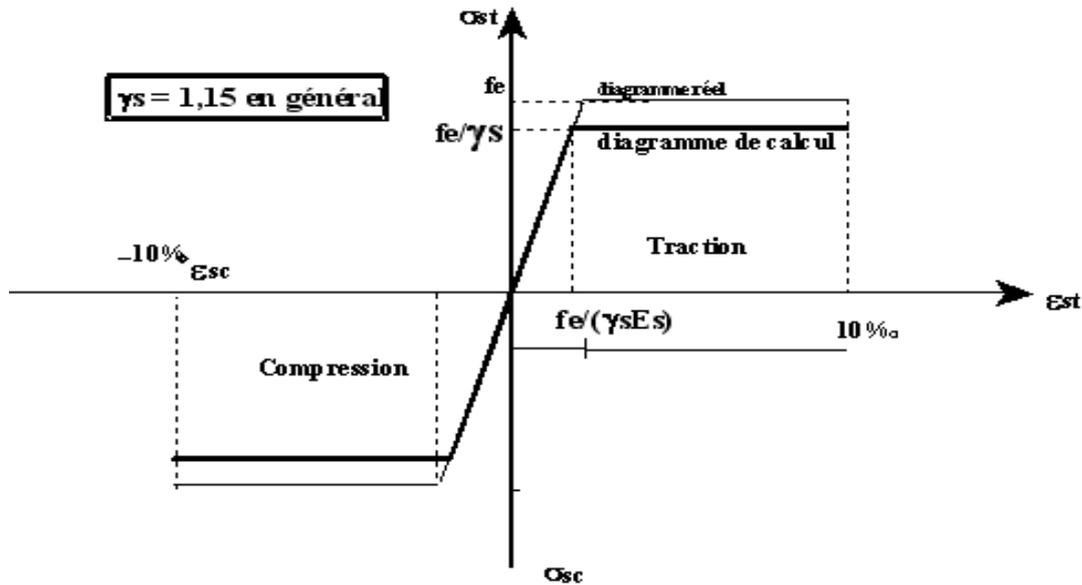


Figure I-7: Diagramme contraintes-déformations.

**I-3-3-7-Contraintes de calcul :**

Pour l'étude de ce projet, les calculs seront conduits avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

**A-Béton :**  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ,  $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{25} = 2985,6\text{MPa}$ .

**ELU : Contrainte ultime de compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Tel que :

- $\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation durable} \Rightarrow f_{bu}=14,2 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle} \Rightarrow f_{bu}=18.2 \text{ Mpa.} \end{array} \right\}$

**ELS : Contrainte limite de compression :**

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

Lorsque les armatures sont d'âmes droites ou lorsqu'elles comportent à la fois des barres relevées et des barres droites, la contrainte limite de cisaillement est limitée selon le mode de fissuration :

- $\tau = \min (0,13 \cdot f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots$  fissuration peu nuisible.
- $\tau = \min (0,1 \cdot f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots$  fissuration préjudiciable(ou très préjudiciable).

**B- Acier :**

**ELU : Contrainte ultime de compression :**

$f_e = 400 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situations accidentelles.} \\ 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situations durables.} \end{cases}$$

**ELS : Contrainte limite de compression :**

Il y'a trois cas à distinguer :

**Fissuration peu nuisible (peu préjudiciable) :**

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites.

**Fissuration nuisible (préjudiciable) :**

$\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 150\eta)$  en MPa.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots \dots \dots \text{Pour (R.L).} \\ 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour (H.A).} \end{cases}$$

**Fissuration très nuisible :**

$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 110 \eta)$  en MPa.

**I-3-3-8-Reglements de calcul :**

Les règlements utilisés pour les calculs et la vérification de cet ouvrage sont:

- ✚ RPA 99 Version 2003
- ✚ CBA 93 (BAEL 91)
- ✚ RNV 99

**A-Définition des états limites :**

C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service :

- **Etats limites ultimes (ELU) :**

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ✚ De l'équilibre statique de la construction (non renversement)
- ✚ De la résistance de chacun des matériaux (non rupture)
- ✚ De la stabilité de forme (non flambement)

❖ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- ✚ Conservation des sections planes après déformation.
- ✚ Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.

## CHAPITRE : I PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

- ✚ La résistance à la traction du béton est limitée à **3,5‰** en flexion simple et **2 ‰** en compression simple.
- ✚ Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- ✚ L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.
- ✚ Le dimensionnement à l'**ELU** est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :
- ✚ **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- ✚ **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- ✚ **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

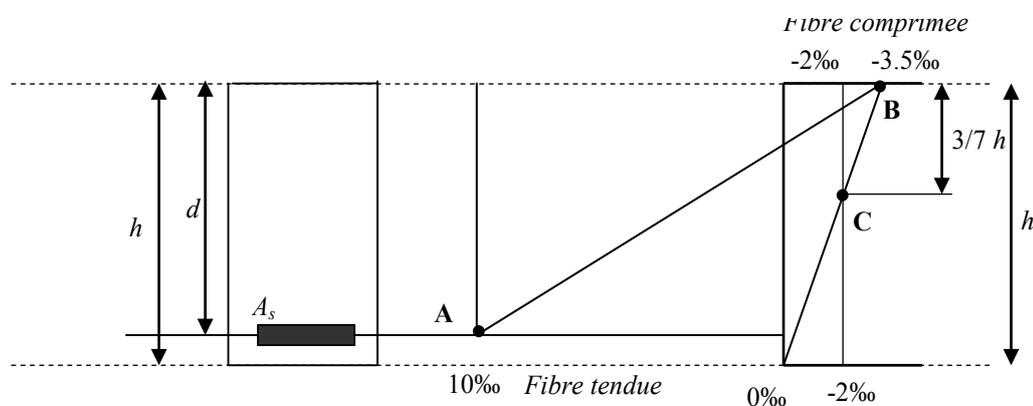


Figure I-8: Diagramme des déformations limites de la section.

### - Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- ✚ La valeur limite de la compression du béton.
- ✚ La valeur limite de l'ouverture des fissures.
- ✚ La valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

### ❖ Hypothèses de calcul à l'ELS :

- ✚ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- ✚ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✚ Le rapport  $\ll n \gg$  du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le coefficient d'équivalence est pris égal à 15.

### II-1- Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants est étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations ( flèches), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification a la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire , nous commencons le prédimensionnement du sommet vers la base :

- ✚ Palchers
- ✚ Poutres
- ✚ Poteaux
- ✚ Voiles

### II-2-prédimensionnement des planchers :

#### II-2-1-Introduction:

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

Pour le tour étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

L'épaisseur des palchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que vérifications de résistance .aussi, l'épaisseur des palchers est déduite a partir des conditions suivantes

#### II-2-2-Plancher à corps creux (figure II-1) :

Pour des dalles reposant sur ou quatre appuis  $\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$

**L** : la plus grande portée, dans notre cas L= 350 cm.

$$\frac{350}{25} \leq e \leq \frac{350}{20} \quad 14 \leq e \leq 17,5$$

On adopte : **h=20** soit 16+4

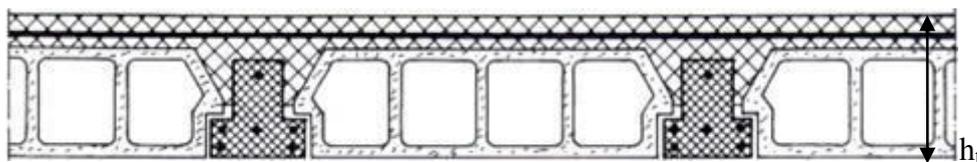


Figure II-1: Coupe verticale du plancher en corps creux.

◆ **Dimension des poutrelles:** (Figure II-2)

$$b_1 = \min \left( \frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0 \right)$$

$L_n$  : la distance entre axes des nervures et  $h_0 = 4$  cm.

$$50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm}$$

donc :  $L_n = 65$  cm

$$b_1 = \min \left( \frac{65}{2}; \frac{450}{10}; 24 \right)$$

donc :  $b_1 = 24$  cm

$$b_0 \geq \frac{ht}{2}$$

donc :  $b_0 \geq 10$  cm

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

$$b_0 = b - 2b_1 = 65 - 50 = 15 \text{ cm} \quad \text{donc : } b_0 = 15 \text{ cm}$$

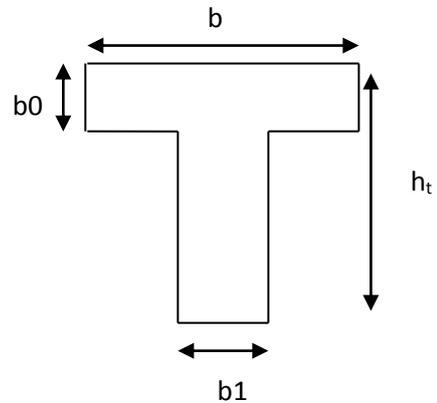


Figure II-2 : Section de la poutrelle

**II-2-3-Plancher en dalle pleine :**

Dans notre projet on a 3 types :

❖ **1ère type :**

Largeur : 1.50 m

Longueur : 2.85 m

$$e_p < L/10 = 150/10 = 15 \text{ cm}$$

$e_p$  doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après **RPA 99 / version 2003**).

On adopte :  $e_p = 15$  cm

❖ **2ème type:**

Largeur : 1. 2m

Longueur : 3.70m

$$e_p < L/10 = 120/10 = 12\text{cm}$$

On adopte:  $e_p = 12$  cm

❖ **3ème type:**

Largeur : 2.00m

Longueur : 6.40m

$$e_p < L/10 = 200/10 = 20\text{cm}$$

On adopte :  $e_p = 20 \text{ cm}$

### II-2-4-Conclusion:

Concernant le pré dimensionnement des planchers nous adopterons :

Pour les planchers à corps creux  $e = 20$ . Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16cm et une dalle de compression de 4cm.

Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 12, 15 et 20 cm pour les balcons.

### II-3-Pré dimensionnement des voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

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

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ( $L \geq 4e$ ). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- ✚ L : longueur de voile.
- ✚ e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

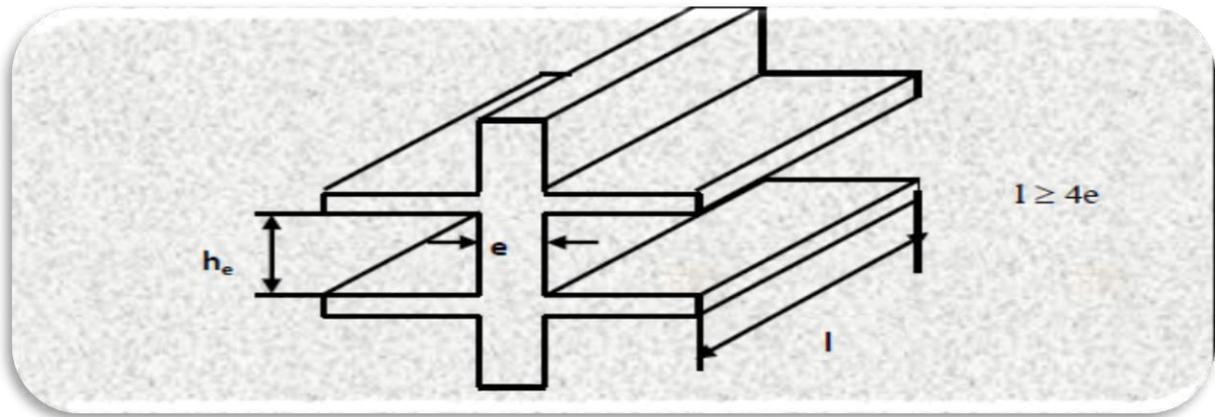


Figure II-3: Coupe de voile en élévation

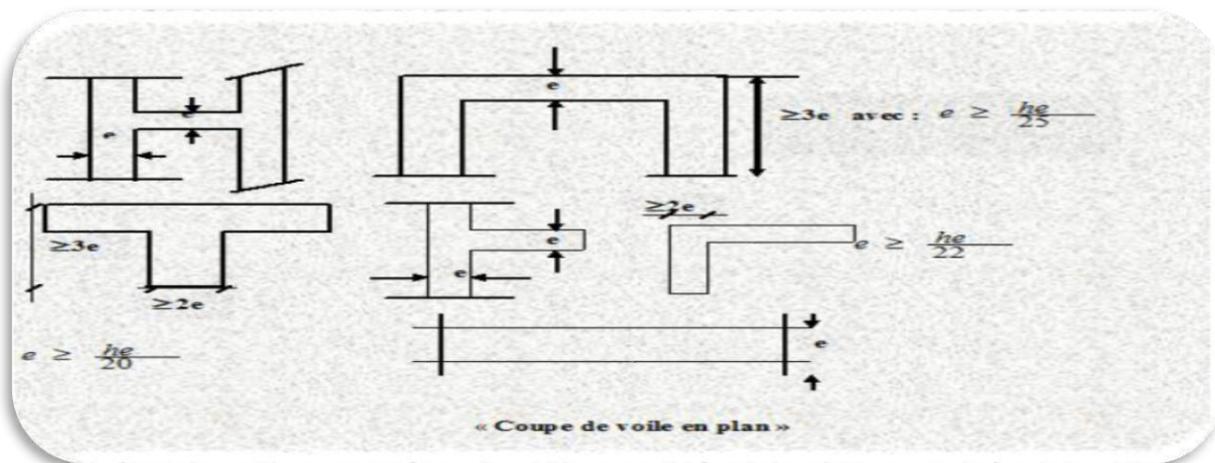


Figure II-4: Coupe de voile en plan

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99 :

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

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 2.97\text{ m}$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 11.8\text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13.5\text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 14.85\text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e/22 , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15; 11.8; 13.5; 14.85)$$

$$e \geq 15\text{ cm} \quad \text{on adopte que :} \quad e = 15\text{ cm}$$

Et pour les voile du censeur en adopte  $e = 20\text{cm.}$

### II-4-Pré dimensionnement des escaliers:

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux déférents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron  $2h + g = p$  : l'amplitude du pas.

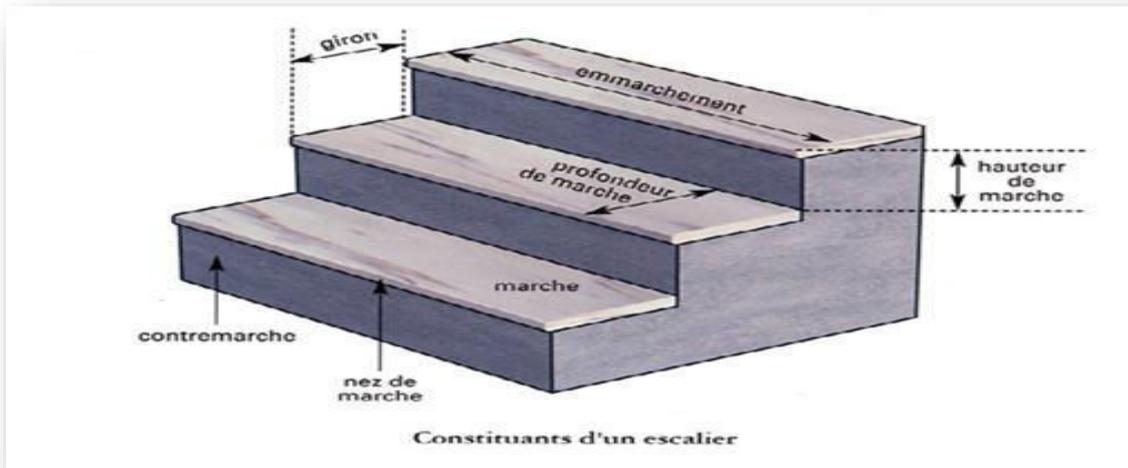


Figure II-5 : Schéma d'escalier

L'épaisseur de la paillasse est :  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 2.50/30 < e < 2.50/20$

#### II-4-1-RDC et étage courant :

Hauteur : 2.97 m

Giron :  $g = 30$  cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a :  $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$ .

$h$  : varié de 14 cm à 20 cm.

$g$  : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour :  $h = 16$  cm

$N_c = H/h$

$= 2.97 / 16$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

9 contre marche

$n = N_c - 1 = 9$  marche

### II-4-2-Inclinaison de la paille:

$$\operatorname{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c x h \Rightarrow H' = 9 x 16 \Rightarrow H' = 1.44 \text{ m}$$

$$L' = (n-1) x g \Rightarrow L' = (9-1) x 30 \Rightarrow L' = 2.4 \text{ m}$$

$$\operatorname{Tg}\alpha = 1.44 / 2.4 \Rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 1.44 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.79 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paille est : } L/30 < e < L/20 \Rightarrow 2.79/30 < e < 2.79/20$$

$$\Rightarrow 9.30 < e < 13.95 \text{ on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

### II-5-Descente des charges :

#### II-5-1-Introduction :

Descente de charge ; c'est l'opération qui consiste à déterminer pour chaque élément de l'ouvrage les charges qui lui reviennent, et elle permet de pré dimensionner les poteaux les plus sollicités de la structure .Toute fois ceci n'est pas réalisable qu'après un pré dimensionnement des éléments.

Le pré- dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure .Il sera fait selon les règles techniques Algériennes

CBA93 et le RPA 99 et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

#### A-Charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### B-Charges d'exploitation:

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECSENTE DES CHARGES

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

**G : Charges permanentes.**

**Q : Charges d'exploitations.**

### II-5-2-Les Planchers:

#### A-Plancher terrasse (inaccessible):

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

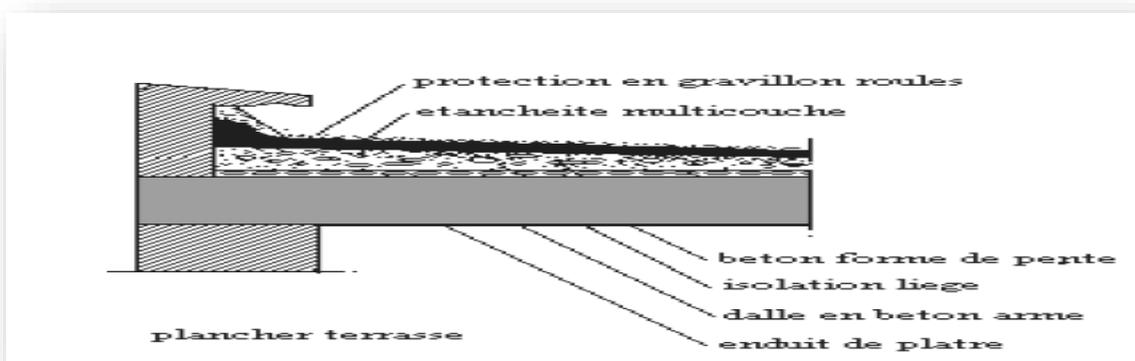


Figure II-6 : Plancher type terrasse

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	e (cm)	D (kg/m3)	G (kg/m2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
Charge permanente			<b>G = 629 Kg/m2</b>

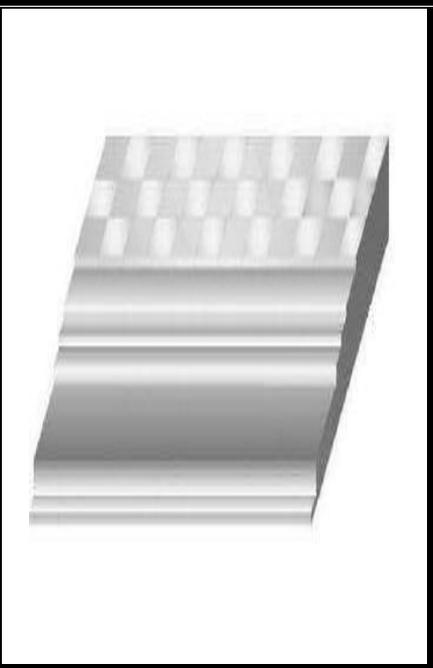
## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECSENTE DES CHARGES

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/ml}$ .

La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/ml}$ .

**Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine**  
**1 er types**

Matériaux	e (cm)	D (kg/m3)	G (kg/m2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	15	2500	375
6-Enduit plâtre	2	1000	20
Charge permanente			<b>G = 721 Kg/m</b>

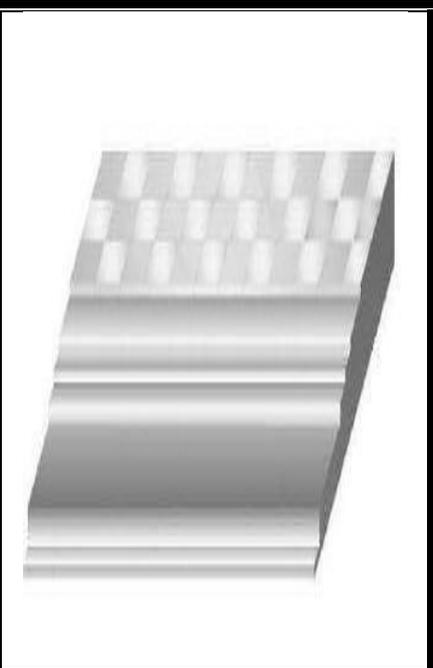


La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/ml}$ .

La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/ml}$ .

**Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine**  
**2ème types.**

Matériaux	e (cm)	D (kg/m3)	G (kg/m2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	22	2500	550
6-Enduit plâtre	2	1000	20
Charge permanente			<b>G = 896Kg/m</b>



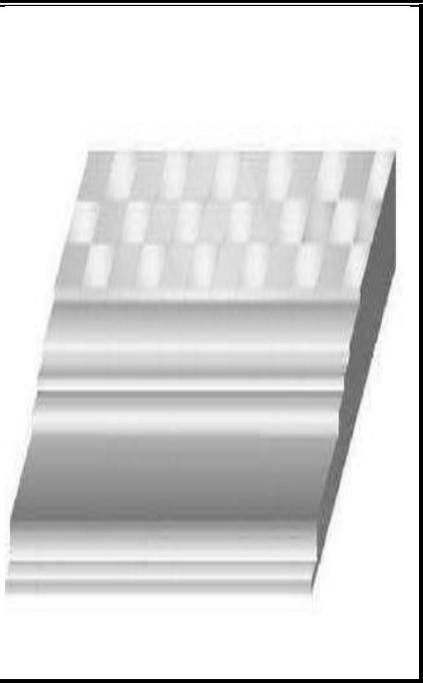
## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECSENTE DES CHARGES

La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/ml}$ .

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

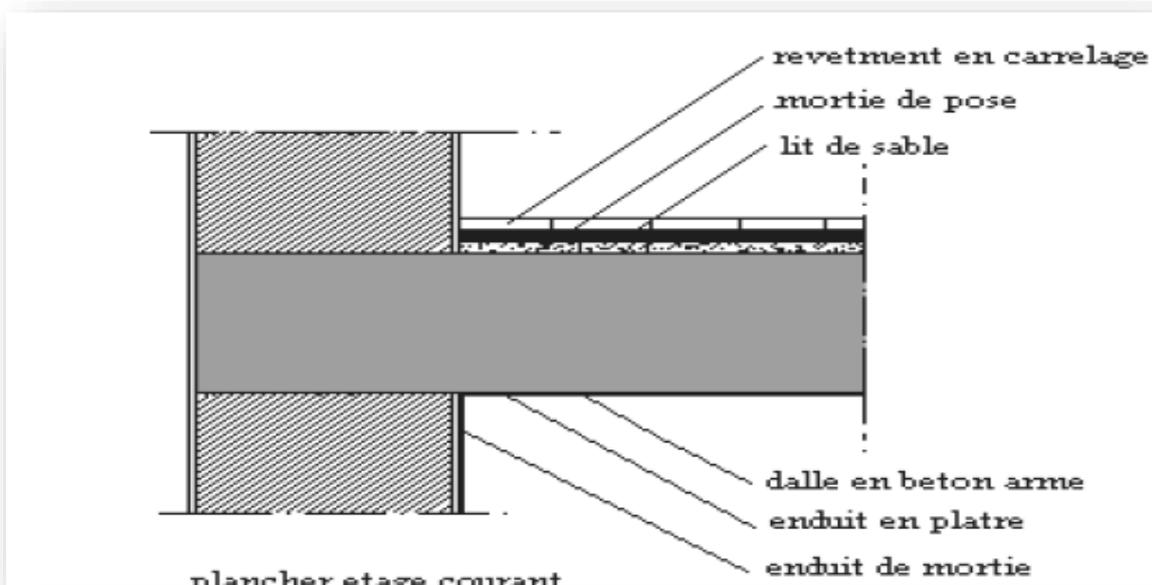
**Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine**  
**3éme types.**

Matériaux	e (cm)	D (kg/m3)	G (kg/m2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	12	2500	300
6-Enduit plâtre	2	1000	20
Charge permanente			<b>G = 646Kg/m</b>



### B-Plancher étages courant:

Les plancher des étages courant sont en corps creux



**Figure II-7 : Plancher étage courant**

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES

**Tableau II-5 : Evaluation des charges permanentes des planchers courant.**

Matériaux	e(cm)	D (Kg/m3)	G (Kg/m2)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100
charge permanente			<b>G = 550 Kg/m2</b>

La charge d'exploitation (chambres)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (hall de circulation)  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

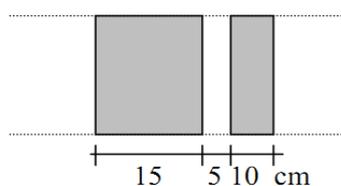
La charge d'exploitation (balcon)  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

### II-5-3-Mur extérieur (double cloison):

**Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur**

Matériaux	e(cm)	D (Kg/m3)	G (Kg/m2)
1-Brique creuse	25	900	225
2-Mortier de ciment	4	2000	80
charge permanente			305 Kg/m2

La charge permanente (niveau RDC et étage courant)  $G = 305 \times (2.97-0,30) = 814.35 \text{ Kg/m}$



**Figure II-8 : Mur extérieur.**

**II-5-4-Murs intérieurs (simple cloison) :**



**Figure II-9 : Mur simple cloison.**

**Tableau II-7 : Charge permanente du mur simple cloison.**

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )
1	Enduit en ciment extérieurs	0.02	2000
2	Brique creuse	0,10	900
3	Enduit en ciment intérieur	0,02	1400
<b>charge permanente</b>			<b>158Kg/m2</b>

La charge permanente (niveau RDC et étage courant )  $G = 158 \times ( 2.97 - 0,30) = 421.86 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon)  $G = 158 \times 1,2 = 189.6 \text{ Kg/m}$

**II-5-5-L'acrotère :**

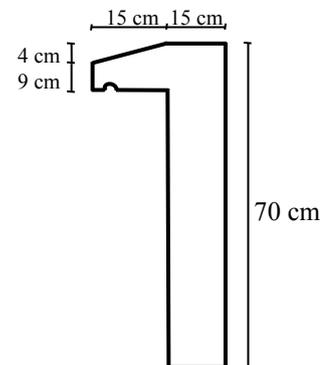
$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,57) = 0,1215 \text{ m}^2$$

$$P = (0,1215 \times 2500) = 303,75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : ep } 2\text{cm} = 55\text{Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 358,75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$



**Figure II-10: acrotère**

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECSENTE DES CHARGES

**II-5-6-Les balcons** : Nos balcons sont en dalle pleine

**Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon 1 er types.**

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
charge permanente			<b>G = 533 Kg/m<sup>2</sup></b>

La charge d'exploitation  $Q = 350\text{Kg/m}^2$

**Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon 2 éme types.**

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	12	2500	300
charge permanente			<b>G = 458 Kg/m<sup>2</sup></b>

La charge d'exploitation  $Q = 350\text{Kg/ml}$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECSENTE DES CHARGES

**Tableau II-10 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon 3éme types.**

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	20	2500	500
charge permanente			<b>G = 658 Kg/m<sup>2</sup></b>

La charge d'exploitation Q = 350Kg/ml

### II-5-7-L'escalier:

#### A-Palier

**Tableau II-11 : Evaluation des charges permanentes de palier.**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40
charge permanente			<b>G = 573 Kg/m<sup>2</sup></b>

La charge d'exploitaiton Q = 250 Kg/m<sup>2</sup> pour Palier

**B-Paillasse :**

**Tableau II-12 : Evaluation des charges permanentes de paillasse niveau étage**

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	16	2200	$(0, 16/2) \times 2200 = 176$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 30,96^\circ = 437,30$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20
charge permanente			<b>G = 831,3Kg/m<sup>2</sup></b>

La charge d'exploitation Q = 250 Kg/m<sup>2</sup> pour Paillasse

**II-6-pré dimensionnement des poutres:**

Les poutres de notre tour sont des éléments en béton arme de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**

**II-6-1-Poutres principales (porteuses):**

**D'après le BAEL91:**

- ❖  $L/15 \leq h_t \leq L/10$                        $h_t$  : hauteur de la poutre.
- ❖  $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$                        $b$  : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECSENTE DES CHARGES

### 1<sup>er</sup> cas :

Nous avons :  $L = 5.90\text{m}$ .

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow 39.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 59\text{cm}.$$

On prend  $h = 50\text{cm}$ .

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}.$$

On prend  $b = 35\text{cm}$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article:7.5.1 de RPA 99 suivant :

$$\diamond b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h/b \leq 4 \quad \Rightarrow h/b = 1.42 < 4 \quad \text{vérifie.}$$

### 2<sup>ème</sup> cas :

Nous avons :  $L = 3.60 \text{ m}$ .

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36\text{cm}.$$

On prend  $h = 30\text{cm}$ .

$$\diamond 0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article:7.5.1 de RPA 99 suivant :

$$\diamond b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow h = 30\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h/b \leq 4 \quad \Rightarrow h/b = 1 < 4 \quad \text{vérifie.}$$

### II-6-2-Poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le BAEL91:

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$\diamond 0.3 h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

Avec :  $L$  : portée maximale de poutre.

Nous avons :  $L = 3.5\text{m}$ .

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow 23.33\text{cm} \leq h_t \leq 35\text{cm}.$$

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

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

On prend  $b = 35 \text{ cm}$ .

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

$$\diamond b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

❖  $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifie.

❖  $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1 < 4$  vérifie.

Poutres principales :  $(b \times h) = (35 \times 50) \text{ cm}^2$

Poutres principales :  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

### II-7-Pré dimensionnement des Poteaux:

Les étapes de pré dimensionnement :

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ✚ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ✚ Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- ✚ Vérification de la section à l'ELS
- ✚ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91**.
- ✚ La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 (Article : 7.4.1)**

En zone III les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✚  $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$  pour la zone **I** et **II**
- ✚  $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- ✚  $1/4 < a / b < 4$

Avec  $(a, b)$  : dimension de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés ( $a=b$ )

Les charges permanentes : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de **10%** la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres. Les charges d'exploitation : comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0,5 Q** ( $Q$  : charge d'exploitation).

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECSENTE DES CHARGES

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

Avec **BAEL (article B.8.4.1)**

**Br** : section réduite du poteau (en cm<sup>2</sup>).

**As** : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

**fc28** : résistance à la compression de béton.

**fe** : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

**γb** = 1,5 coefficient de sécurité du béton.

**γs** = 1,15 coefficient de sécurité de l'acier.

**α** : coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

BAEL (article B.8.4.1)

On se fixe l'élançement mécanique λ=35 pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'où :

$$\alpha = 0,85/(1+0,2 \times 1) = 0,708.$$

On suppose que A=0 (cas le plus défavorable)

Donc:  $N_u \leq \alpha (Br \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b)$ .

AN :

$$B_r \geq 7,63 N_u$$

(Nu en tonnes et Br en cm<sup>2</sup>)

Nous avons trois types de poteaux

### II-7-1-Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

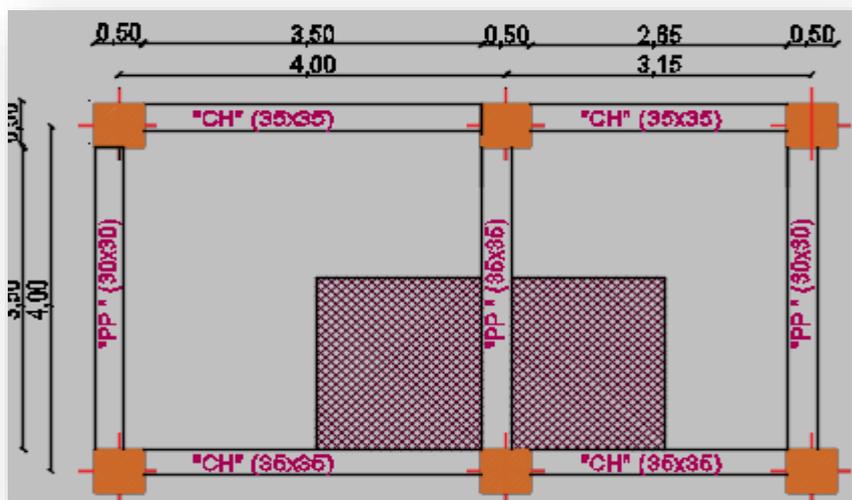


Figure II-11 : Représentation du poteau de rive le plus sollicité.

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECSENTE DES CHARGES

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

### A-Niveau terrasse :

Plancher :	$0.629 \times 5.38 = 3.384t$
Poutres transversales	$(3.5/2 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.5) = 0.535t$
Poutres longitudinales	$(3.5/2 + 2.65/2)(0.35 \times 0.35 \times 2.5) = 0.941t$
Surcharges :	$0.1 \times 5.38 = 0.538t$

$$N_G = 4.86t$$

$$N_Q = 0.538t$$

### B -Niveau étage courant +RDC :

Plancher :	$0.550 \times 5.38 = 2.959t$
Poutres transversales	$(3.5/2 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.5) = 0.535t$
Poutres longitudinales	$(3.5/2 + 2.65/2)(0.35 \times 0.35 \times 2.5) = 0.941t$
Surcharges :	$0.150 \times 5.38 = 0.807t$

$$N_G = 4.435t$$

$$N_Q = 0.807t$$

### C- Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

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

Avec :

- ◆ **n** : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- ◆ **Q<sub>0</sub>** : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ◆ **Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ..., Q<sub>n</sub>** : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le  $\frac{3+n}{2n}$  à partir du cinquième étage.

Pour une section carrée  $Br = (a-0,02)^2$  d'où :  $a = (Br)^{1/2} + 0,02$  (en m)

D'après le RPA 99 : On prend une majoration dynamique de 1,2

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES

**Tableau II-13 : Calcul de NU pré dimensionnement des poteaux des rives**

niveau x	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	Br (cm <sup>2</sup> )	a = (Br) <sup>1/2</sup> +2)* 1.2)	B
16	4.860t	4.860t	0.538t	0.538t	8.104 t	61.83	11.83	30 x 30
15	4.435t	9.295t	0.807t	1.345t	17.55t	133.95	16.28	30 x 30
14	4.435t	13.73t	0.807t	2.152t	23.93t	182.63	18.61	30 x 30
13	4.435t	18.16t	0.807t	2.959t	31.84 t	243.01	21.10	30 x 30
12	4.435t	22.6 t	0.807t	3.766t	39.77 t	303.48	23.30	30 x 30
11	4.435t	27.03t	0.807t	4.573t	47.68t	363.83	25.28	35 x 35
10	4.435t	31.47t	0.807t	5.380t	55.60 t	424.30	27.11	35 x 35
9	4.435t	35.90t	0.807t	6.187t	63.50 t	484.56	28.82	35 x 35
8	4.435t	40.34t	0.807t	6.994t	71.43 t	545.07	30.41	40 x 40
7	4.435t	44.77t	0.807t	7.801t	79.35 t	605.47	31.92	40 x 40
6	4.435t	49.21t	0.807t	8.608t	87.60 t	610.01	33.42	40 x 40
5	4.435t	53.64t	0.807t	9.415t	95.19 t	726.30	34.73	40 x 40
4	4.435t	58.07t	0.807t	10.22t	103.10t	786.68	36.05	45 x 45
3	4.435t	62.50t	0.807t	11.02t	111.00t	846.95	37.32	45 x 45
2	4.435t	66.93t	0.807t	11.83t	118.91t	907.34	38.54	45 x 45
1	4.435t	71.36t	0.807t	12.64t	126.83t	967.73	39.73	45 x 45
RDC	4.435t	75.79t	0.807t	13.45t	134.74	1028.12	40.87	50 x 50

II-7-2-Poteau de centre :

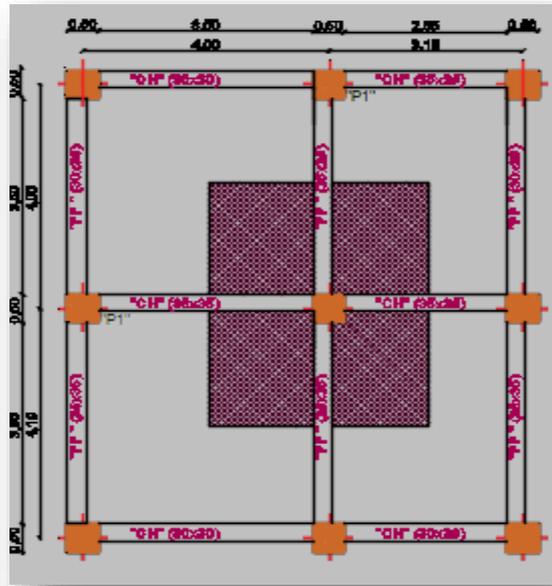


Figure II-12 : Représentation du poteau le plus sollicité.

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

**A-Niveau terrasse :**

- Plancher :  $0.629 \times 9.22 = 5.799t$
- Poutres transversales  $(3.5/2 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.5) \times 2 = 1.071t$
- Poutres longitudinales  $(3.5/2 + 2.65/2) \times (0.35 \times 0.35 \times 2.5) \times 2 = 1.883t$
- Surcharges :  $0.1 \times 9.22 = 0.922t$

<b><math>N_G = 8.753t</math></b>
<b><math>N_Q = 0.922t</math></b>

**B -Niveau étage courant +RDC :**

- Plancher :  $0.550 \times 9.22 = 5.071t$
- Poutres transversales  $(3.5/2 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.5) \times 2 = 1.071t$
- Poutres longitudinales  $(3.5/2 + 2.65/2) \times (0.3 \times 0.3 \times 2.5) \times 2 = 1.883t$
- Surcharges :  $0.150 \times 9.22 = 1.383t$

<b><math>N_G = 8.024t</math></b>
<b><math>N_Q = 1.383t</math></b>

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES

**Tableau II-14 : Calcul de NU pré dimensionnement des poteaux de centre**

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	Br (cm <sup>2</sup> )	a = (Br) <sup>1/2</sup> +2)*1.2)	B
16	8.753t	8.753t	0.922t	0.922t	14.51t	110.78	15.03	30x30
15	8.024t	16.77t	1.383t	2.305t	28.70t	219.03	20.15	30x30
14	8.024t	24.801t	1.383t	3.688t	42.91	327.42	24.11	35x35
13	8.024t	32.825t	1.383t	5.071t	57.11	435.76	27.44	35x35
12	8.024t	40.849t	1.383t	6.454t	71.28	543.94	30.38	35x35
11	8.024t	48.873t	1.383t	7.837t	85.49	652.29	33.04	40x40
10	8.024t	56.897t	1.383t	9.22 t	99.69	760.67	35.49	40x40
9	8.024t	64.921 t	1.383t	10.603t	113.89	869.02	37.77	40x40
8	8.024t	72.924 t	1.383t	11.986t	128.05	977.04	39.90	45x45
7	8.024t	80.96 t	1.383t	13.369t	142.26	1085.51	41.93	45x45
6	8.024t	88.99t	1.383t	14.752t	156.48	1194.00	43.86	45x45
5	8.024t	97.01t	1.383t	16.135t	170.65	1302.13	45.70	50x50
4	8.024t	105.04 t	1.383t	17.518t	184.87	1410.60	47.46	50x50
3	8.024t	113.06 t	1.383t	18.901t	199.07	1513.97	49.16	50x50
2	8.024t	121.08t	1.383t	20.284t	213.26	1627.21	50.80	55x55
1	8.024t	129.11t	1.383t	21.667t	227.46	1735.57	52.39	55x55
RDC	8.024t	137.13	1.383t	23.05t	241.67	1834.94	53.92	60x60

**Par le RPA :**

L'article 7.4.1 de RPA99 exige :

Pour la zone II on a :

❖  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES

- ❖  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- ❖  $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées.

D'après le **RPA99** les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

Finalement on adopte les sections suivantes:

**Tableau II-15 : Section des poteaux.**

niveaux	B
16	30x30
15	30x30
14	35x35
13	35x35
12	35x35
11	40x40
10	40x40
9	40x40
8	45x45
7	45x45
6	45x45
5	50x50
4	50x50
3	50x50
2	55x55
1	55x55
RDC	60x60

**II-7-3-Dimensions des poteaux :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** :  $\text{MIN}(a,b) \geq 30\text{cm}$  en **zone IIa**.

Les dimensions de la section des poteaux circulaires doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** :  $D \geq 30\text{ cm}$  en **zone IIa**.

**Tableau II-16: Pré dimensionnement des poteaux de l'entrée de Tour**

<b>Dimension du poteau circulaire</b>	<b>D (cm)</b>	50
---------------------------------------	---------------	----

### III-1-Introduction:

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis aux effets des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- ✚ L'acrotère ;
- ✚ Les dalles pleines des balcons ;
- ✚ Les planchers à corps creux (poutrelle et table de compression)
- ✚ Les escaliers

### III-2-Calcul de l'acrotère:

#### III-2-1-Introduction:

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenances.

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

$$Q=1,0 \text{ KN}$$

#### III-2-2-Détermination des sollicitations:

$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,57) = 0,1215 \text{ m}^2$$

$$P = (0,1215 \times 2500) = 303,75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ 2cm} = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 358.75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1 \text{ ml} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Moment fléchissant max dû à la surcharge } Q : M_Q = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 70 \text{ Kg.m}$$

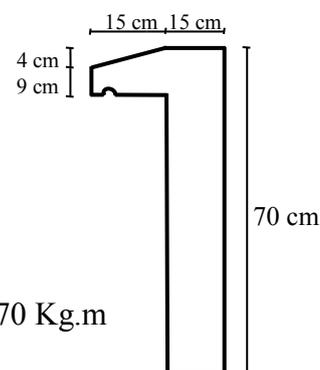


Figure III-1: Schéma l'acrotère.

#### ✚ Calcul à l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 303,75 = 483.63 \text{ Kg} = 4.83 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,7 = 105 \text{ Kg.m} = 1,05 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul à l'ELS :

$$N_s = G = 358.63 \text{ Kg} = \mathbf{3,58KN}$$

$$M_s = M_Q = QL^2/2 = 100 \times (0,7)^2/2 = 24,5 \text{ Kg.m} = \mathbf{0,245KN.m}$$

$$E.L.U : e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{105}{483} = 0.21m$$

$h_t = 15 \text{ cm} = ht/6 = 15/6 = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est a priori partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ).

III-2-3-Ferraillage de l'acrotère:

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

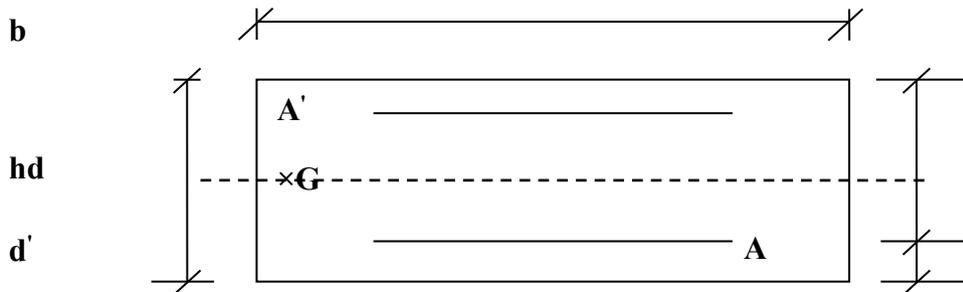


Figure III-2 : Section de calcul d'acrotère.

**h** : Epaisseur de la section : **15 cm**

**b** : Largeur de la section : **100 cm**

**c** et **c'** : Enrobage : **2 cm**

**d = h - d'** : Hauteur utile = **13 cm**

a- Calcul des armatures a L'ELU :

✚ Calcul en flexion simple :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 105 + 483 \times \left( 0.13 - \frac{0.15}{2} \right) = 131.56 \text{ kg.m / ml}$$

Avec :  $\gamma_b = 1,50$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{bc} = 0,85 \times 25 / 1,50 \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MP}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{131.56 \times 10^4}{130^2 \times 1000 \times 14.2} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pas des armatures}$$

comprimées.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.069$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.069 = 0.972$$

Fe = 400 MPa.            Donc :  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{131.56 \times 10^4}{0.972 \times 130 \times 348} = 30.6 \text{ mm}^2 = 0.306 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_{st}} = 0.306 - \frac{483}{3480} = 0.167 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité:** (Art.A.4.2.1/BAEL 91) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$  ; on adopte  $A_{st} = 5 \times \text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,51 / 4 = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte  $6 \times \text{HA6} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ **Vérification au cisaillement :** (BAEL 91 art 5.1.1) :

$$N_u = 1,5 Q = 150 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{N_u}{bd} = \frac{1500}{1000 \times 130} = 0,012 \text{ MPA}$$

$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

**b- ELS :**

✚ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ et } (\sigma_{st} \text{ est choisie en fonction de la fissuration})$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{sc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Z \times Y_{ser}}{I} ; \quad \sigma_{st} = \frac{N_{ser} \times Z \times (d - Y_{ser})}{I} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{\eta \times N_{ser} \times Z \times (Y_{ser} - d')}{I}$$

➤  $\eta = 15$  ; c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

➤  $Y_{ser}$  : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

On a :

$$N_{ser} = 358,75 \text{ Kg}$$

$$M_{ser} = 24,5 \text{ Kg.m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{24,5}{358,63} = 0,068 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = Z + C$$

Avec :

$$C = (h / 2) - e \Rightarrow C = (0,15 / 2) - 0,068$$

$$\Rightarrow C = 0,007 \text{ m}$$

Z ; est définie par l'équation du 3<sup>ème</sup> degré suivante :  $Z^3 + PZ + q = 0$

$$\triangleright P = -3C^2 \frac{(C-d) \times 6\eta \times A_{sc}}{b} + \frac{(d-C) \times 6\eta \times A_{st}}{b} \quad \text{Avec : } A_{sc} = 0$$

$$P = -3(0,007)^2 + \frac{(0,13-0,007) \times 6 \times 15 \times 2,51 \times 10^{-4}}{1,00} = 0,00263 \text{ m}^2$$

$$\triangleright q = -3C^2 \frac{(C-d)^2 \times 6\eta \times A_{sc}}{b} + \frac{(d-C)^2 \times 6\eta \times A_{st}}{b}$$

$$q = -3(0,007)^2 + \frac{(0,13-0,007)^2 \times 6 \times 15 \times 2,51 \times 10^{-4}}{1,00} = 0,000195 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + (4 p^3 / 27)$$

$$\Delta = (0,000195)^2 + \frac{4 \times (0,00263)^3}{27} = 4,072 \times 10^{-8} \text{ m}^6 \Rightarrow \Delta > 0$$

$$\text{Donc : } t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 1,358 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

✚ Calcul de (L) :

$$L = t^{1/3} \Rightarrow L = 0,0238 \text{ m}$$

✚ Calcul de Z :

$$Z = L - P / 3L \Rightarrow Z = 0,0130 \text{ m}$$

Donc :

$$Y_{ser} = Z + C = 0,0130 + (0,007)$$

$$\Rightarrow Y_{ser} = 0,020 \text{ m}$$

✚ Calcul d'inertie (I) :

$$I = \frac{b \times (Y_{ser})^3}{3} + 5[A_{st}(d-Y_{ser})^2 + A_{sc} \times (Y_{ser} - d')] \text{ Avec : } A_{sc} = 0$$

$$I = \frac{1 \times (0,020)^3}{3} + 5[2,51 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,020)^2] = 1,79 \times 10^{-5}$$

$$I = 1,79 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

**✚ Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Z \times Y_{ser}}{I} = \frac{358,75 \times 10^{-5} \times 0,0130 \times 0,020}{1,79 \times 10^{-5}} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**✚ Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \frac{N_{ser} \times Z \times (d - Y_{ser})}{I} = \frac{358,63 \times 10^{-5} \times 0,0130 \times (0,13 - 0,0020)}{1,79 \times 10^{-5}} = 0,333 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ce qui veut dire : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

Avec :

- $\eta = 1,6$
- $F_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 0,333 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

**✚ Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1,00 \times 0,13} = 11,54 \text{ KN/m}^2 = 0,001154 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,001154 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**✚ Vérification de (ELS) :**

$$e_{SER} = M_{SER} / N_{SER} = 0,245 / 3,590 = 0,068 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,025$$

$$M_{SA} = N_{SER} \times (d - h/2) + M_{SER} = 359 \times (0 ; 13 - 0,15/2) + 59 = 78,75 \text{ Kg.m} = 0,7875 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{ST} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{Y}}{3} \quad \text{avec : } \bar{Y} = \frac{n \times \sigma_{bc}}{n \times \sigma_{bc} + \sigma_{ST}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 130 = 68,56 \text{ mm}$$

$$\bar{Z}_1 = 13 - \frac{6,8}{3} = 10,73 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{SA}}{\bar{Z}_1 \times \sigma_{st}} = \frac{0,7875}{0,06856 \times 15} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max \left( A_{ST} - \frac{M_S}{\sigma_{st}} ; A_{\min} \right) \Rightarrow A_s \geq 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \times \text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

**A:** coefficient d'accélération de zone A = 0,20

**C<sub>p</sub>:** facteur de force horizontal C<sub>p</sub>=0,8

**W<sub>p</sub>:** poids propre de l'acrotère W<sub>p</sub> = 0.03 KN

**F<sub>p</sub>:** force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

Il faut vérifier que:  $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,20 \times 3,03 = \text{KN}$$

$$F_p = 1.93 \text{ KN} < 1,5Q = 1.50 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Finalemment :

Résultats :

**A<sub>prin</sub> = 5HA8/ml**

**A<sub>t</sub> = 6Ø6/ml**

On prend des armatures dans la zone comprimé son rôle est constructive :

**A<sub>sec</sub> = 5HA8/ml**

**A<sub>t</sub> = 6 Ø6/ml**

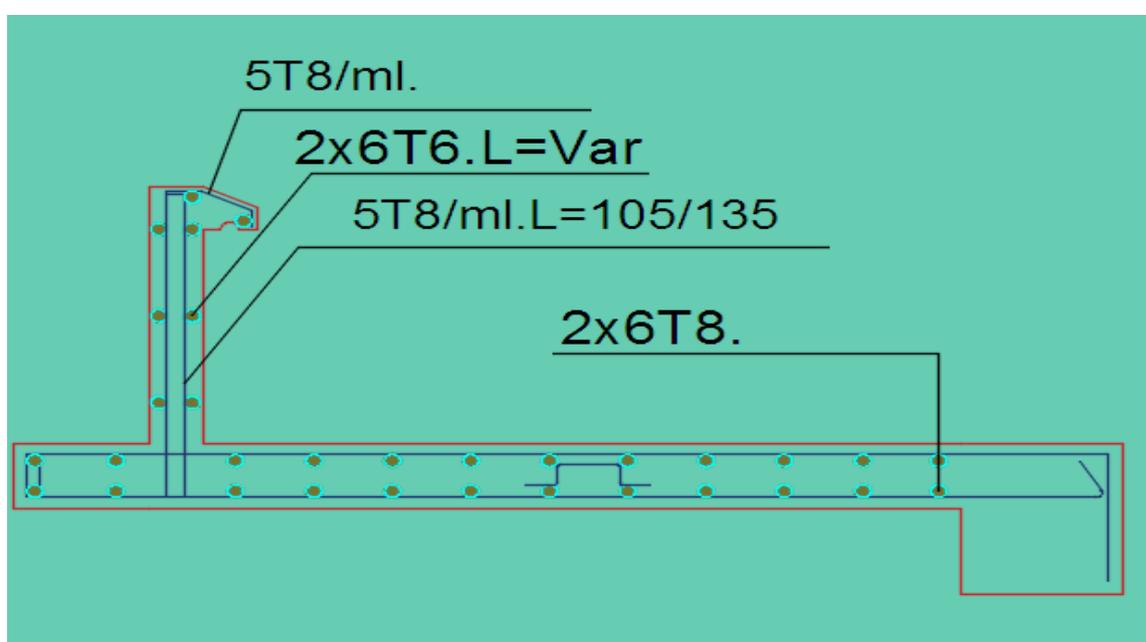


Figure III-3 : Ferrailage de l'acrotère.

### III-3-Etude de l'escalier:

#### III-3-1-Introduction:

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages. Dans cet ouvrage tous les escaliers sont du même type comportant une paillasse plus un palier.

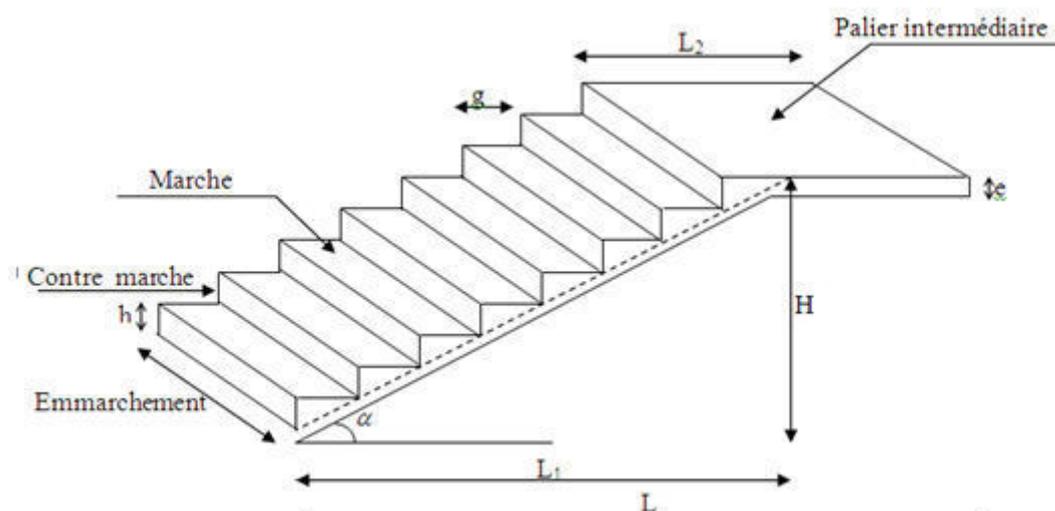


Figure III-4 : Schéma Escalier.

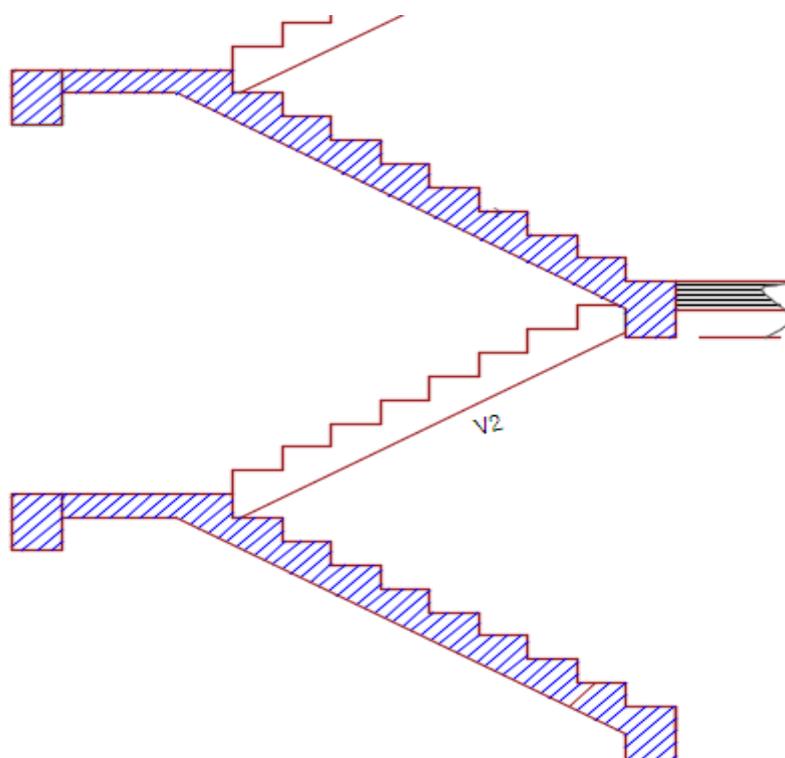


Figure III-5 : Coupes vertical d'escalier.

**III-3-2-Charges et surcharges:**

❖ **Combinaison d'action :**

On fait le calcul pour 1 ml

ELU :  $1,35G + 1,5Q$

ELS :  $G + Q$

**Tableau III-1 : Combinaison de charges escalier.**

	Section	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
RDC et étage courant	Palier	5.73	2.50
	Paillasse	8.31	2.50

Voile niveau RDC et étage courant  $G = 2500 \times 0,15 \times (1,49 - 0,16) = 4.89 \text{ KN}$ .

❖ **Combinaison de charges :**

**1-RDC et étage courant:**

- Palier :  $G = 5.73 \text{ KN/ml}$      $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$

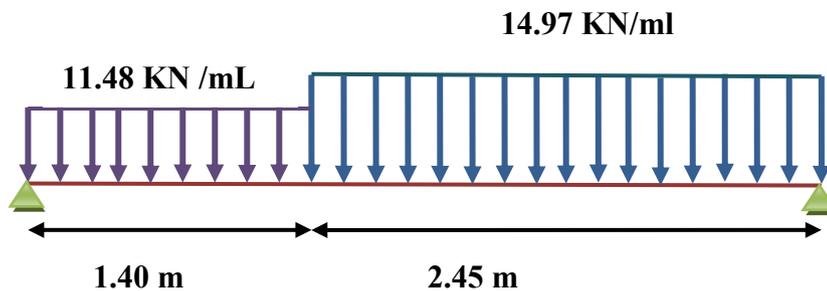
E.L.U:  $(1.35 \times 5.73) + (1.5 \times 2.50) = 11.48 \text{ KN/ml}$

- paillasse :  $G = 8.31 \text{ kg/ml}$      $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$

E.L.U:  $1.35 (8.31) + 1.5 (2.50) = 14.97 \text{ KN/ml}$

- Charge  $G = 4.98 \text{ KN}$

E.L.U:  $(1.35 \times 4.98) = 6.72 \text{ KN}$



**Figure III-6 : Schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau RDC et étage courant.**

- Palier :  $G = 5.73 \text{ KN/ml}$      $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$

E.L.S :  $5.73 + 2.50 = 8.23 \text{ KN /ml}$

- paillasse :  $G = 8.31 \text{ KN/ml}$      $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$

E.L.S:  $8.31 + 250 = 10.81 \text{ KN/ml}$

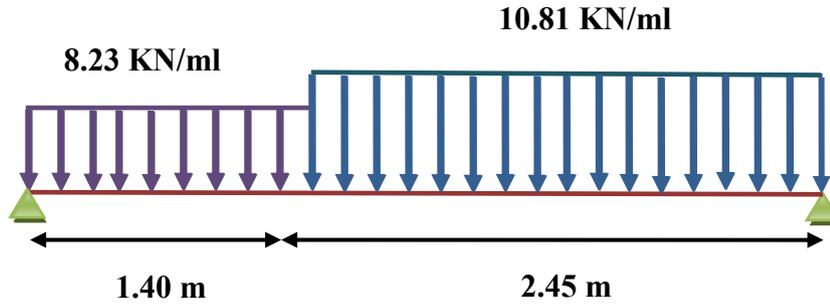


Figure III-7 : Schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau RDC et étage courant.

**✚ Charge équivalente :**

$$q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$$

**E.L.U:**

$$q_{eu} = (14.97 \times 2.45) + (11.48 \times 1.40) / (2.45 + 1.40) = 13.70 \text{ KN/ml}$$

**13.70 NK.m**

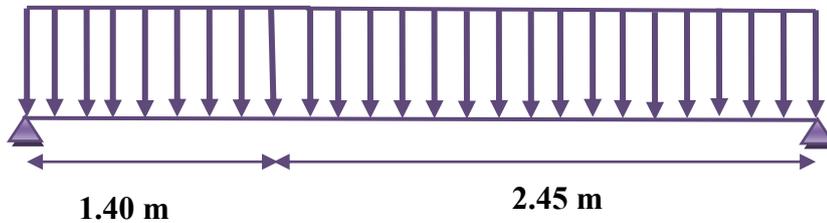


Figure III-8 : Schéma des efforts équivalente à ELU aux escaliers niveau RDC et étage courant.

**E.L.S:**  $q_{se} = (10.81 \times 2.45) + (8.23 \times 1.40) / (2.45 + 1.40) = 9.87 \text{ KN/ml}$

**13.70 NK.m**

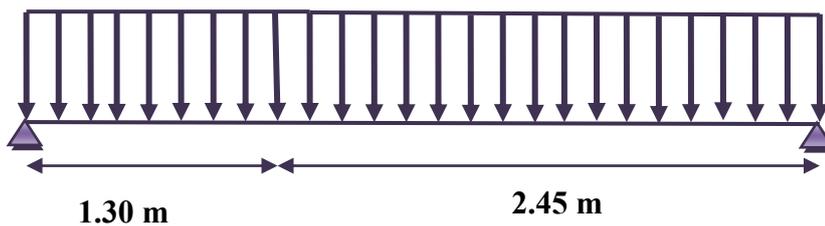


Figure III-9 : Schéma des efforts équivalente à ELS aux escaliers niveau RDC et étage courant.

**✚ Calcul les réactions à l' E L U :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_e \times l$$

$$R_A + R_B = 13.70 \times 3.85 = 52.74 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 3.85 + 13.70 \times \left(\frac{3.85}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow R_B = 26.37 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow -R_A \times 3.85 + 13.70 \times \left(\frac{3.85}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow R_A = 26.37 \text{KN}$$

Coupe A-A  $0 \leq X \leq 3.85$

$$T_x = R_A - q_e \times X$$

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0$$

$$T_x = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_e} \Rightarrow X = 1.92 \text{m}$$

$$M_x = R_A \times X - \frac{q \times X^2}{2}$$

$$M_x = 26.37X - \frac{13.70X^2}{2}$$

$$M_{\max} = M(1.92) = M_0 = 25.75 \text{KN.m}$$

Calcul  $M_t$

$$M_t = 0.85 M_0 = 21.88 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.2 M_0 = 5.15 \text{KN.m}$$

#### Calcul les réactions à l'E.L.S:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_e \times l$$

$$R_A + R_B = 9.90 \times 3.85 = 38.11 \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 3.85 + 9.90 \times \left(\frac{3.85}{2}\right)^2 = 19.05 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 19.05 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow -R_A \times 3.85 + 9.90 \times \left(\frac{3.85}{2}\right)^2 = 19.05 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 19.05 \text{KN}$$

$$0 \leq X \leq 3.85$$

$$T_x = R_A - q_e \times X$$

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0$$

$$T_x = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_e} \Rightarrow X = 1.92m$$

$$M_x = R_A \times X - \frac{q \times X^2}{2}$$

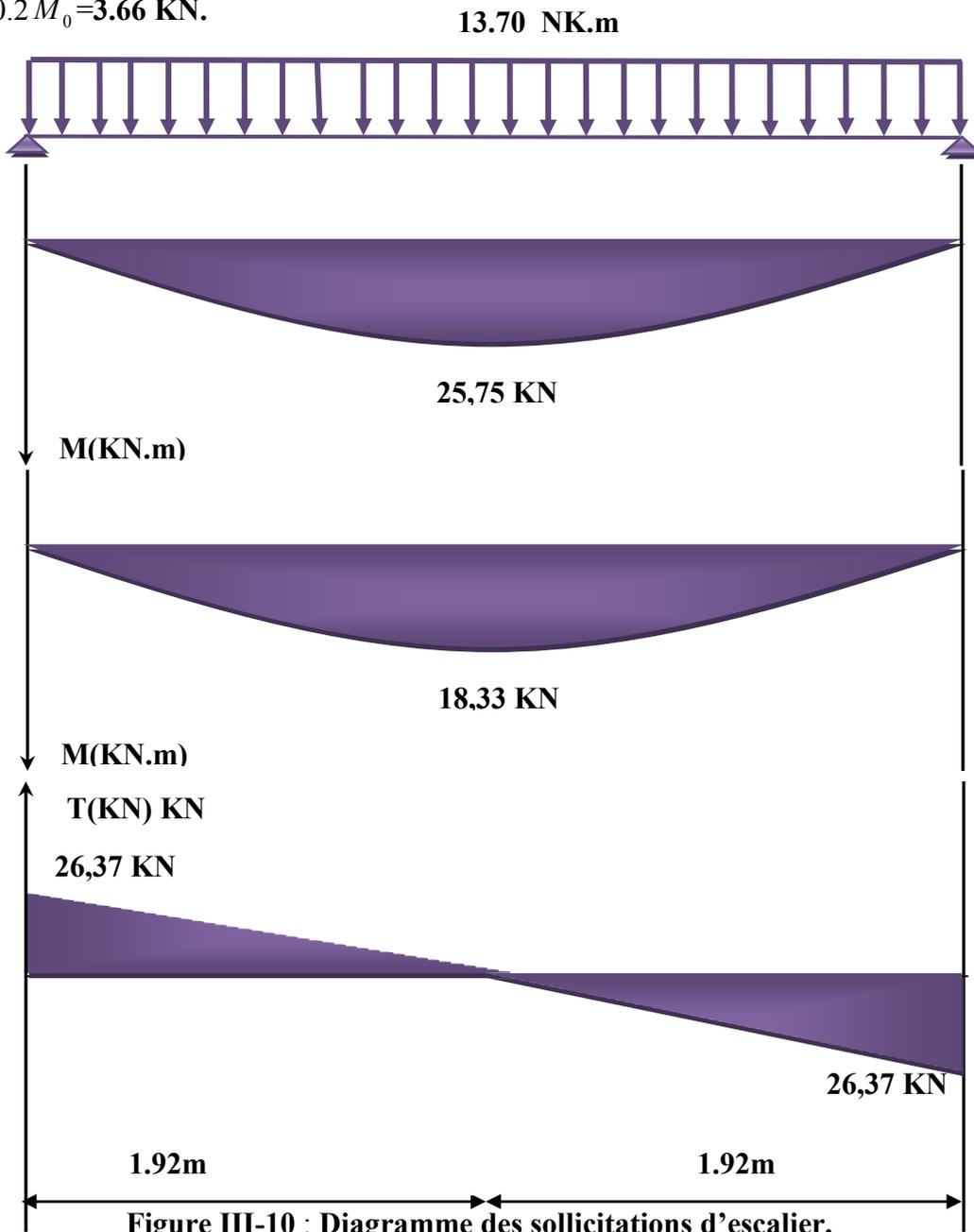
$$M_x = 19.05X - \frac{9.90X^2}{2}$$

$$M_{\max} = M(1.92) = M_0 = 18.33 \text{ KN.m}$$

Calcul  $M_t$

$$M_t = 0.85 M_0 = 15.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.2 M_0 = 3.66 \text{ KN.m}$$



**Calcul les armatures à E L U :**

On a :  $d = 13.5\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2F_{bu}} = 14.20\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{\text{calculée}} = \frac{M_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, A_{\min} = \frac{0,5}{100} b \times h \sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

➤ **Calcul la section minimale :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63\text{cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition:**

$$Ar = \frac{A}{4}$$

**Tableau III-2 : Ferrailage d'escalier.**

	Mu (KN.m)	u	$\alpha$	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A répartition
<b>M<sub>max</sub></b>	25.75	0.096	0.126	0.949	5.77	1.63	6 HA12/ml =6.92	4HA10=3.14
<b>M<sub>t</sub></b>	21.88	0.084	0.110	0.955	2.31	4.87	5HA12/ml =5.65	4HA10=3.14
<b>M<sub>a</sub></b>	5.15	0.019	0.023	0.990	0.53	1.10	4HA10/ml =3.14	4HA8=2.01

➤ **vérification à E.L.S :**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe =400Mpa, si ce condition suivant est vérifier  $\alpha_U < \alpha$ . Avec :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \quad \text{avec} \quad \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III-3 : Vérification à E.L.S d'escalier.

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\alpha_U$	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$	Comparaison
Travée	1.40	0.043	0.45	0.043 < 0.45

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement:**

$$T_x = R_A - q_e \times X \Rightarrow T_{\max} = 26.37 - 13.70 (3.85) = 26.37 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d}$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} \leq 0,05 f_c 28$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{26.37 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.195 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ Mpa.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

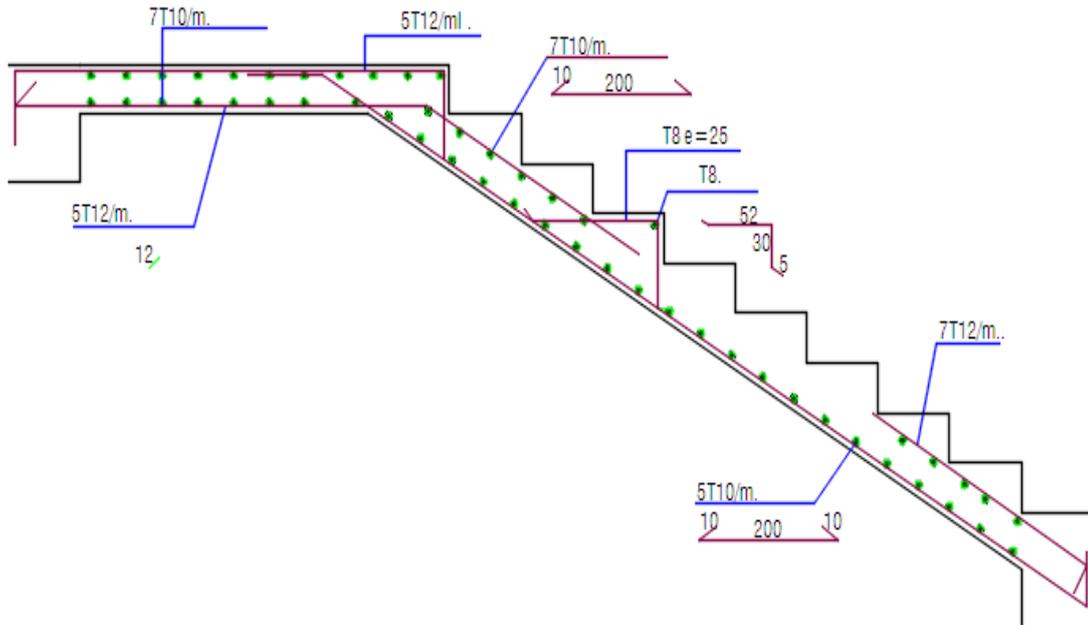


Figure III-11: Ferrailage d'escalier.

**III-3-3-La poutre palière:**

Le palier posé sur une poutre palier elle est soumise seulement à la flexion simple elle prévient des poids propre de la poutre palier ainsi que la réaction des escaliers

• **Pré dimensionnement :**

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

L : est prise entre nue d'appuis :

Tel que : L=2.55m  $\frac{255}{15} \leq h \leq \frac{255}{10} \Rightarrow 17 \leq h \leq 25cm$

D'après le RPA2003 :

$h \geq 30cm$  On adopte  $h= 35cm$

$b \geq 20cm$  Adopte  $b= 35cm$

Donc la section de la poutre palière est de  $(35 \times 35) cm^2$

• **Calcul de la poutre palière :**

Poids propre :  $G = 0.35 \times 0.35 \times 2500 = 3.06 kN/ml$

Charge palier :  $G = 5.73 kN/ml$

Charge de voile:  $G = 4.98 kN/ml$

$$M_u^{max} = 1,35 \left( \frac{(G_{poutre} + G_{voile} + G_{palier})L^2}{8} \right)$$

$$M_{ser}^{max} = \frac{(G_{poutre} + G_{voile} + G_{palier})L^2}{8}$$

$M_u^{max} = 12.93 \times 1,35 = 17.45 kN.m$

$M_{ser}^{max} = 12.93 kN.m$

$T_u^{max} = 18.81 \times 1,35 = 25.93 kN$

$T_{ser}^{max} = 18.81 kN$

Donc : ELU :  $\begin{cases} M_t = 0,85 M_u^{max} = 14.83 kN.m \\ M_a = 0,20 M_u^{max} = 3.49 kN.m \end{cases}$

ELS :  $\begin{cases} M_t = 0,85 M_{ser}^{max} = 10.99 kN.m \\ M_a = 0,20 M_{ser}^{max} = 2.58 kN.m \end{cases}$

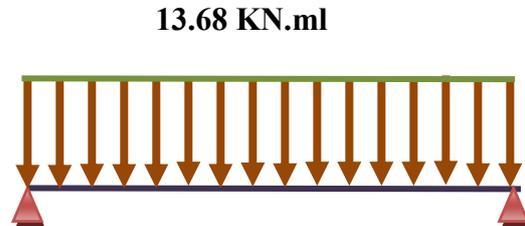


Figure III-12 : Schéma des efforts appliqués à la poutre palière.

**III-3-4-Ferraillage a l'état limite ultime:**

**A- Armatures longitudinales :**

$h = 35 \text{ cm}$ ;  $d = 0,9h = 31,50 \text{ cm}$ .  $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$

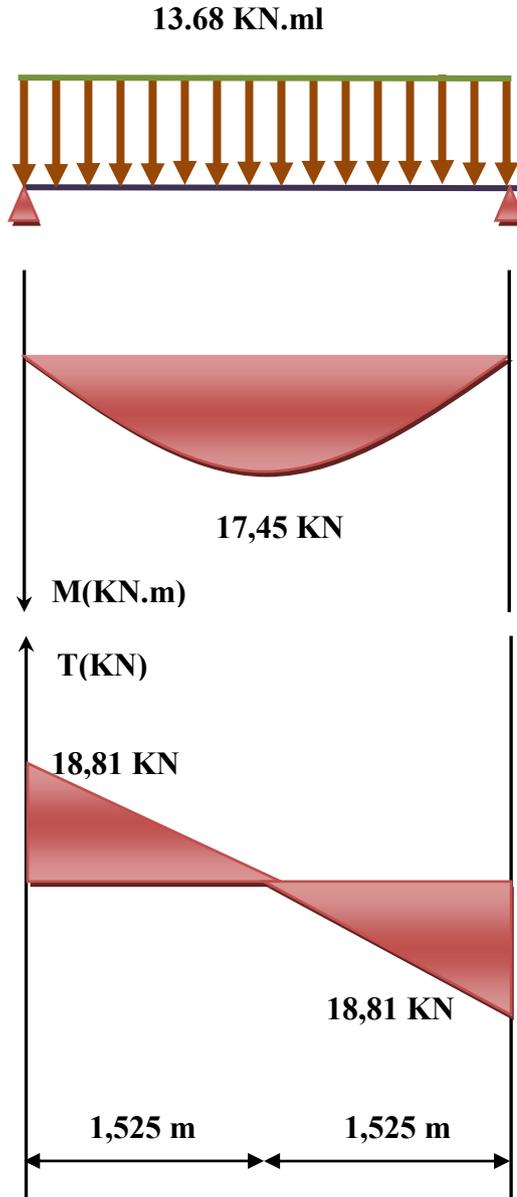


Figure III-13 : Diagramme des sollicitations poutre palière.

**1-En travée :**

$$M_t = 14.83 kN.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{14.83 \times 10^3}{(35 \times 31.5^2 \times 14.2)} = 0.030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,038; Z = 31 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 1.33 \text{ cm}^2$$

On prend  $3T12 = 3.49 \text{ cm}^2$

**2- Sur appuis :**

$$M_a = 3.39 kN.m$$

$$\mu = 0,0068 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.0062; Z = 31.39 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 0.31 \text{ cm}^2$$

On prend  $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**B-Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/15 = 22.3 \text{ mm} \\ \phi = 12 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

❖ **Calcul des espacements :**

Généralement si la fissuration n'est pas très préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage on utilise la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,8f_e}$$

$$A_t = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times \frac{35}{2} \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2 \text{ (Minimum de RPA)}$$

$$\text{Donc on prend } \phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

Par condition :

$$S < \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm} \right) = 8,75 \text{ cm} \text{ (Zone modale)}$$

$$S' < \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \text{ (Zone courante)}$$

On prend  $S = 10 \text{ cm}$  ( $P = 2 \times h = 70 \text{ cm}$ )  
 $S' = 17 \text{ cm}$  ( $P = 1,35 \text{ m}$ )

**C-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min \{A_s^t; A_s^a\} = A_s^a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 350 \times 315 \frac{2,1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Ok C. Vérification de la}$$

**flèche :**

On doit vérifier dans les deux sens :

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{2,55} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\triangleright \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{35 \times 31,5} = 0,0031 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,13 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{Ok}$$

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

**D-Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$

$$T_a = 26.56 \text{ kN}; \quad b = 35 \text{ cm}; \quad d = 31,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{26.56 \cdot 10^3}{350 \times 315} = 0.240 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Ok}$$

**E- La contrant tangentielle due à la torsion :**

Une pièce est soumise à la torsion lorsque les forces agissant sur elle y a compris des réactions d'appuis située à gauche d'une section droite S peuvent être réduit au moment a un couple situé dans le plan de la section S dans notre cas la torsion appliquée a cette poutre au niveau de l'encastrement.

D'après le B.A.E.L. 91 la tangente donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{MU}{2.\Omega.b}$$

Avec :

Mu : moment de torsion.

Ω : L'aire du contour.

V b : L'épaisseur de la paroi.

Nous remplaçons la section pleine par la section creuse :  $e = \frac{a}{6} = \frac{35}{6} = 5.83$

$$\Omega = (a - e)(b - e) = (35 - 5.83)(35 - 5.83) = 850.88 \text{ cm}^2 .$$

❖ Calcul de moment de torsion :

Le moment d'appuis du palier de repos ( $0.2M_0$ ) crée dans la poutre palière un moment de torsion qui est répartie par un mètre linéaire

$$M_{a0} = 0.2 M_0 = 3.49 \text{ KN.m} = 349 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{tor}} = \frac{M.l}{2} = \frac{349 \times 2.75}{2} = 479.87 \text{ Kg.m}$$

$$\tau_u = \frac{MU}{2.\Omega.b} = \frac{479.87}{2 \times 850.88 \times 350} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow 0.08 < 3.33$$

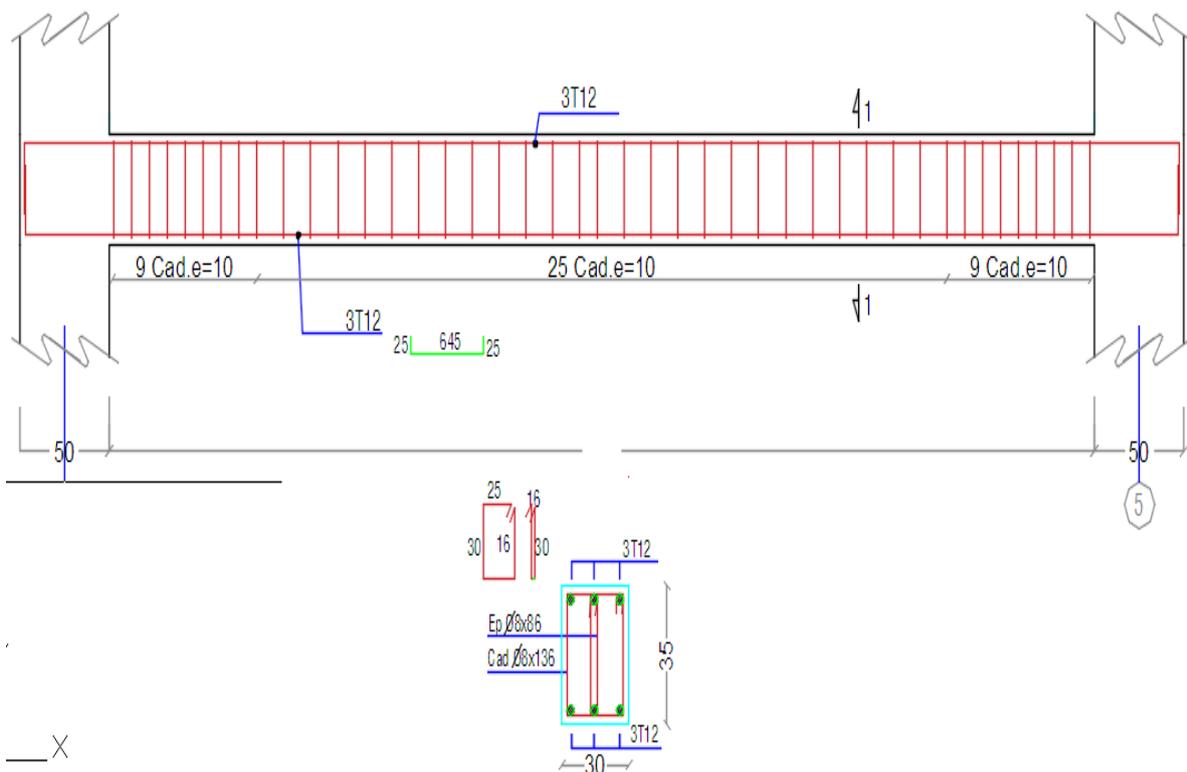


Figure III-14 : Ferrailage La poutre palière.

### III-4-Les balcons:

#### III-4-1-Introduction:

Les balcons sont des parties solidaires de la construction, dans notre projet nous avons deux types : balcon en porte à faux (en console) où il subit un cisaillement vertical au droit de l'appui et dont la partie supérieure est tendue, tandis que la partie inférieure est comprimée. Le deuxième type est constitué d'une dalle appuyée sur trois côtés.

La contrainte est maximale à l'appui, et nulle à l'extrémité libre ; la section d'encastrement est généralement renforcée par des goussets, tandis que l'extrémité libre reste la plus mince.

- Etude de balcon :

#### 1<sup>er</sup> Type :

- Les charges de calcul :

**Tableau III-4 : Les charges appliquées dues au balcon.**

Balcon	Charge parementé	Charge d'exploitation
<b>Etage courante KN/ml</b>	5.33	3.50
<b>Terrasse KN/ml</b>	7.21	1.00

- Combinaisons des charges:

**Tableau III-5 : Combinaisons des charges appliquées dues au balcon.**

Balcon	Charge ultime	Charge servies
<b>Etage courante KN/ml</b>	12.44	8.83
<b>Terrasse KN/ml</b>	11.23	8.21

- Calcul des sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.44 \times (1.5)^2}{2} + 1.35 \times 1.50 = 16.02 \text{KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l = \frac{8.83 \times (1.5)^2}{2} + 1.00 \times 1.5 = 11.43 \text{KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 12.44 \times 1.5 + 1.35 = 20.01 \text{Kg}$$

▪ Calcul de la section des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2.F_{bu}} = \frac{16.02 \times 10^3}{(100 \times 13.5^2 \times 14.2)} = 0.062$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.061)})$$

$$\alpha_u = 0.079$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.079 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_U = \frac{M_U}{B.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{16.02 \times 10^3}{(0.968 \times 13.5 \times 348)} = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$A_U = 3.52 \text{ cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 13.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_U > A_{\min} \text{ donc : adopte } 6H12 = 6.76 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_U = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopte } 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant :  $v_{\max} = 20.01 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b.d} = \frac{2001.82 \times 10}{1000 \times 135} = 0.148 \Rightarrow \tau_u = 0.15 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{ 2.5, 4 \text{ Mpa} \}$$

Donc  $0.15 < 2.5$ .....vérifiée

▪ La vérification a E.L.S :

Etat limite de compression du béton d'après les BAEL 91 pour les poutres a section rectangulaire soumise à la flexion dans les armatures son en fe 400.

Il peut être admis de ne pas procéder à la vérification de la contrainte compression de béton.

Lorsque la hauteur relative de l'axe neutre  $\frac{y_u}{d}$  est plus égal  $\frac{\delta}{2 + 0.01F_{c28}}$  désigné le rapport

du moment agit de service

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.02}{11.43} \Rightarrow \delta = 1.40$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

On a  $\alpha_u = 0.078 < \alpha = 0.45$  vérifiée

▪ **Calcul de l'espacement :**

Fissuration préjudiciable

Espacement longitudinal

$$St = \min \{0.9d, 40cm\} \Rightarrow St = 12.15cm$$

On prend: St=15cm.

**2<sup>eme</sup> Type**

▪ **Les charges de calcul :**

Pour une unité de longueur:

$$G = 4.58KN/ml$$

$$Q = 3.50KN/ml.$$

$$P = 1.00 KN/ml.$$

▪ **Combinaisons des charges:**

$$E L U: q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (458) + 1.5 (350) = \mathbf{11.43 KN/ml}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35(1.00) = \mathbf{1.35 KN}.$$

$$E L S: q_s = G + Q = 4.58 + 3.50 = \mathbf{8.08 kg/ml}$$

$$P_s = P = \mathbf{1.00kg}$$

▪ **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{11.43 \times (1.20)^2}{2} + 1.35 \times 1.20 = 9.84KN.m$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l = \frac{8.08 \times (1.20)^2}{2} + 1.00 \times 1.2 = 7.01KN.m$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 11.43 \times 1.2 + 1.35 = \mathbf{15.06 KN}.$$

▪ Calcul de la section des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{9.84 \times 10^3}{(100 \times 10.8^2 \times 14.2)} = 0.059$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. \text{pas D'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.054)})$$

$$\alpha_u = 0.076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.068 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_U = \frac{M_U}{B.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{9.84 \times 10^3}{(0.969 \times 10.8 \times 348)} = 2.70 \text{cm}^2$$

$$A_U = 2.70 \text{cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 10.8 \times 100 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{cm}^2$$

$$A_U > A_{\min} \text{ donc : adopte } 6H12 = 6.79 \text{cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_U = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{cm}^2$$

$$\text{Adopte } 4HA10 = 3.14 \text{cm}^2$$

Effort tranchant :  $v_{\max} = 2001.82 \text{kg}$

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b.d} = \frac{1506.96 \times 10}{1000 \times 108} = 0.139 \Rightarrow \tau_u = 0.14 \text{Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{ 2.5, 4 \text{Mpa} \}$$

Donc  $0.14 < 2.5 \dots \dots \dots$  vérifiée

▪ La vérification a E.L.S :

Etat limite de compression du béton d'après les BAEL 91 pour les poutres a section rectangulaire soumise à la flexion dans les armatures son en fe 400.

Il peut être admis de ne pas procéder à la vérification de la contrainte compression de béton.

Lorsque la hauteur relative de l'axe neutre  $\frac{y_u}{d}$  et plus égal  $\frac{\delta}{2 + 0.01F_{c28}}$  désigné le rapport

du moment agit de service .

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.84}{7.01} \Rightarrow \delta = 1.40$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

On a  $\alpha_u = 0.078 < \alpha = 0.45$  vérifiée

▪ **Calcul de l'espacement :**

Fissuration préjudiciable

Espacement longitudinal

$$St = \min \{0.9d, 40cm\} \Rightarrow St = 9.72cm$$

On prend: St=10cm.

**Type eme 3**

▪ **Les charges de calcul :**

Pour une unité de longueur:

$$G = 6.85 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 1.00 \text{ KN./ml.}$$

▪ **Combinaisons des charges:**

$$\text{E L U: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (6.58) + 1.5 (3.50) = \mathbf{14.13 \text{ KN/ml}}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35(1.00) = \mathbf{1.35 \text{ KN.}}$$

$$\text{E L S: } q_s = G + Q = 658 + 350 = \mathbf{10.08 \text{ KN/ml}}$$

$$P_s = P = \mathbf{1.00 \text{ KN/ml}}$$

▪ **Calcul des sollicitations:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{14.13 \times (2)^2}{2} + 1.35 \times 2 = 30.96 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l = \frac{1008 \times (2)^2}{2} + 100 \times 1.5 = 21.66 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 14.13 \times 1.5 + 1.35 = \mathbf{22.54 \text{ kg.}}$$

▪ **Calcul de la section des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{30.96 \times 10^3}{(100 \times 18^2 \times 14.2)} = 0.067$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. \text{ pas D'armature comprime}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.067)})$$

$$\alpha_u = 0.086$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.086 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_U = \frac{M_U}{B.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{30.96 \times 10^3}{(0.965 \times 18 \times 348)} = 5.12 \text{ cm}^2$$

$$A_U = 5.12 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_U > A_{\min} \Rightarrow 6H12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_U = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Adopte 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

Effort tranchant :  $v_{\max} = 2001.82 \text{ kg}$

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b.d} = \frac{2254.95 \times 10}{1000 \times 180} = 0.125 \Rightarrow \tau_u = 0.13 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{ 2.5, 4 \text{ Mpa} \}$$

Donc 0.13 < 2.5.....vérifiée

▪ **La vérification a E.L.S :**

Etat limite de compression du béton d'après le BAEL 91 pour les poutres a section rectangulaire soumise à la flexion simple dont les armatures sont en acier feE400.

Il peut être admis de ne pas procéder à la vérification de la contrainte de compression du

béton, Lorsque la hauteur relative de l'axe neutre  $\frac{y_u}{d}$  et au plus égal à  $\frac{\delta}{2 + 0.01F_{c28}}$  désigné

le rapport du moment de service

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{30.96}{21.66} \Rightarrow \delta = 1.43$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = \frac{1.43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47$$

On a  $\alpha_u = 0.086 < \alpha = 0.47$  vérifiée

▪ **Calcul de l'espacement :**

Fissuration préjudiciable

Espacement longitudinal

$$St = \min \{0.9d, 40cm\} \Rightarrow St = 16,2m$$

On prend :  $St=15cm$ .

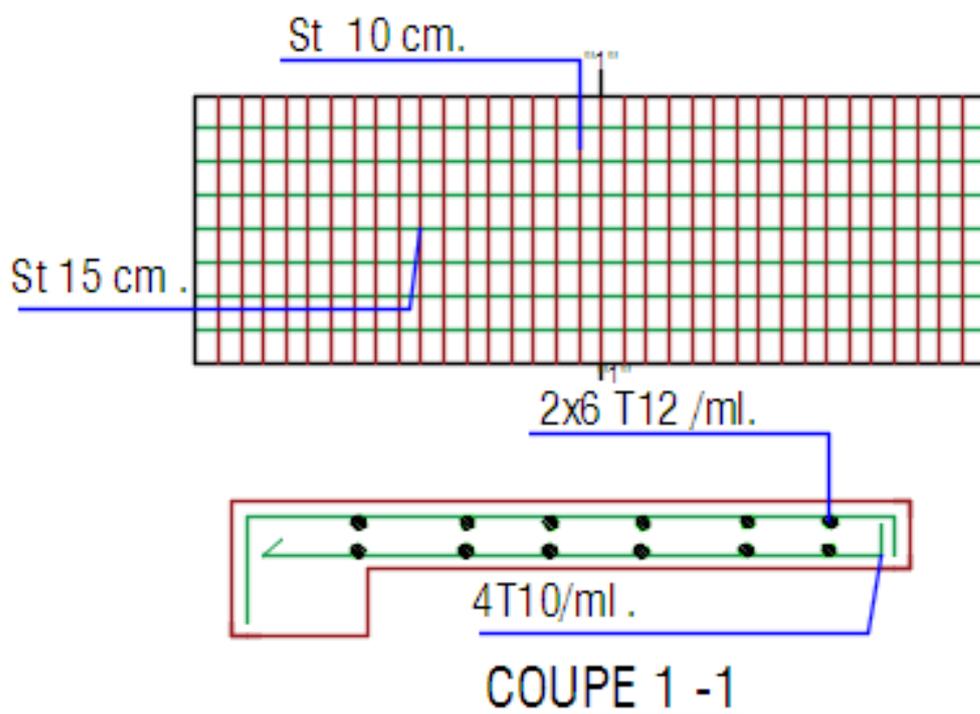


Figure III-15 : Ferrailage du balcon

**III-5-Etudes des planchers:**

**III-5-1-Introduction:**

Un plancher est une aire plane destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sol dont les deux fonctions principales :

Une fonction de résistance mécanique : il doit être supporté son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par un feu plafond ou un revêtement de sol approprié.

La méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et les moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur, maximale du moment  $M_0$  dans la travée isostatique.

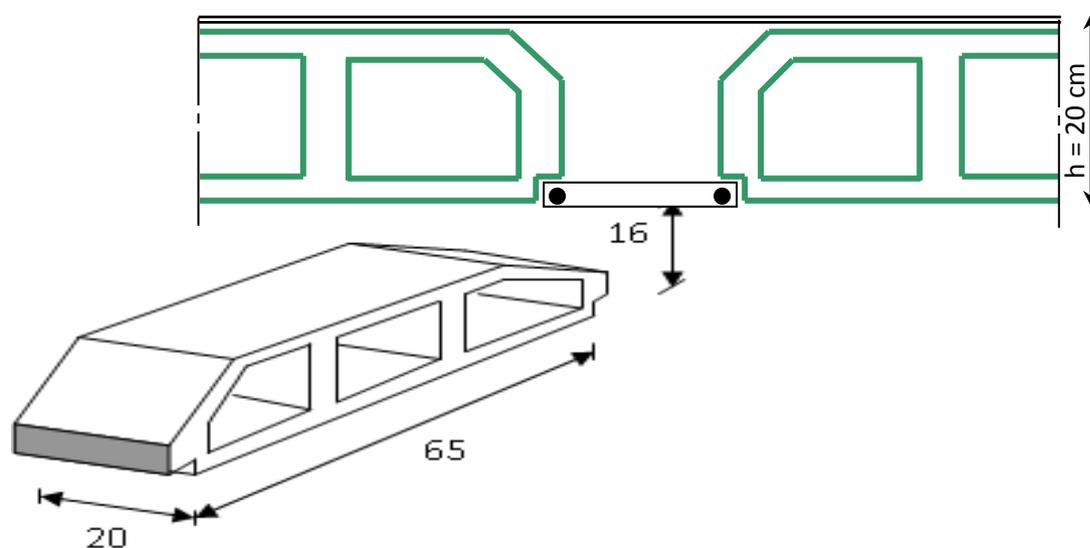


Figure III -16 : Dimensions en plan du corps creux.

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

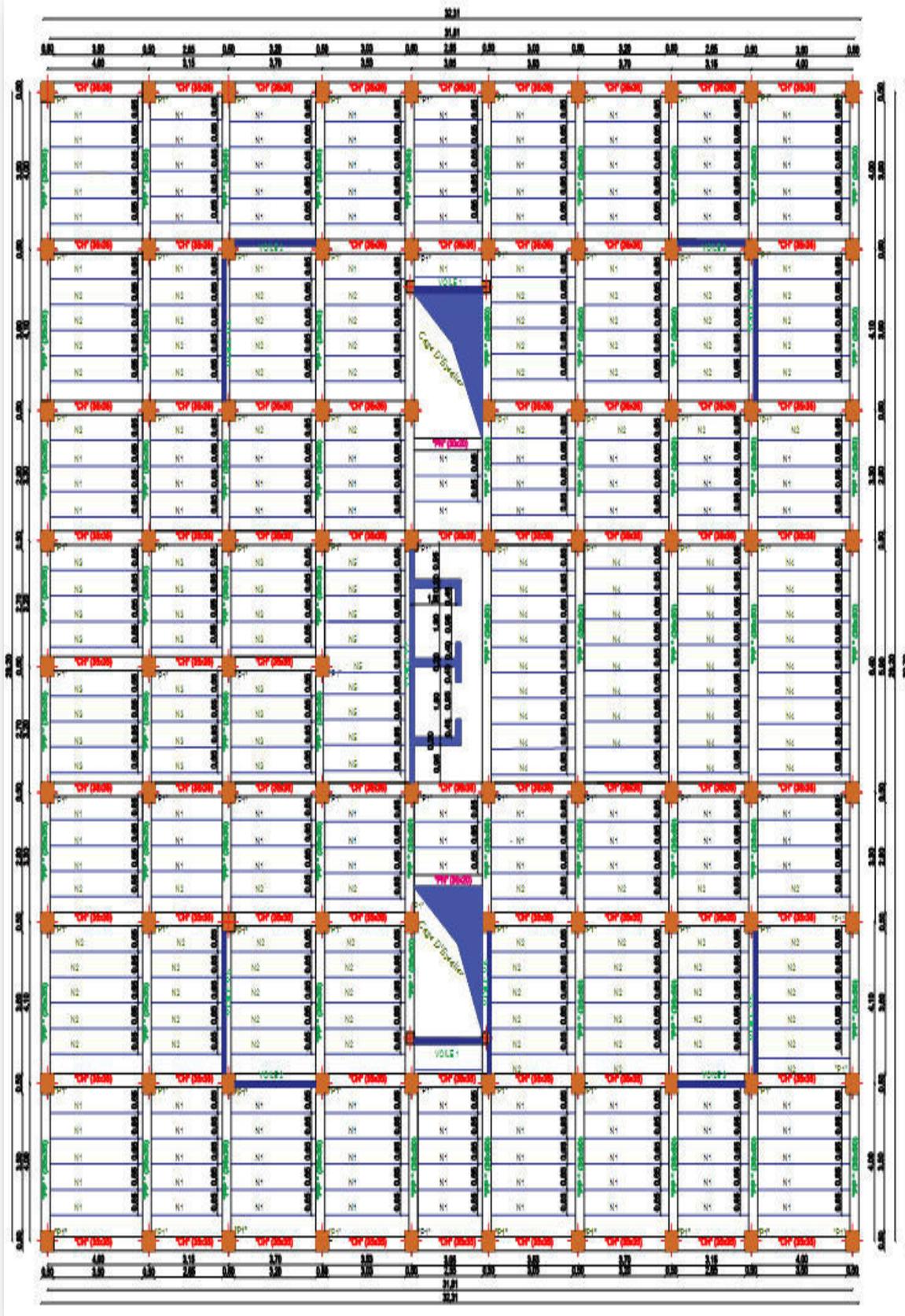


Figure III-17 : Plan de coffrage RDC et commerce.

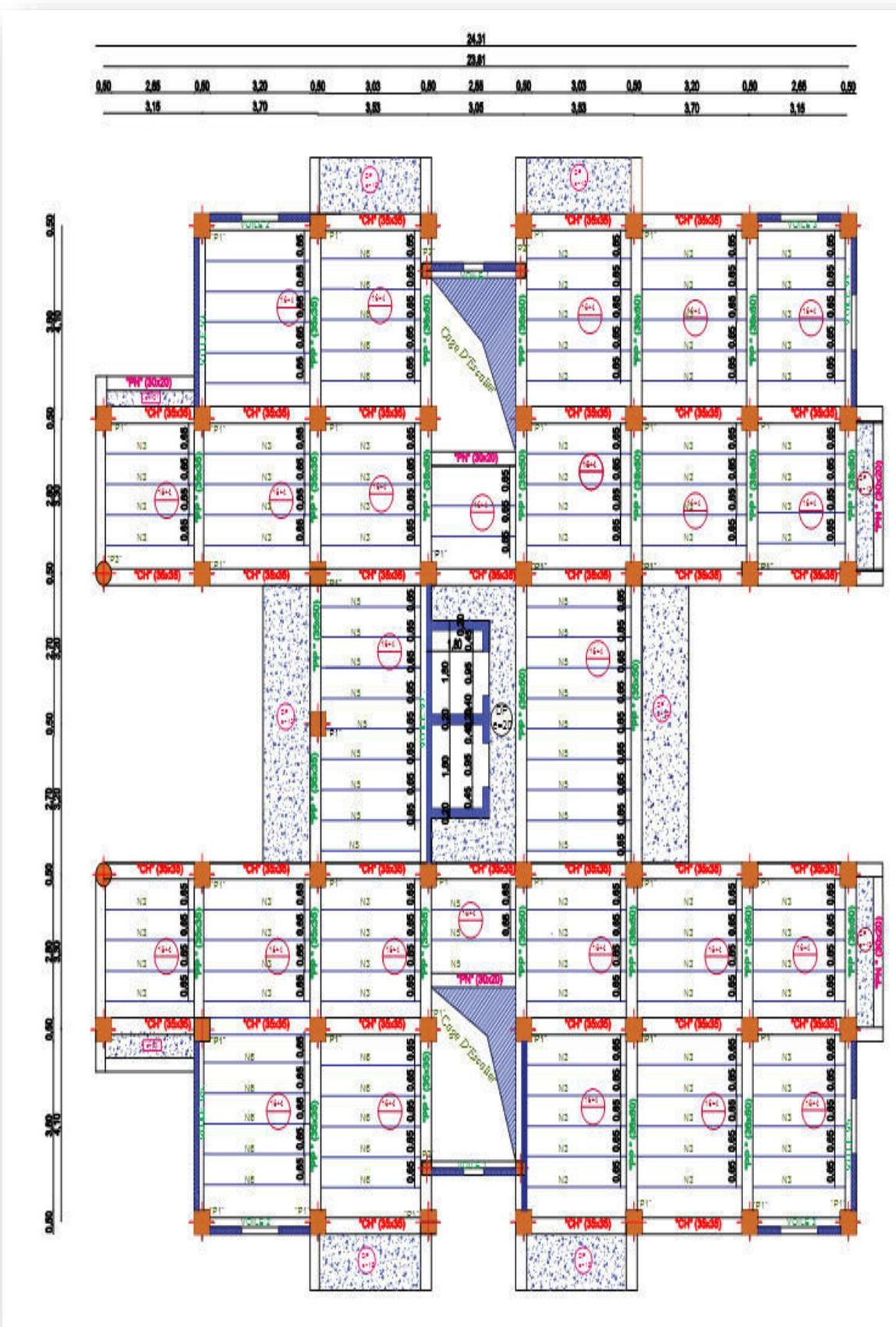


Figure III-18 : Plan de coffrage niveau d'étage courant.

### CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

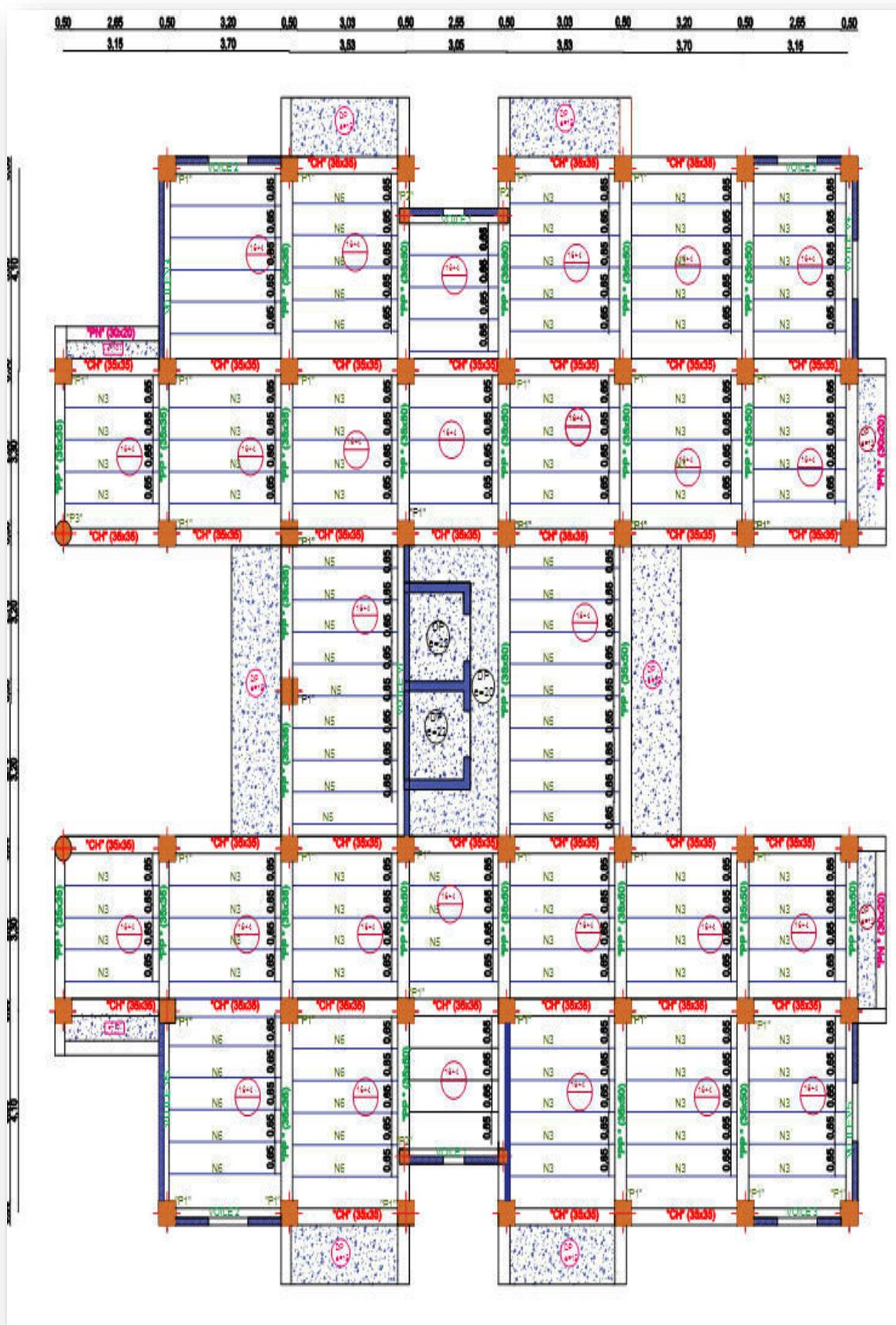


Figure III-19 : Plan de coffrage niveau terrasse.

### **III-5-2-Calcul des planchers à corps creux:**

#### **III-5-2-1- Dimensionnement des poutrelles:**

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16×20×65) cm<sup>3</sup> et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

#### **III-5-2-2- Détermination des moments et efforts tranchants dans les poutrelles:**

Pour cette étude, nous disposons de 3 méthodes applicables selon leurs domaines :

1. Méthode forfaitaire
2. Méthode de Caquot
3. Méthode des trois moments

##### **\* Méthode forfaitaire :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges

D'exploitations modérées

##### **Conditions d'applications :**

- 1-  $Q \leq 2G$  ou bien  $Q \leq 5 \text{ KM/m}^2$
- 2- Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.
- 3-les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 à 1.25
- 4- Fissuration peu préjudiciable.

Cette méthode n'est pas applicable car la 3ème condition n'est pas vérifiée, c.à.d:

Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous

##### **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

Mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

##### **Principe de calcul :**

- Notation de longueur :

$L' = 0,8 L_g$  .....travée intermédiaire.

$L' = 0,8 L_d$  .....travée intermédiaire.

$L = L$  .....travée de rive.

##### **Moments en appui :**

$M_a = 0,5M_0$  appui de rive, avec  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appui intermédiaire.}$$

**Effort tranchant :**

$$T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{l} = T_w + ql$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{l}$$

(  $T_\omega; T_e$  ) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

**Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III-6 : Les charges appliquées dues aux plancher à corps creux.

Plancher	Charges permanentes	Charges d'exploitation
Etage courante Kn/ml	5.50	2.50
Terrasse kN/ml	6.29	1.50

**a-Plancher RDC et étage courante :**

**Combinaisons d'action:**

**E.L.U :** 1.35 G + 1.50 Q = 11.175 KN/ ml

**E.L.S :** G + Q = 8.00 KN/ml

qu=11.175×0,65 = 7.26 kN/ml

qser=8.00 ×0,65 = 5.20KN/ml

**Calcul des moments sur appuis :**

$M1 = M10 = 0$

- **Appuis et E :**

$$M_B = M_e = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} + \frac{l_w^2}{l_w' + l_e'} \times (\sum_{j=1}^n h_{wj} \cdot Q_{wj}) + \frac{l_e^2}{l_e' + l_w} \times (\sum_{j=1}^n h_{ej} \cdot Q_{ej})$$

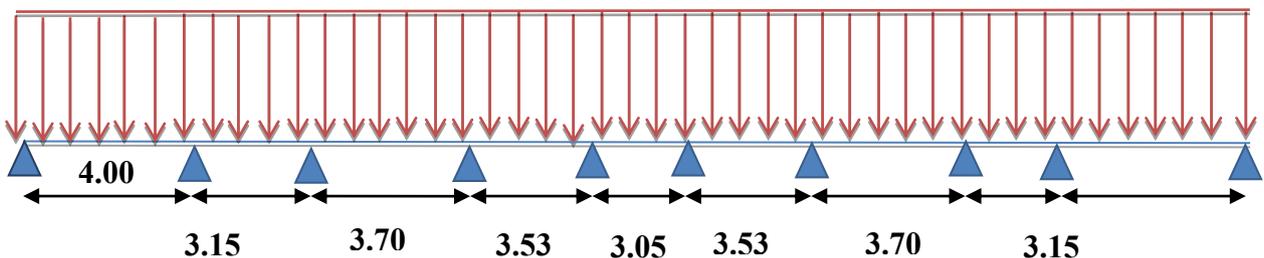
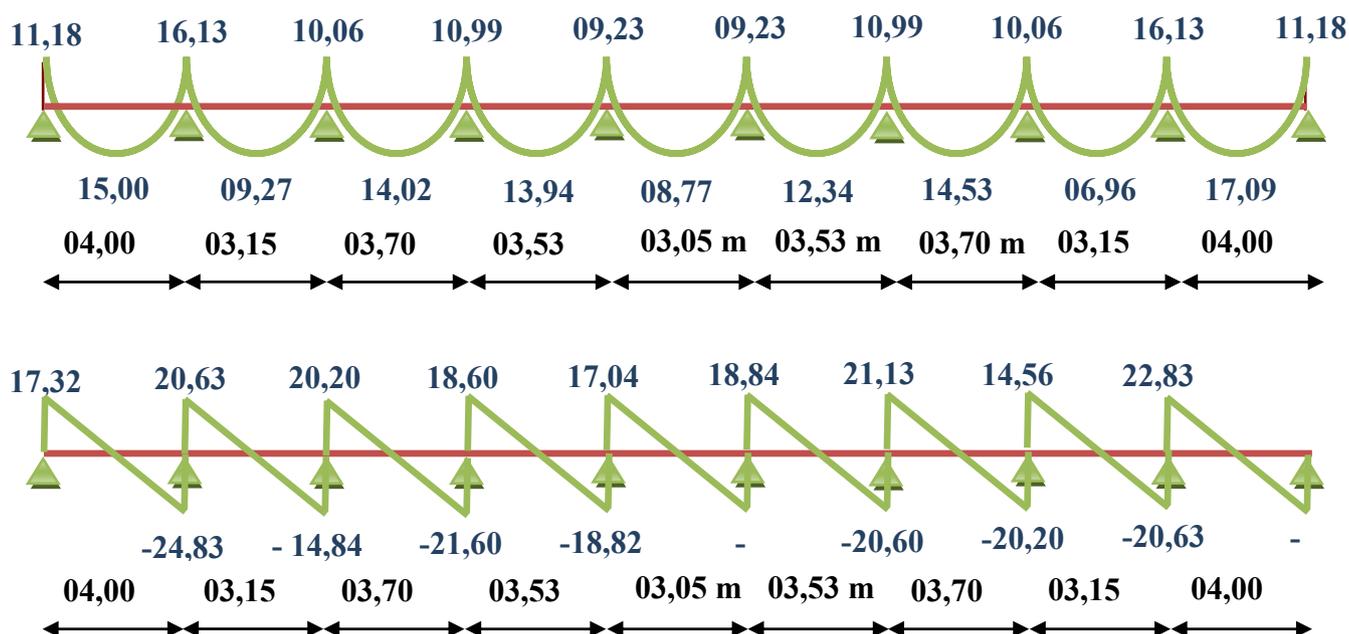


Figure III-20 : Schéma des efforts appliqué aux poutrelles.

### CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

**Tableau III-7 : moment en travée de la poutrelle à 9 travées.**

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J	/
$L_0(m)$	4.00	3.15	3.70	3.53	3.05	3.53	3.70	3.15	4.00	/
$L'(m)$	4.00	2.52	2.96	2.82	2.44	2.82	2.96	2.52	4.00	/
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
$l'_w (m)$	0	4.00	2.52	2.96	2.82	2.44	2.82	2.96	2.52	4.00
$l'_e (m)$	4.00	2.52	2.96	2.82	2.44	2.82	2.96	2.52	4.00	0
$M_u, KN.m$	11.18	16.13	10.06	10.99	9.23	9.23	10.99	10.06	16.13	11.18
$M_{ser}, KN.m$	8.00	11.54	7.20	7.87	6.61	6.61	7.87	7.20	11.54	8
$T_w, KN$	-24.83	-14.84	-21.60	-18.82	-17.04	-20.60	-20.20	-20.63	-19.87	/
$T_e, KN$	17.32	20.63	20.20	18.60	17.04	18.84	21.13	14.56	22.83	/
$T_w, KN$	-17.77	-8.26	-15.13	-12.49	-12.12	-14.75	-14.46	-14.77	-6.23	/
$T_e, KN$	6.23	14.77	14.46	14.57	12.12	13.49	15.13	10.43	9.77	/
X(m)	1.63	1.26	1.58	1.53	1.25	1.48	1.60	1.11	1.75	/
Mu	15.00	9.27	14.02	13.94	8.77	12.34	14.53	6.96	17.09	/
Mser	10.73	6.63	10.03	9.35	6.28	8.82	10.32	4.98	12.25	/



**Figure III-21 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.**

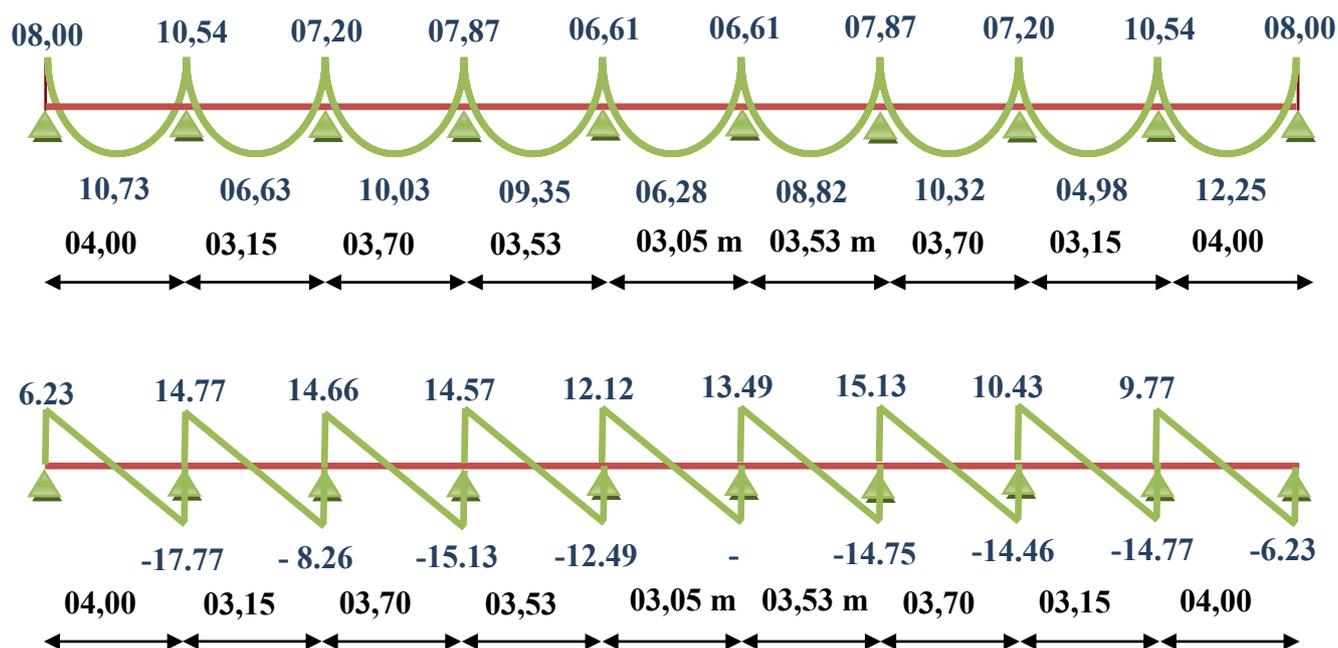


Figure III-22 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.

**b- Ferrailage des poutrelles :**

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau III-8: Efforts maximaux en appuis et en travées.

(KN.M) $M_{a.u}^{\max}$	(KN.M) $M_{a.ser}^{\max}$	(KN.M) $M_{t.u}^{\max}$	(KN.M) $M_{t.ser}^{\max}$	(KN) $T_u^{\max}$
16.13	11.54	17.09	12.25	24.83

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du **BEAL 91** :

- ✓ Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- ✓ Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

▪ **Ferrailage en travée :**

$$M_0 = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_0 = 59072 \text{ N.m} \Rightarrow 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_0 < M_{u \max} \Rightarrow$  donc la table se trouve dans la zone tendue d'où section se calcule comme une section rectangulaire de longueur  $b_0$  et hauteur utiles  $d$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2.F_{bu}} = \frac{16.13 \times 10^3}{(65 \times 18^2 \times 14.2)} = 0.053$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.053)})$$

$$\alpha_u = 0.068$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.068 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{Ut} = \frac{M_U}{B.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{16.13 \times 10^3}{(0.972 \times 18 \times 348)} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ut} = 2.65 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 18 \times 65 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ut} > A_{\min} \text{ donc adopte } A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferraillage en appui :**

$$M_0 = F_{bu}.b.h_0.(d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4(18 - \frac{4}{2})$$

$$M_0 = 59072 \text{ N.m} \Rightarrow 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_0 < M_{u \max} \Rightarrow$  donc la table se trouve dans la zone tendue d'où section se calcule comme une section rectangulaire de longueur  $b_0$  et hauteur utiles  $d$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2.F_{bu}} = \frac{17.09 \times 10^3}{(65 \times 18^2 \times 14.2)} = 0.057$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.057)})$$

$$\alpha_u = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.073 \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{Ut} = \frac{M_U}{B.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{17.09 \times 10^3}{(0.970 \times 18 \times 348)} = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ut}=2,81 \text{ cm}^2$$

**1-Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 18 \times 65 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ut} > A_{\min} \quad \text{donc adopte } A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

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

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

( $T_U^{\max} = 24.83 \text{ KN}$ ). Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$ , tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{24.83 \times 10^4}{180 \times 650} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

**3-Vérification de la contrainte du béton a L'ELS:**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ;

on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

Détermination de l'axe neutre :

$$(b/2).y^2 + n A_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Si :  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée.

Si :  $y > h_0 \Rightarrow$  on trie Y de l'équation suivante :

$$(b/2).y^2 + (b-b_0 / 2) (y-h_0) + n A_s (y - c') - n A_s (d-y) = 0$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

**Tableau III-9 : Récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S.**

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	(Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	11.54	3,39	4,58	11239.45	4.70	Vérifie
appui	12.25	3.39	4.58	11239.45	4.99	Vérifie

**4-Vérification de la flèche:**

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1.  $h/L \geq 1/16$
2.  $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
3.  $h/L \geq 1/10 (M_t/M_0)$

Nous avons :  $h/L=0,05 \geq 1/16 =0,0625$  non vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est :  $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \therefore si \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore si \therefore L > 5m$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{\delta_i}} \quad (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{\delta_v}} \quad (2) \end{array} \right.$$

<sup>(1)</sup>Flèche due aux charges instantanées.

<sup>(2)</sup>Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas  $L= 4.00$  m.

- Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 bh(y-(h/2))^2$$

- Moment d'inertie fictif :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{array} \right. \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec :  $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh+15A_s)) = 4.61 \text{ cm}$ .

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III-10 : Vérification de la flèche.**

M <sub>SER</sub> (T.M)	A <sub>S</sub> (CM <sup>2</sup> )	ρ 10 <sup>-3</sup>	Z (CM)	σ <sub>S</sub> (MPA)	λ <sub>I</sub>	λ <sub>V</sub>	μ	I <sub>0</sub> (CM) 10 <sup>4</sup>	I <sub>δI</sub> (CM) 10 <sup>4</sup>	I <sub>δV</sub> (CM) 10 <sup>4</sup>
12.25	3,39	12.55	16,46	219.39	3.12	1.25	0,896	35.23	10.23	9.29

**Calcul des modules de déformation:**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i = 0,060 \text{ cm} \\ \delta_v = 0,199 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta \delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,139 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,800 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \Delta \delta_T < \bar{f} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**III-5-3-Calcul des armatures transversales et de l'espacement:**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

1. Suivant le **BAEL91** (Art.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq (40cm) \end{array} \right.$$

K=1 : pas de reprise de bétonnage

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 6,83 \cdot 10^{-3} cm \\ S_t \leq 16,2cm \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 20,43 \cdot 10^{-3} cm \end{array} \right.$$

2. Suivant le **RPA99** (Art.7.5.2.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min(5,71; 12; 12) = 5,71mm$ . On adopte  $\phi_t = 6mm \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036cm \\ S_t \leq 5cm \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,83 cm$  on prend  $S_t = 15 cm$

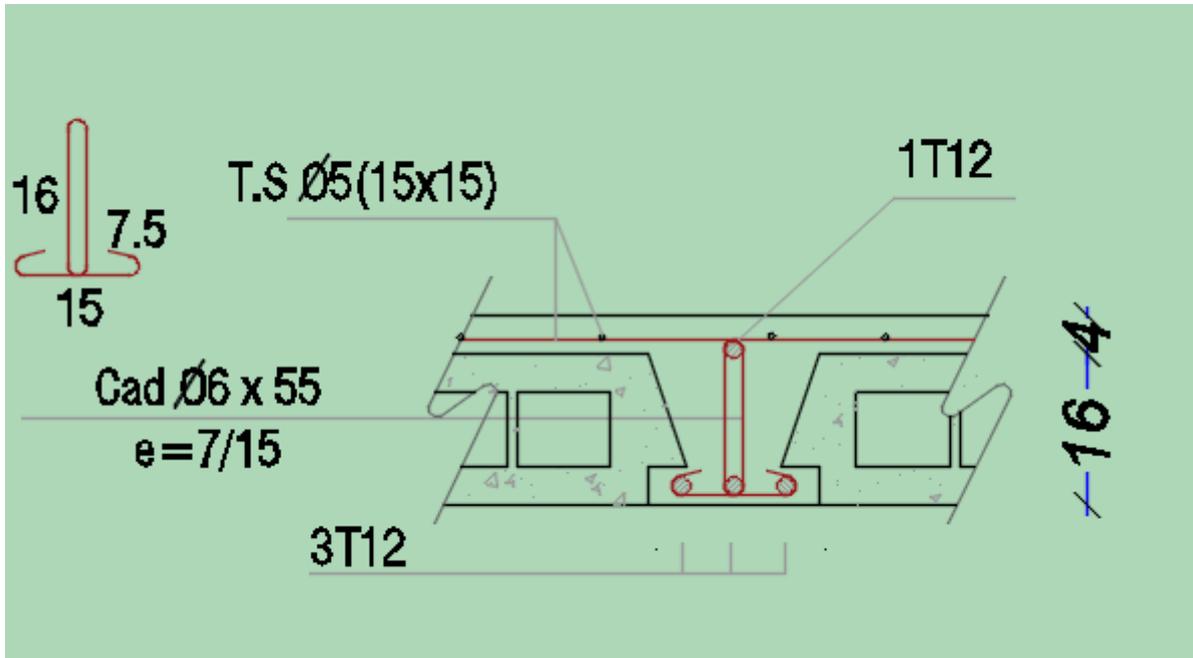


Figure III-23 : Ferrailage de poutrelle.

**1- Ferrailage de la dalle de compression:**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

➤ Si :  $50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$

Si :  $L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65\text{cm}$ ).

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

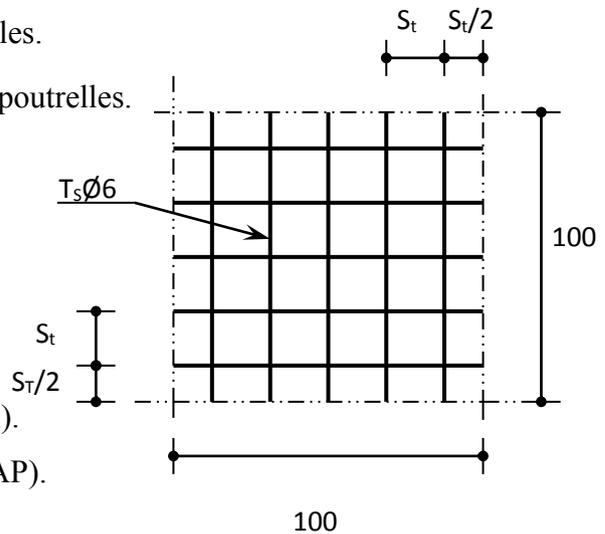
$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 400\text{MPa}$

On a :  $L = 65\text{cm}$

Donc on obtient :  $A_1 = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend :  $6\Phi 5 = 1,18\text{ cm}^2/\text{ml}$



$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

adopte  $St = 20\text{cm}$

### III-5-La dalle flottante:

Une dalle flottante est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol.

Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier.

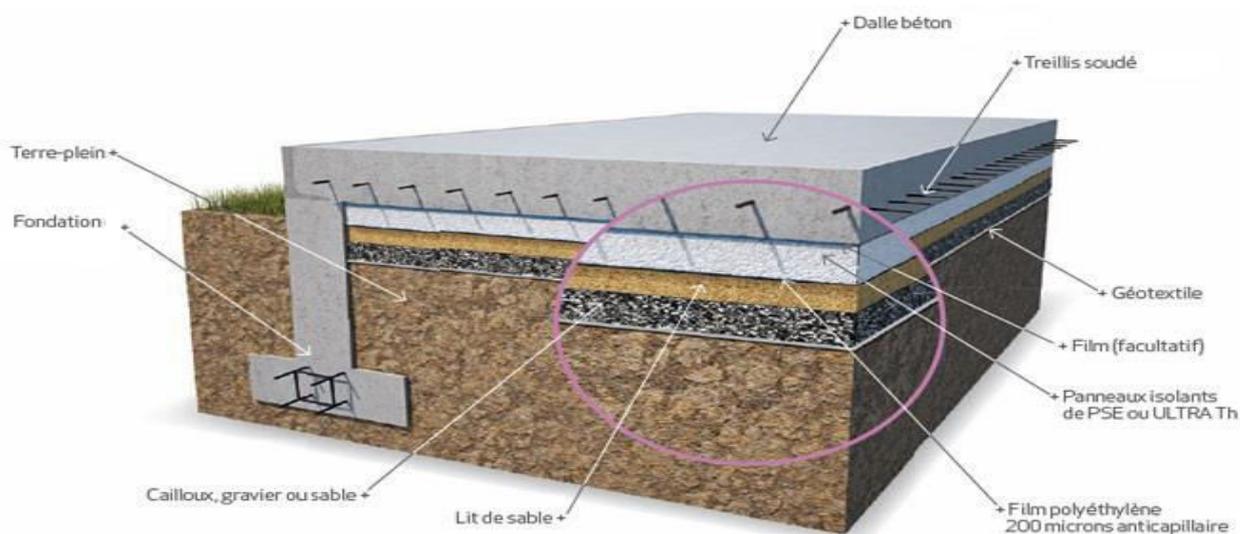


Figure III-24 : Schéma de dalle flottante sur terreplein.

### Constituions d'un dallage :

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties :

- ❖ La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout-venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur  $H_1$  de 100 à 300 mm selon les charges transmettre. Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, adopte à recevoir le corps du dallage.
- ❖ Le Corp. de dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à  $300\text{Kg}/\text{m}^3$ .

Pour notre ouvrage Nous choisissons épaisseur **15 cm** comporte des armatures en treillis soudé de type  $\phi 6 \text{ mm}$  et  $St = 20\text{cm}$

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

### III-6-Etude de l'ascenseur:

#### III-6-1-Introduction:

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment.

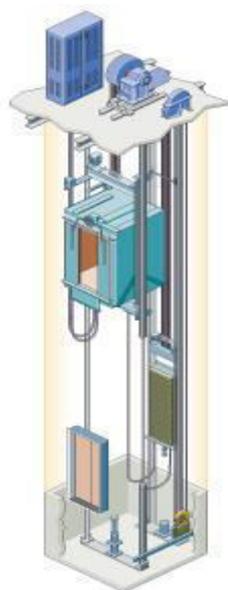


Figure III-25 : Schéma d'un ascenseur mécanique.

L'ascenseur adopté est de model **SCHINDLER SMART MRL 001**.

Les caracteristiques de ce dernier sont :

Poids (Kg):	Cabine	=	595 + 549Kg
	Contre poids	=	910 + 921Kg
	Charge	=	630Kg
	Treuil	=	400Kg
	Les cables	=	250K
	Capacité	=	8 personnes
	Course	=	40m
	Vitesses	=	1m/s
	Puissance moteur	=	6.7 Kw

Charge permanente de la machine = 595 + 910 + 400 + 250 + 549 + 921

Poids de la machine C = 17.94 KN      P = 6.3 KN

Poids de contrepoids q = 18.31 KN

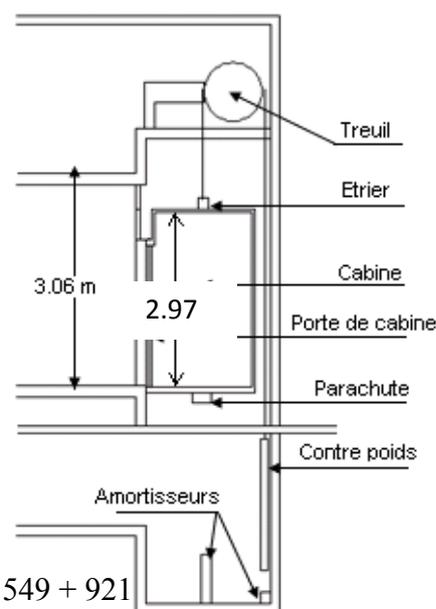


Figure III- 26: Schéma l'ascenseur.

**III-6-2-Détermination de la force d'inertie:**

$$F = m \times g \text{ avec } g = 10 \text{ m/s}^2$$

$$C + P - T_1 = (m_c + m_p) \cdot a \quad (a = 0.5) \text{ donnée technique}$$

$$T_1 = (1.794 + 0.630) \times 0.5 + 17.94 + 18.31 = 37.462 \text{ KN}$$

$$F_i = T_1 + T_2 \quad \text{dont } T_1 = T_2$$

$$F_i = 2T_1 = 74.924 \text{ KN}$$

**III-6-3-La force dynamique:**

$$W = (c + q) \times 36.72$$

$$W = (17.94 + 6.3) \times 36.72 = 890.1 \text{ KN}$$

$$F_p = D \times (q + c) = 2 \times (17.94 + 6.3) = 48.5 \text{ KN}$$

$$\text{Charge Permanente } G = 9.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

**III-6-4-Répartition des charges sur la dalle:**

$$S = (1.80 \times 3.60) = 6.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Charge permanente: } C + q = 36.25 / 6.48 = 5.60 \text{ KN/m}^2$$

$$C + q + G = 9.2 + 5.60 = 14.80 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation: } P = 6.3 / 6.48 = 0.97 \text{ KN/m}^2$$

$$P + Q = 0.97 + 1 = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

$$F_i + F_p = \frac{123.424}{6.48} = 19.04 \text{ KN/m}^2$$

**III-6-5-Combinaison des actions:**

$$\text{ELU: } P_u = 1.35 \times (14.80) + 1.5 \times (1.97) + 1.2 \times (19.04) = 45.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_s = 14.80 + 1.97 + 19.04 = 35.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Calcul de la dalle: } L_x = 1.80 \text{ m} \quad L_y = 3.60 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{3.60} = 0.50 > 0.40 \quad \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

$$M_{Ox}^U = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \quad M_{Ox}^S = \mu_x \times P_s \times l_x^2$$

$$M_{Oy}^U = \mu_y \times M_{Ox}^U \quad M_{Oy}^S = \mu_y \times M_{Ox}^S /$$

Tableau III -11: Sollicitations sur la dalle de la machine.

Lx(m)	Ly(m)	α	ELU				ELS			
			μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>OX</sub> <sup>U</sup> (KNm)	M <sub>OY</sub> <sup>U</sup> (KN.m)	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>OX</sub> <sup>S</sup> (KNm)	M <sub>OY</sub> <sup>S</sup> (KN.m)
1.80	3.60	0.50	0.0946	0.250	23.79	5.94	0.0981	0.476	19.51	9.29

Sollicitations sur la dalle de la machine La dalle repose sur 4 appuis (continu sur les quatre bords)

**Sens X-X:**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{OX} = 17.84KN.m$$

$$M_{ax} = -0.5 \times M_{OX} = -11.89KN.m$$

**Sens Y-Y:**

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{OY} = 4.46KN.m$$

$$M_{ay} = -0.5 \times M_{OY} = -2.97KN.m$$

**III-6-6-Ferraillage de la dalle:**

**a-Armature longitudinale:**

Puisque les moments sont les mêmes dans les deux sens donc le ferraillage sera le même Sens X-X et Y-Y

➤ **Travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{17.84 \times 10^3}{100 \times (19.80)^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.032)})$$

$$\alpha_u = 0.040$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.040 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_U = \frac{M_U}{B.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{17.84 \times 10^3}{(0.984 \times 19.80 \times 348)} = 2.38cm^2$$

$$A_U = 2.38cm^2$$

On adopte **6T8 = 3.04 cm<sup>2</sup>**

➤ **Appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.89 \times 10^3}{100 \times (19.8)^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392 \quad \text{Donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.021)}) \alpha_u = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.052 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_U = \frac{M_U}{B.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{11.89 \times 10^3}{(0.979 \times 19.8 \times 348)} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_U = 1.76 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

**b- La section d'armature minimale:** (condition de non fragilité)

- Suivant lx:  $A_{\min} = 0.8\%$  pour FeE400  
 $A_{y,\min} = 0.08 \times h = 0.08 \times 22 = 1.76 \text{ cm}^2$
- Suivant ly:  $A_{x,\min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_s = \frac{3 - 0.50}{2} \times 1.76 = 2.2 \text{ cm}^2$

**c-L 'espacement :**  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$  pour les deux sens

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

$$V_{UX} = \frac{P_U \times L_X}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{77.63 \times 1.80}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.50}{2}} = 55.88 \text{ KN}$$

$$V_{UY} = \frac{P_U \times L_Y}{3} = \frac{77.63 \times 3.60}{3} = 93.15 \text{ KN}$$

$$V_U \leq 0.07 \times f_{c,28} \times b \times \frac{d}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 A.5.2})$$

$$V_U \leq 0.07 \times 25 \times 1 \times \frac{0.198}{1.5}$$

$$55.88 \times 10^{-3} \leq 0.231 \text{ CV}$$

Donc les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires

**e- Vérification a l'ELS:**

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c,28}}{100} \quad \text{Sachant que } \gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = \frac{17.84}{11.89} = 1.50$$

$$\alpha_U = \frac{1.50 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.50$$

**f- Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq 0.1 \frac{M_t}{M_0}$$

$$\triangleright A_s \leq 4.2 \frac{b \times d}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{22}{180} = 0.122 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{La première condition est vérifiée.}$$

$$0.1 \frac{M_t}{M_0} = 0.1 \frac{77.63}{11.89} = 0.075 < 0.125 \quad \text{La deuxième condition est vérifiée}$$

$$4.2 \frac{b \times d}{f_e} = 4.2 \frac{100 \times 19.8}{400} = 20.79 > A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{La troisième condition est vérifiée}$$

**g- Ferrailage final :**

**Tableau III-12 : Ferrailage final de la dalle de la machine**

Sens	position	As (cm <sup>2</sup> )	AS adopté (cm <sup>2</sup> )
X-X et Y-Y	Travée	2.38	<b>4T10 (3.14)</b>
	Appuis	1.76	<b>4T8 (2.01)</b>

**h- Vérification au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime :  $q_u = 77840 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$ .

Soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le **BAEL 91 révisée 99** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{77840}{4} = 19460 \text{ Kg}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$u_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

**i-Vérification de tassement :**

Le calcul du tassement du sol dans le radier est pratiquement le plus important critère de choix de fondations.

Le tassement admissible est de 0.05 m > 0.003 Vérifié

**j-Vérification à l'ELS :**

Contrainte de compression de béton :

**Tableau III-13 : Vérification de tassement.**

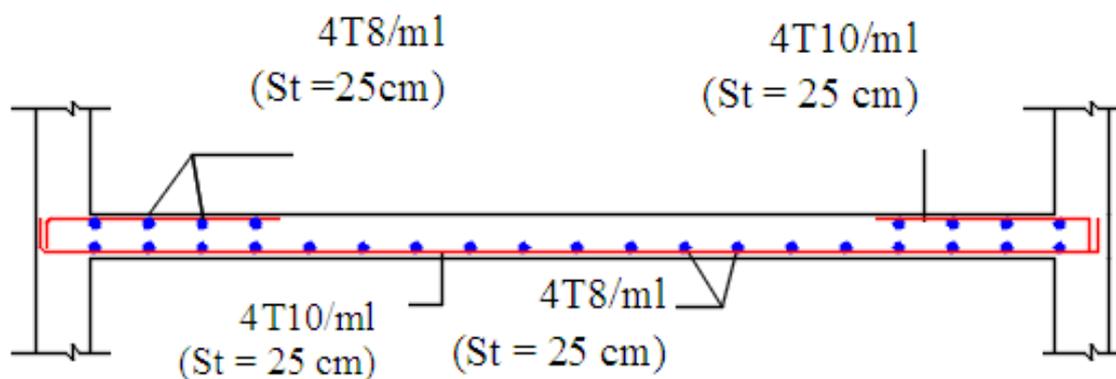
	M <sub>ser</sub> (kn.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Sens X-X	67.23	4.1	15	OK
Sens Y-Y	43.57	2.7		

**k-Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}; \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

**Tableau III-14 : Vérification au cisaillement.**

	V <sub>u</sub> (kn)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Sens X-X	85.19	0.21	1.17	OK
Sens Y-Y	76.12	0.18		



**Figure III-27 : Ferrailage de la dalle de la machine.**

### **IV-Etude sismique de la structure :**

#### **IV-1-Introduction :**

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières

- \* La méthode de l'analyse modale spectrale.
- \* La méthode de l'analyse dynamique par accélogramme.
- \* Méthode statique équivalente.

#### **IV-2-Choix de la méthode de calcul:**

##### **a- Méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

##### **➤ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : tous groupes.
- Zone IIa :
  - groupe d'usage 3.
  - groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
  - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone IIb et III :
  - groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

### **b- Méthode d'analyse modale spectrale:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### **➤ Conditions d'application de la méthode d'analyse 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.

### **c- Méthode d'analyse dynamique par accélogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélogrammes réels.

#### **➤ Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélogramme.**

La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

- ✓ Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors que le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

### Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Constantine (**Zone II a**), Il sera classé au **groupe d'usage 1B**.

### Classification du site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

**Tableau IV-1 : Classification des sites**

Catégorie	Description	qc (Mpa)	N	P1 (Mpa)	Ep (Mpa)	qu (Mpa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥800
S2	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥400
							< 800
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥ 200 < 400
S4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥100 < 200

- ❖ La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S3 (site Meuble).

**IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale :**

**IV-3-1-Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

**IV-3-2-Spectre de réponse de calcul :**

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[ (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \right] \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : Facteur de qualité.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

**W** : Poids de la structure.

**IV-3-3- Détermination des paramètres du spectre de réponse:**

- **A : coefficient d'accélération de zone :**

Donné par le **tableau VI-2** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

✓ Dans notre cas **A=0.20**.

**Tableau VI-2 : coefficient d'accélération de zone A**

Groupe	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}(3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

\* T2 période caractéristique, associé à la catégorie du site et donnée par le **tableau IV-3**

**Tableau IV-3 : Valeur de T1 et T2**

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

✓ Pour notre site type : **S3**

**T<sub>1</sub> = 0,15 s ; T<sub>2</sub> = 0,50 s**

\* Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  : donnée par formule :

$$\eta \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.  $\xi = 7 \%$

Donc  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.882$

$\xi = 7 \%$  pour un contreventement mixte ( $\eta = 0.882$ ). (Tab 4.2)

**Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de **RPA 99 / version 2003**.

$$\left. \begin{array}{l} T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6) \\ T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \dots\dots\dots (f 4.7) \end{array} \right\} T = \text{Min} (C_N \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L})$$

Avec :

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : **h<sub>N</sub> = 53,27 m**

**C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6)**.

Dans notre structure : **C<sub>T</sub> = 0,05**

**L** : étant de dimension du **Tour** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_x} \quad \text{avec : } L_x = 31.81 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T_x = 0.850 \text{ sec} \\ T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_y} \quad \text{avec : } L_y = 29.20 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T_y = 0.887 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \begin{cases} T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T_x = 0,850 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T_x = 0,887 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (53,27)^{3/4} = 0,986 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,882(0,50/0,850)^{2/3} = 1,55 \\ D_y = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,882(0,50/0,887)^{2/3} = 1,50 \end{cases}$$

○ **R : coefficient de comportement global de la structure :**

**R = 5** (un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé - tableau 4.3 RPA99/version2003).

○ **Q: Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** 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 ".

**Tableau VI- 4 : Facteur de qualité.**

Critère q	observée (o/n)	Pq/xx	observée (o/n)	Pq/yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05

<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Non	0.1	Non	0.1
<b>La somme</b>	1.25		1.25	

•  $Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_q$  (Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41))

–  $Q_{xx} = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$

–  $Q_{yy} = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$

○ **W : poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

$W_{Gi}$  : poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5. de RPA 99 / version 2003 (page 41)**.

Dans notre cas le type d'ouvrage est un Tour (bâtiment d'habitation) donc :

✓  $\beta = 0.20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$W_i = W_{Gi} + 0.20 W_{Qi}$$

$$\sum W_i = 4875,51893 \text{ (KN)}$$

○ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$\text{ELU : } 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

$$\text{ACC : } G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$ACC : G + Q \pm E$$

$$ACC : 0,8 \times G \pm E$$

### **IV-3-4-Nombre de mode à considérer :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre de modes à considérer est donné par l'inégalité suivante :

$$K \geq 3 \times N \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2 \text{ (S)} \dots (4-3)$$

N : Nombre de niveau au dessus du sol ;

TK : Période du mode K.

### **IV-3-5-Modélisation :**

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

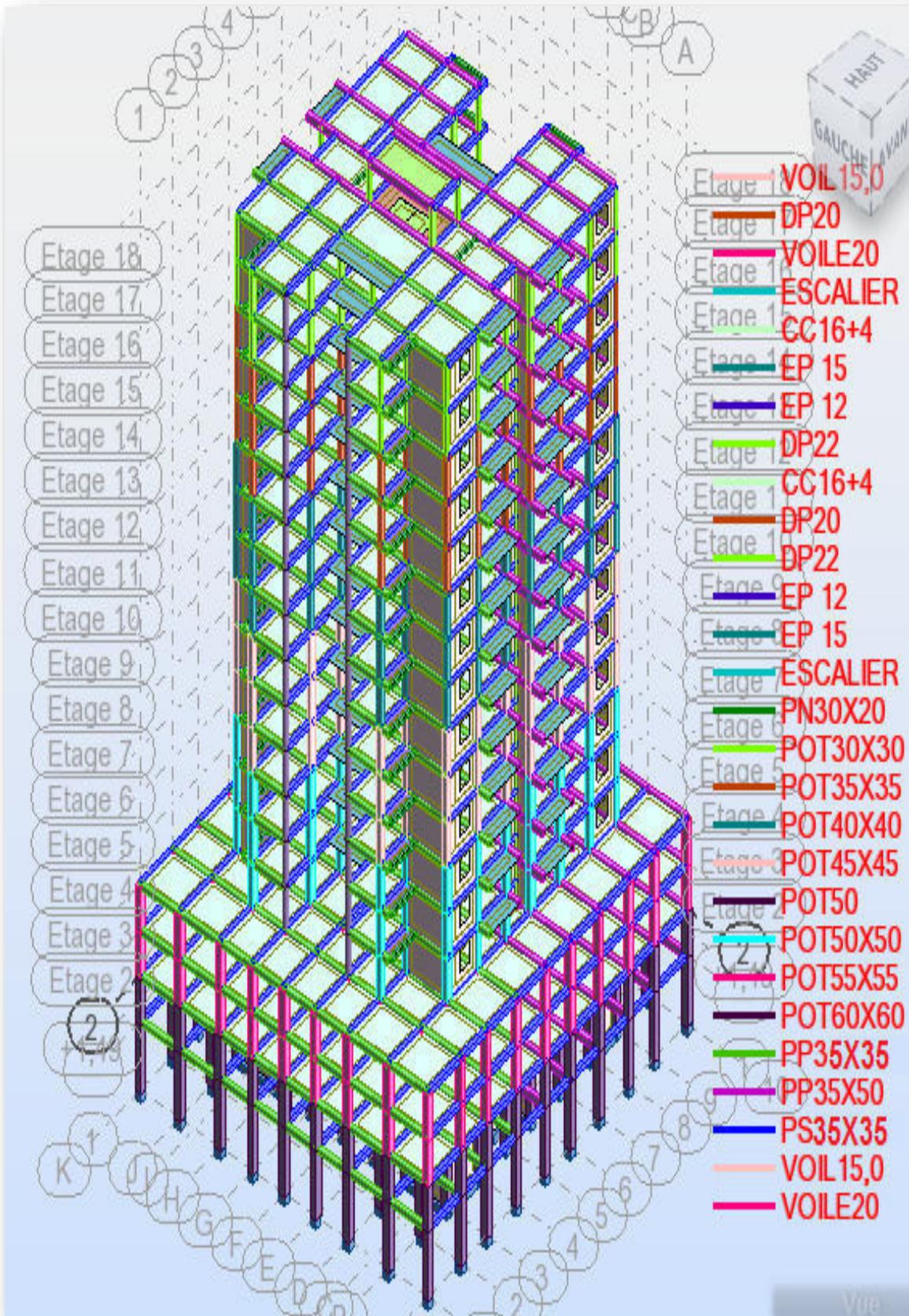
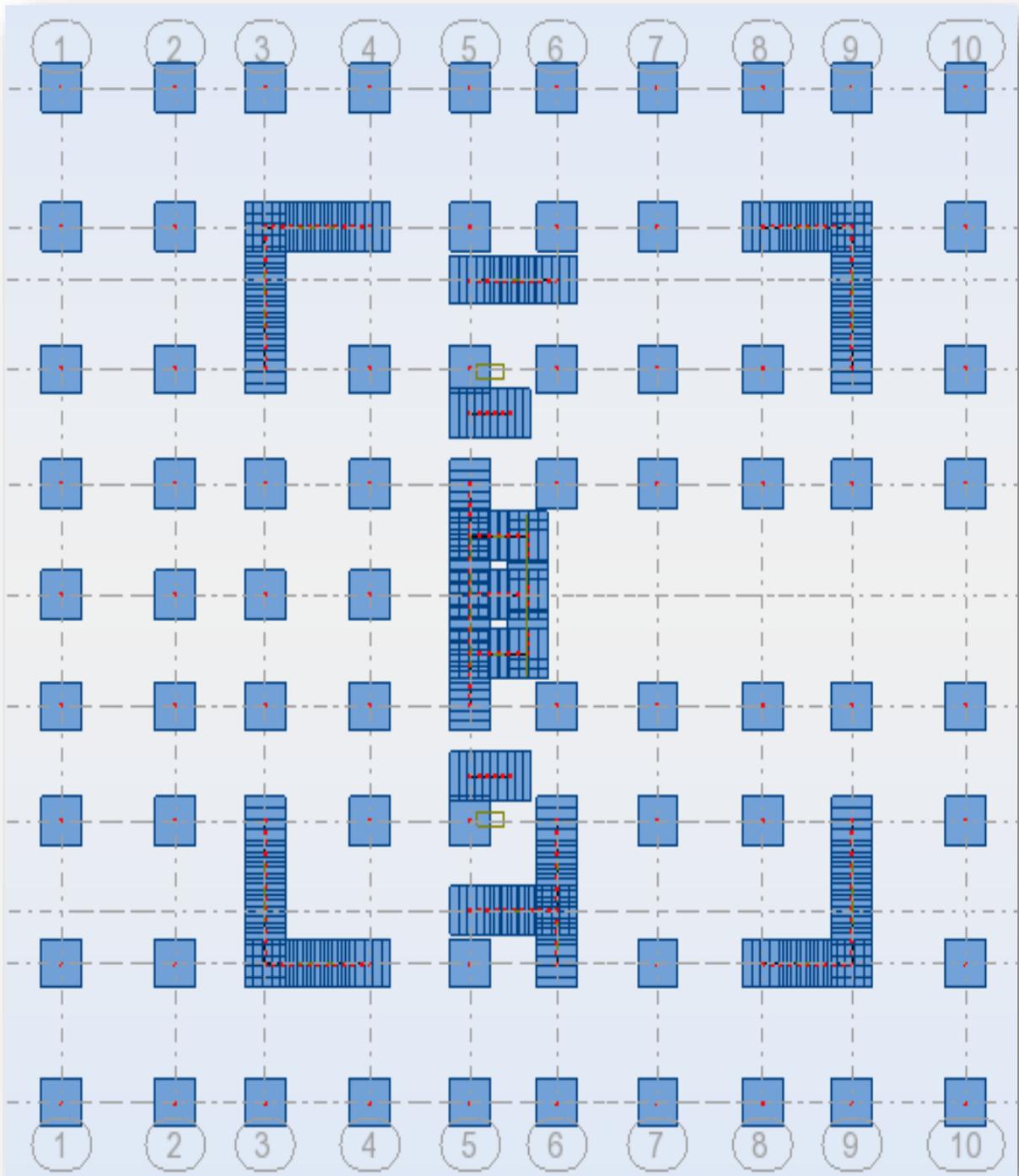


Figure VI- 1 : structure en 3D

**A)-La disposition des voiles :**



**Figure VI- 2 : La disposition des murs voiles et poteaux**

**T = 0,86 sec**

**W = 4875,51893 (t)**

Période fondamentale de la structure = 0,850 sec

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b)** : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

•  $T = 0,850 \times 1,3 = 1,11 \text{ sec}$

**Tableau VI- 5 : période et facteur de participation massique (Résultats Robot 2010)**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cupules UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	1,17	0,85	59,90	0,01	0,00	59,90	0,01	0,00
2	1,47	0,68	59,90	50,56	0,00	0,00	50,56	0,00
3	1,58	0,63	59,97	59,58	0,00	0,07	9,02	0,00
4	4,02	0,25	76,82	59,58	0,00	16,85	0,00	0,00
5	5,19	0,19	76,82	77,38	0,00	0,00	17,79	0,00
6	5,75	0,17	76,84	78,03	0,00	0,02	0,65	0,00
7	7,93	0,13	86,39	78,03	0,01	9,54	0,00	0,00
8	10,12	0,10	86,40	78,16	18,92	0,02	0,13	18,91
9	10,26	0,10	86,41	88,38	19,13	0,01	10,22	0,21
10	10,63	0,09	86,42	88,68	19,13	0,01	0,29	0,00
11	11,61	0,09	86,57	88,68	37,17	0,15	0,00	18,03
12	12,07	0,08	91,76	88,69	37,75	5,18	0,01	0,58
13	12,18	0,08	91,92	88,69	37,82	0,16	0,00	0,07
14	12,67	0,08	91,94	88,69	48,91	0,02	0,00	11,09
15	12,80	0,08	91,94	88,69	48,99	0,00	0,00	0,09

16	13,53	0,07	91,94	88,69	60,13	0,00	0,00	11,14
17	13,65	0,07	91,94	88,69	60,40	0,00	0,00	0,26
18	14,23	0,07	91,95	88,79	60,57	0,00	0,10	0,17
19	14,54	0,07	91,95	88,79	60,58	0,00	0,01	0,01
20	14,92	0,07	91,95	90,20	61,73	0,01	1,40	1,15
21	15,30	0,07	91,96	91,12	62,09	0,01	0,93	0,37
22	15,41	0,06	91,96	92,77	62,11	0,00	1,65	0,01
23	15,61	0,06	91,96	92,79	62,16	0,00	0,02	0,06
24	15,65	0,06	91,96	92,81	62,18	0,00	0,02	0,01
25	15,70	0,06	91,96	93,45	62,19	0,00	0,64	0,02
26	15,97	0,06	91,97	93,47	62,85	0,01	0,02	0,65
27	16,53	0,06	93,44	93,48	62,89	1,47	0,01	0,04
28	16,61	0,06	93,60	93,48	63,31	0,16	0,00	0,42
29	16,70	0,06	93,99	93,48	63,95	0,39	0,00	0,65
30	16,89	0,06	94,12	93,49	64,20	0,13	0,01	0,24

**B)-Application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[ \left( 1,25 \times A \right) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \right] \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left( 1,25 \times A \right) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left( 1,25 \times \eta \right) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

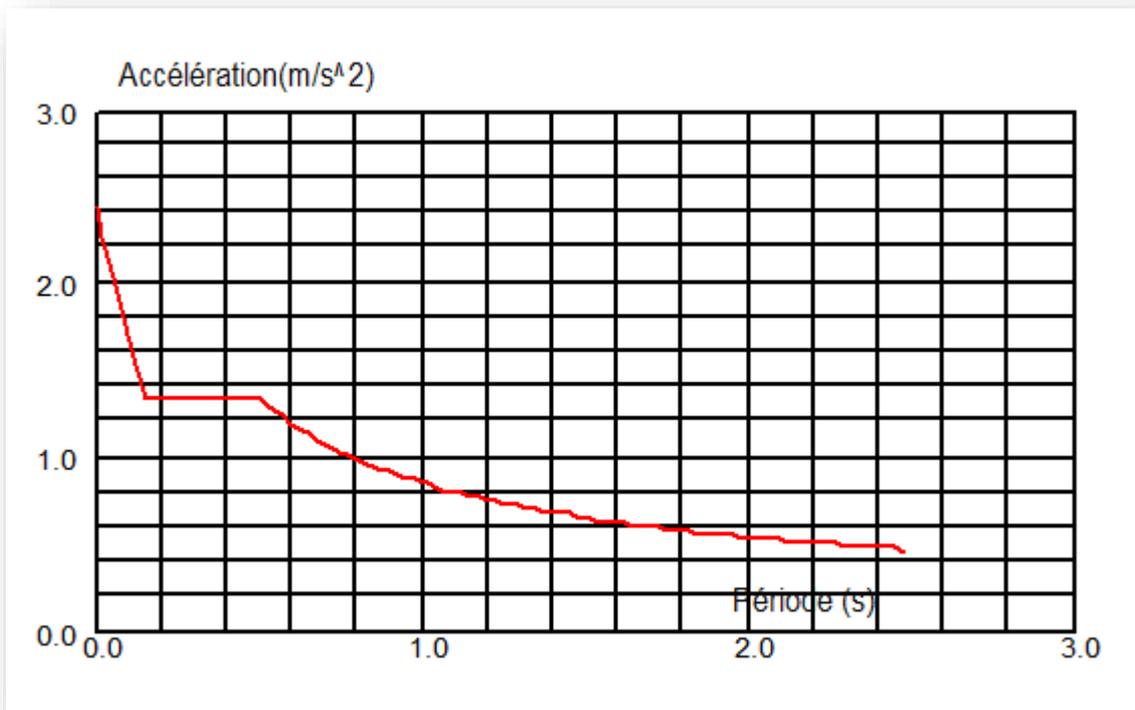


Figure VI- 3 : Spectre de réponse

**C)-Nombre des modes considérés :**

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:

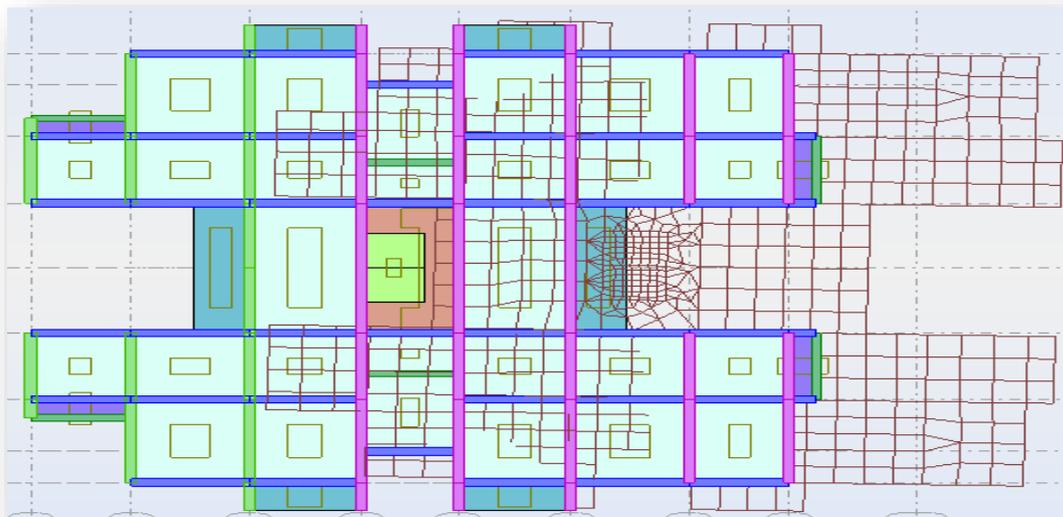


Figure VI- 4 : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2010)

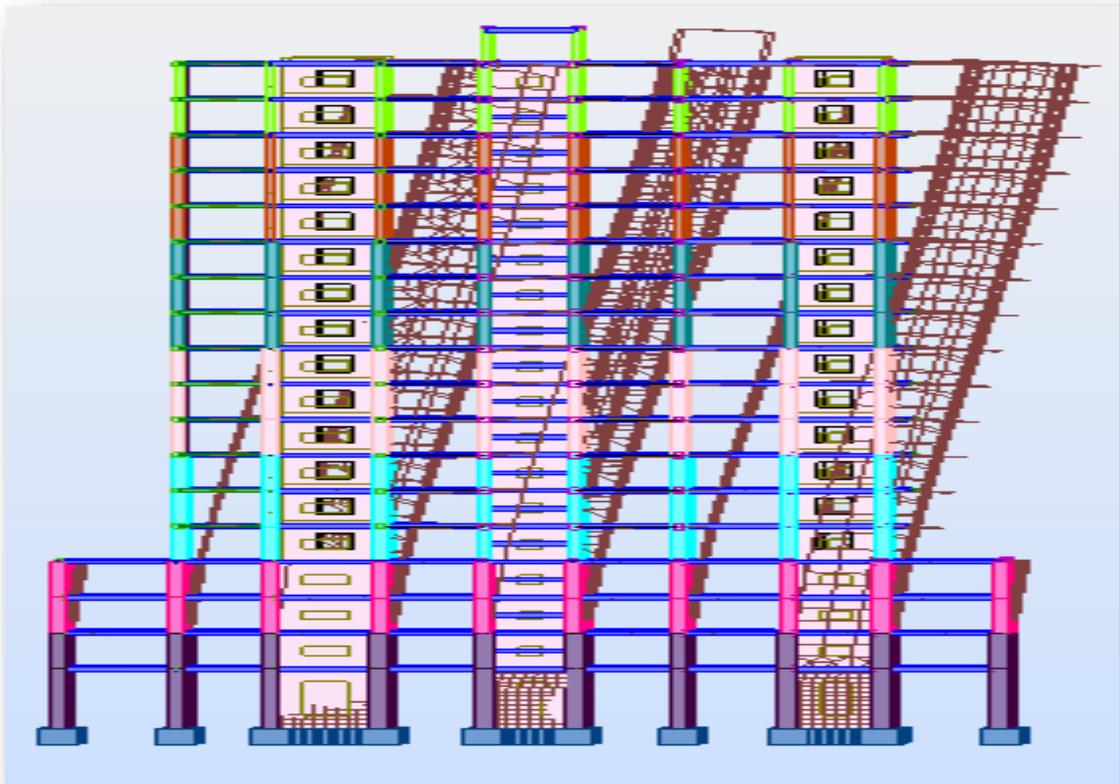


Figure VI- 5 : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de Robot 2010)

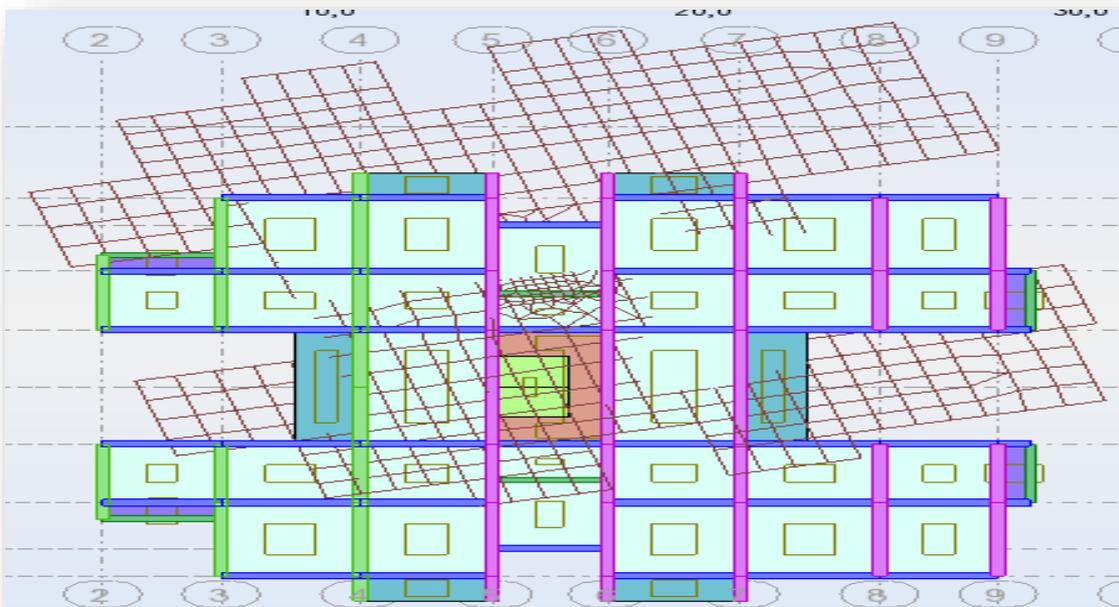


Figure VI- 6 : 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010)

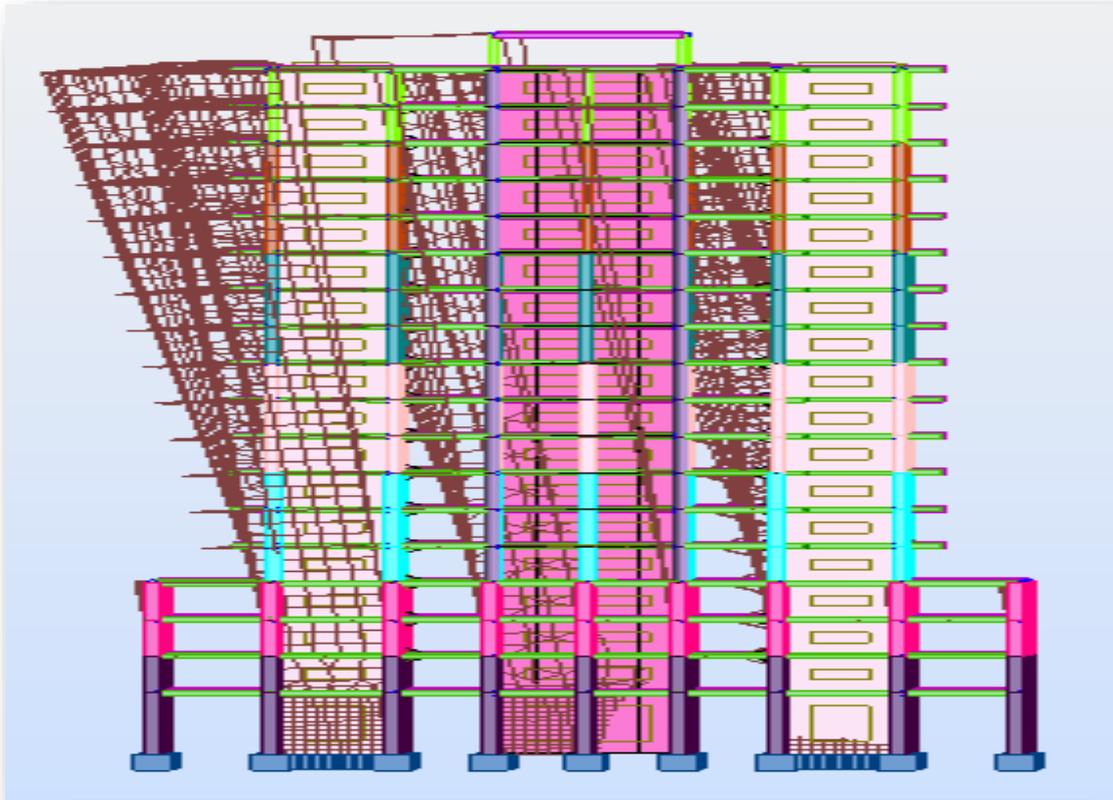


Figure IV- 7: 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z (résultats de Robot 2010)

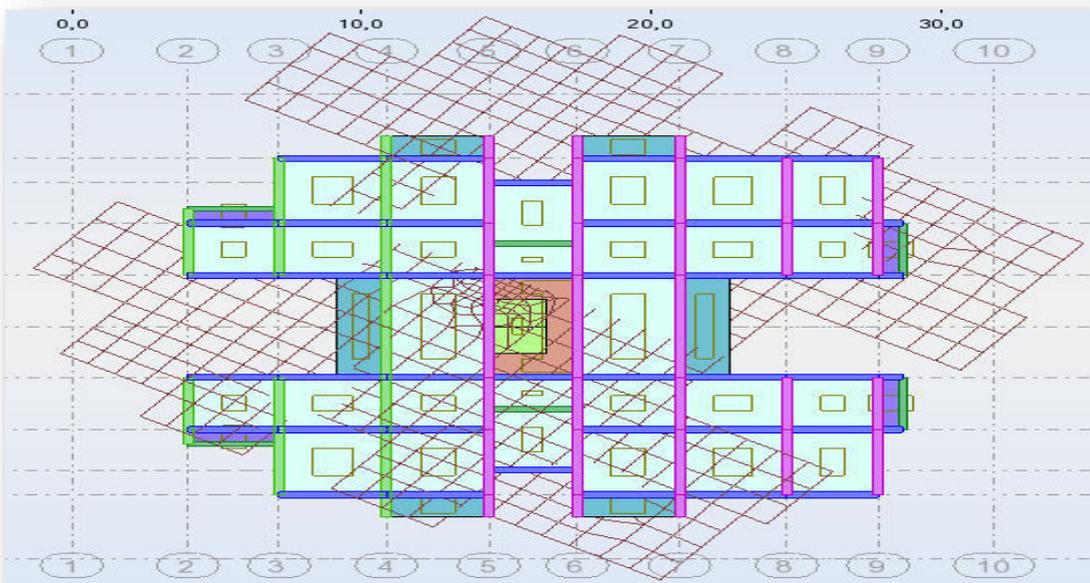


Figure IV-8 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010)

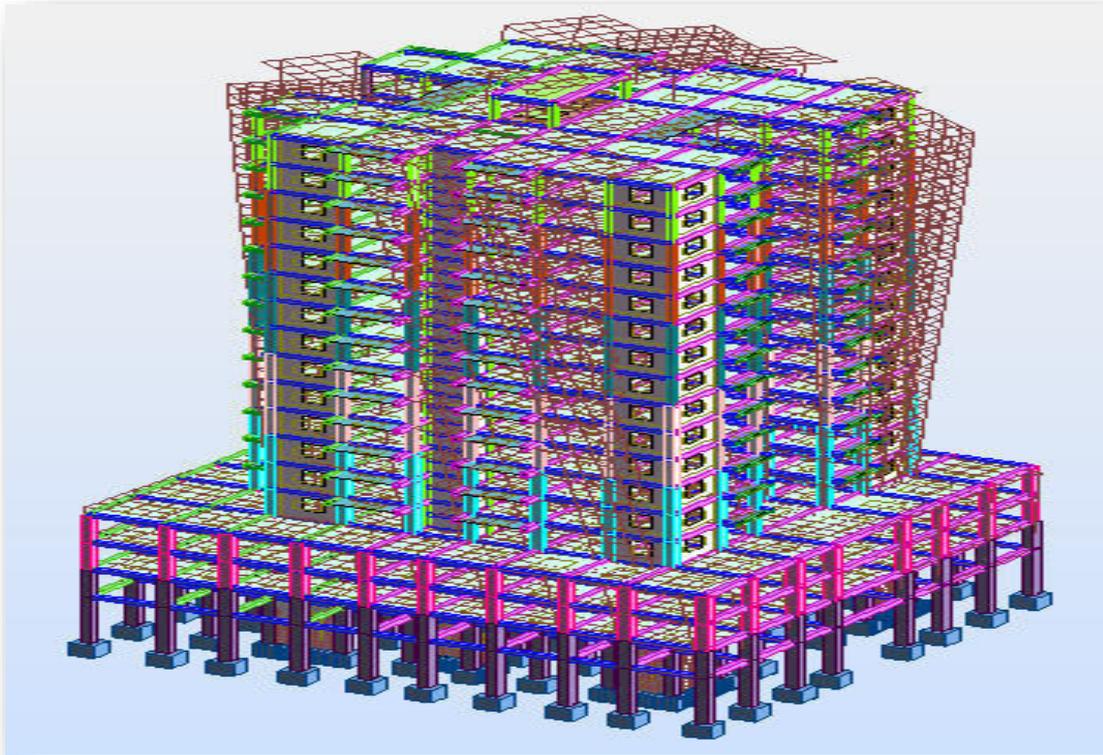


Figure IV-9 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2010)

**D)-Calcul de la force sismique statique :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{X\text{statique}} = \frac{0,20 \times 1,55 \times 1,25}{5} \times 48755,1893 = 3778,527 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{statique}} = \frac{0,20 \times 1,50 \times 1,25}{5} \times 48755,1893 = 3656,639 \text{ KN}$$

**E)-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 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 déterminée par la

méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**Les réactions à la base :**

**Tableau VI- 6: Les réactions à la base**

	$\Sigma F_x$ (KN)	$\Sigma F_y$ (KN)
<b>Ex</b>	3111,60	52,29
<b>Ey</b>	52,18	3524,89

$$V_{Xdynamique} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 3112,039 \text{ KN.}$$

$$V_{y\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 3525,276 \text{ KN.}$$

**Tableau IV-7: Vérification de la résultante des forces sismiques**

	<b>V<sub>x</sub> dynamique</b> (KN)	<b>V<sub>x</sub> statique</b> (KN)	<b>V<sub>y</sub> statique</b> (KN)	<b>V<sub>y</sub> statique</b> (KN)	<b>0.8× V<sub>x</sub> statique</b> < V <sub>x</sub> dynamique	<b>0.8× V<sub>y</sub> statique</b> < V <sub>y</sub> dynamique
<b>Ex</b>	3112,039	3778,527	3112,039	3656,639	Condition vérifiée	Condition vérifiée
<b>Ey</b>	3525,276	3778,527	3525,276	3656,639	Condition vérifiée	Condition vérifiée

**F)-Vérification de déplacement :**

**\*Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

**Tableau IV-8 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques**

	Max UX cm	Noeud	Max UY cm	Noeud	dr UX cm	dr UY cm	Min UX cm	Noeud	Min UY cm	Noeud
<b>Cas 1</b>	<b>EX</b>									
RDC	0,0	169	0,0	14746	0,0	0,0	0,0	240	0,0	240
Com 1	0,1	46	0,0	15007	0,1	0,0	0,0	16344	0,0	219
Com 2	0,2	425	0,0	408	0,1	0,0	0,1	16480	0,0	139
Etage 1	0,3	17215	0,0	65	0,1	0,0	0,2	406	0,0	354
Etage 2	0,5	1383	0,0	477	0,2	0,0	0,3	81	0,0	17
Etage 3	0,6	34078	0,0	479	0,2	0,0	0,4	546	0,0	6198
Etage 4	0,8	38343	0,0	481	0,2	0,0	0,6	591	0,0	6508
Etage 5	1,0	47182	0,1	483	0,2	0,1	0,8	639	0,0	6818
Etage 6	1,2	51750	0,1	485	0,3	0,1	0,9	684	0,0	7128
Etage 7	1,4	56293	0,1	487	0,3	0,1	1,1	728	0,0	7438
Etage 8	1,6	61979	0,1	489	0,3	0,1	1,3	779	0,0	7748
Etage 9	1,8	72257	0,1	491	0,3	0,1	1,5	818	0,0	8058
Etage 10	2,0	76954	0,1	493	0,3	0,1	1,7	868	0,0	8368
Etage 11	2,2	82256	0,1	495	0,3	0,1	1,8	912	0,0	8678
Etage 12	2,3	90394	0,1	497	0,3	0,1	2,0	957	0,0	9298
Etage 13	2,5	9610	0,1	499	0,3	0,1	2,2	1003	0,0	9608
Etage 14	2,7	2	0,2	1067	0,3	0,2	2,3	1058	0,0	4428
terrasse	2,8	1107	0,1	1110	0,2	0,0	2,6	1085	0,0	1085
<b>Cas 2</b>	<b>EY</b>									
RDC	0,0	236	0,0	1423	0,0	0,0	0,0	240	0,0	240
Com 1	0,0	161	0,1	94	0,0	0,1	0,0	2086	0,0	232
Com 2	0,0	410	0,1	366	0,0	0,1	0,0	2070	0,1	15028
Etage 1	0,1	5900	0,2	3348	0,0	0,1	0,0	1846	0,1	369
Etage 2	0,1	1388	0,3	1394	0,1	0,1	0,0	1847	0,2	32
Etage 3	0,1	6210	0,5	3363	0,1	0,2	0,0	1863	0,3	476
Etage 4	0,1	6518	0,6	3380	0,1	0,2	0,0	1879	0,4	554
Etage 5	0,2	6828	0,8	3396	0,2	0,2	0,0	1895	0,5	480
Etage 6	0,2	7140	0,9	3411	0,2	0,3	0,0	1911	0,6	482
Etage 7	0,3	7450	1,1	3428	0,2	0,3	0,0	1927	0,8	693

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Etage 8	0,3	61985	1,2	3444	0,3	0,3	0,0	1943	0,9	486
Etage 9	0,3	72255	1,4	3459	0,3	0,4	0,0	1959	1,0	488
Etage 10	0,4	76960	1,5	3476	0,4	0,4	0,0	1975	1,1	827
Etage 11	0,4	82262	1,7	3492	0,4	0,4	0,0	1991	1,3	492
Etage 12	0,4	90398	1,8	3523	0,4	0,5	0,0	2007	1,4	494
Etage 13	0,5	94641	2,0	3540	0,5	0,5	0,0	2023	1,5	964
Etage 14	0,5	9	2,1	293	0,5	0,5	0,0	2039	1,6	1014
terrasse	0,2	1110	2,0	1108	0,1	0,2	0,0	20790	1,8	1084
<b>Cas 3</b>	<b>G+Q+EX</b>									
RDC	0,0	169	0,0	14746	0,0	0,0	0,0	240	-0,0	15002
Com 1	0,1	94	0,0	15010	0,1	0,0	0,0	5642	-0,0	15018
Com 2	0,2	425	0,0	14778	0,1	0,0	0,1	153	-0,0	15034
Etage 1	0,3	17215	0,0	65	0,1	0,0	0,2	400	0,0	3168
Etage 2	0,5	1383	0,0	1390	0,2	0,0	0,3	75	0,0	78
Etage 3	0,7	34078	0,1	479	0,2	0,0	0,4	540	0,0	543
Etage 4	0,8	38343	0,1	604	0,2	0,1	0,6	585	0,0	588
Etage 5	1,0	47182	0,1	649	0,3	0,1	0,8	633	0,0	636
Etage 6	1,2	51742	0,1	485	0,3	0,1	0,9	678	0,0	645
Etage 7	1,4	56293	0,1	736	0,3	0,1	1,1	723	0,0	690
Etage 8	1,6	61979	0,1	781	0,3	0,1	1,3	773	0,0	742
Etage 9	1,8	72249	0,2	491	0,3	0,1	1,5	818	0,0	787
Etage 10	2,0	76954	0,2	875	0,4	0,1	1,7	863	0,0	832
Etage 11	2,2	82257	0,2	920	0,4	0,2	1,9	912	0,0	8678
Etage 12	2,4	90394	0,2	497	0,4	0,2	2,0	957	0,0	9298
Etage 13	2,6	9610	0,2	499	0,4	0,2	2,2	1002	0,0	9608
Etage 14	2,8	1	0,3	1067	0,4	0,2	2,4	1058	0,1	4428
terrasse	2,9	1108	0,1	1110	0,3	0,1	2,6	1085	0,1	1085
<b>Cas 4</b>	<b>G+Q-EX</b>									
RDC	0,0	240	0,0	14994	0,0	0,0	-0,0	90	-0,0	15002
Com 1	-0,0	52	0,0	15010	0,1	0,0	-0,1	45	-0,0	15018
Com 2	-0,1	159	0,0	15026	0,1	0,0	-0,2	418	-0,0	15034
Etage 1	-0,2	406	0,0	15042	0,1	0,0	-0,3	1419	-0,0	15050
Etage 2	-0,3	81	0,0	15058	0,2	0,0	-0,5	1399	-0,0	477
Etage 3	-0,4	546	0,0	15074	0,2	0,0	-0,6	547	-0,0	479
Etage 4	-0,6	591	0,0	15090	0,2	0,0	-0,8	596	-0,0	481
Etage 5	-0,8	639	0,0	15106	0,2	0,1	-1,0	641	-0,0	483
Etage 6	-0,9	684	0,0	15122	0,2	0,1	-1,2	686	-0,0	485
Etage 7	-1,1	729	0,0	15138	0,2	0,1	-1,4	738	-0,0	487
Etage 8	-1,3	779	0,0	15154	0,2	0,1	-1,5	783	-0,0	489
Etage 9	-1,5	824	0,0	15170	0,3	0,1	-1,7	828	-0,1	491
Etage 10	-1,7	869	0,0	15186	0,3	0,1	-1,9	879	-0,1	3483
Etage 11	-1,8	918	0,0	15202	0,3	0,1	-2,1	924	-0,1	3499
Etage 12	-2,0	963	0,0	15218	0,3	0,1	-2,2	967	-0,1	3532
Etage 13	-2,2	1008	0,0	15234	0,2	0,1	-2,4	1018	-0,1	3540
Etage 14	-2,3	1064	0,0	4692	0,2	0,1	-2,6	289	-0,1	295
terrasse	-2,5	1084	0,0	1109	0,1	0,0	-2,6	1107	0,0	1084

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Cas 5	G+Q+EY									
RDC	0,0	87	0,0	190	0,0	0,0	-0,0	16411	-0,0	15003
Com 1	0,0	94	0,1	94	0,0	0,1	-0,0	5642	0,0	224
Com 2	0,0	292	0,1	372	0,0	0,1	-0,0	5262	0,1	153
Etage 1	0,1	17215	0,2	3355	0,1	0,1	0,0	4882	0,1	369
Etage 2	0,1	1383	0,4	1396	0,1	0,1	0,0	6049	0,2	75
Etage 3	0,1	34078	0,5	3372	0,1	0,2	0,0	9089	0,3	540
Etage 4	0,2	38343	0,6	3388	0,1	0,2	0,0	6359	0,4	585
Etage 5	0,2	47182	0,8	3404	0,2	0,2	0,0	6669	0,5	481
Etage 6	0,2	51742	0,9	3420	0,2	0,2	0,0	6979	0,7	483
Etage 7	0,3	56293	1,1	3436	0,3	0,3	0,0	7289	0,8	694
Etage 8	0,3	61979	1,2	3452	0,3	0,3	0,0	7599	0,9	487
Etage 9	0,4	72249	1,4	3468	0,3	0,3	0,0	7909	1,1	489
Etage 10	0,4	76954	1,5	3483	0,4	0,4	0,0	8219	1,2	826
Etage 11	0,5	82257	1,7	3499	0,4	0,4	0,1	8529	1,3	493
Etage 12	0,5	90395	1,9	3531	0,5	0,4	0,1	2007	1,4	495
Etage 13	0,6	94638	2,0	3547	0,5	0,4	0,1	2023	1,6	965
Etage 14	0,6	2	2,2	592	0,5	0,5	0,1	2039	1,7	498
terrasse	0,3	1109	2,1	1109	0,1	0,2	0,2	20783	1,9	1084
Cas 6	G+Q-EY									
RDC	0,0	2108	0,0	14995	0,0	0,0	-0,0	231	-0,0	227
Com 1	0,0	2474	-0,0	90	0,0	0,1	-0,0	160	-0,1	129
Com 2	-0,0	2458	-0,1	97	0,0	0,1	-0,0	409	-0,1	403
Etage 1	-0,0	1849	-0,1	379	0,1	0,1	-0,1	17220	-0,2	3348
Etage 2	-0,0	1865	-0,2	13	0,1	0,1	-0,1	1388	-0,3	1393
Etage 3	-0,0	1881	-0,3	476	0,1	0,2	-0,1	34083	-0,5	3363
Etage 4	-0,0	1895	-0,4	554	0,1	0,2	-0,1	38348	-0,6	3379
Etage 5	-0,0	1911	-0,5	480	0,2	0,2	-0,2	47187	-0,8	3395
Etage 6	0,0	1927	-0,6	482	0,2	0,3	-0,2	51747	-0,9	3411
Etage 7	0,0	1943	-0,7	693	0,2	0,3	-0,2	56298	-1,1	3427
Etage 8	0,0	1959	-0,8	486	0,3	0,4	-0,3	61984	-1,2	3443
Etage 9	0,0	1975	-1,0	488	0,3	0,4	-0,3	72255	-1,4	3459
Etage 10	0,0	1991	-1,1	827	0,4	0,4	-0,4	8378	-1,5	3476
Etage 11	0,0	2007	-1,2	492	0,4	0,5	-0,4	8688	-1,7	3492
Etage 12	0,0	2023	-1,3	494	0,5	0,5	-0,4	90400	-1,8	3524
Etage 13	0,0	2039	-1,4	964	0,5	0,6	-0,5	94643	-2,0	3540
Etage 14	0,0	4591	-1,5	1014	0,5	0,6	-0,5	9	-2,1	295
terrasse	0,1	20790	-1,7	1077	0,2	0,2	-0,1	1085	-1,9	1108
Cas 7	G+Q+1.2EX									
RDC	0,0	169	0,0	14746	0,0	0,0	0,0	240	-0,0	15002
Com 1	0,1	94	0,0	15010	0,1	0,0	0,0	5642	-0,0	15018
Com 2	0,2	425	0,0	408	0,1	0,0	0,1	153	-0,0	3156
Etage 1	0,4	17215	0,0	65	0,2	0,0	0,2	400	0,0	3168
Etage 2	0,6	1383	0,0	1390	0,2	0,0	0,4	75	0,0	78
Etage 3	0,8	34078	0,1	479	0,2	0,1	0,5	540	0,0	543

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Etage 4	1,0	38343	0,1	604	0,3	0,1	0,7	585	0,0	588
Etage 5	1,2	47182	0,1	649	0,3	0,1	0,9	633	0,0	636
Etage 6	1,5	51742	0,1	485	0,3	0,1	1,1	678	0,0	645
Etage 7	1,7	56293	0,1	736	0,4	0,1	1,4	723	0,0	690
Etage 8	2,0	61979	0,2	781	0,4	0,1	1,6	773	0,0	742
Etage 9	2,2	72249	0,2	491	0,4	0,1	1,8	818	0,0	8058
Etage 10	2,4	76954	0,2	875	0,4	0,2	2,0	863	0,0	8368
Etage 11	2,7	82257	0,2	920	0,4	0,2	2,2	912	0,0	8678
Etage 12	2,9	90394	0,2	497	0,4	0,2	2,4	957	0,0	9298
Etage 13	3,1	9610	0,3	499	0,5	0,2	2,6	1002	0,0	9608
Etage 14	3,3	1	0,3	1067	0,5	0,2	2,8	1058	0,1	4428
terrasse	3,5	1108	0,1	1110	0,4	0,1	3,1	1085	0,1	1085
<b>Cas 8</b>	<b>G+Q-1.2EX</b>									
RDC	0,0	240	0,0	14994	0,0	0,0	-0,0	90	-0,0	14738
Com 1	-0,0	52	0,0	15010	0,1	0,0	-0,1	45	-0,0	15018
Com 2	-0,1	159	0,0	15026	0,1	0,0	-0,2	418	-0,0	15034
Etage 1	-0,2	406	0,0	15042	0,2	0,0	-0,4	1419	-0,0	81
Etage 2	-0,4	81	0,0	15058	0,2	0,0	-0,6	1399	-0,0	477
Etage 3	-0,5	546	0,0	15074	0,2	0,0	-0,8	547	-0,0	479
Etage 4	-0,7	591	0,0	15090	0,3	0,1	-1,0	596	-0,0	481
Etage 5	-0,9	639	0,0	15106	0,3	0,1	-1,2	641	-0,0	483
Etage 6	-1,1	684	0,0	15122	0,3	0,1	-1,4	686	-0,1	485
Etage 7	-1,3	729	0,0	15138	0,3	0,1	-1,6	738	-0,1	487
Etage 8	-1,6	779	0,0	15154	0,3	0,1	-1,9	783	-0,1	489
Etage 9	-1,8	824	0,0	15170	0,3	0,1	-2,1	828	-0,1	491
Etage 10	-2,0	869	0,0	15186	0,3	0,1	-2,3	879	-0,1	493
Etage 11	-2,2	918	0,0	8678	0,3	0,1	-2,5	924	-0,1	495
Etage 12	-2,4	963	0,0	9298	0,3	0,1	-2,7	967	-0,1	497
Etage 13	-2,6	1008	0,0	9627	0,3	0,1	-2,9	1018	-0,1	497
Etage 14	-2,8	1064	0,0	4692	0,3	0,1	-3,1	2	-0,1	295
terrasse	-3,0	1084	0,0	1109	0,2	0,0	-3,2	1107	0,0	1084
<b>Cas 9</b>	<b>G+Q+1.2EY</b>									
Com 1	0,0	200	0,0	190	0,0	0,0	-0,0	16411	-0,0	15003
Com 2	0,0	94	0,1	94	0,0	0,1	-0,0	5642	0,0	224
Etage 1	0,0	292	0,2	372	0,0	0,1	0,0	5262	0,1	153
Etage 2	0,1	17219	0,3	3355	0,1	0,1	0,0	4882	0,2	369
Etage 3	0,1	1383	0,4	1396	0,1	0,2	0,0	6049	0,3	75
Etage 4	0,1	34078	0,6	3372	0,1	0,2	0,0	9089	0,4	540
Etage 5	0,2	38343	0,7	3388	0,2	0,2	0,0	6359	0,5	577
Etage 6	0,2	47182	0,9	3404	0,2	0,3	0,0	6669	0,6	481
Etage 7	0,3	51742	1,1	3420	0,3	0,3	0,0	6979	0,8	483
Etage 8	0,3	56293	1,3	3435	0,3	0,3	0,0	7289	0,9	694
Etage 9	0,4	61979	1,5	3451	0,3	0,4	0,0	7599	1,1	487
Etage 10	0,4	72249	1,7	3468	0,4	0,4	0,0	7909	1,3	489
Etage 11	0,5	76954	1,9	3483	0,4	0,4	0,1	8219	1,4	826
Etage 12	0,5	82257	2,0	3499	0,5	0,5	0,1	1991	1,6	493

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Etage 13	0,6	90395	2,2	3531	0,5	0,5	0,1	2007	1,7	495
Etage 14	0,7	94638	2,4	3547	0,6	0,5	0,1	2023	1,9	965
Com 1	0,7	2	2,6	592	0,6	0,6	0,1	2039	2,0	498
terrasse	0,3	1109	2,5	1109	0,2	0,2	0,2	20783	2,2	1084
<b>Cas 10</b>	<b>G+Q-1.2EY</b>									
RDC	0,0	2108	0,0	14995	0,0	0,0	-0,0	231	-0,0	227
Com 1	0,0	2474	-0,0	15012	0,0	0,1	-0,0	160	-0,1	129
Com 2	-0,0	2458	-0,1	97	0,0	0,1	-0,0	409	-0,2	403
Etage 1	-0,0	1849	-0,2	379	0,1	0,1	-0,1	17220	-0,3	3348
Etage 2	-0,0	1865	-0,2	32	0,1	0,2	-0,1	1388	-0,4	1393
Etage 3	-0,0	1881	-0,4	476	0,1	0,2	-0,1	34083	-0,6	3363
Etage 4	-0,0	1897	-0,5	554	0,2	0,3	-0,2	38348	-0,7	3379
Etage 5	-0,0	1911	-0,6	480	0,2	0,3	-0,2	47187	-0,9	3395
Etage 6	-0,0	1927	-0,7	482	0,2	0,3	-0,2	51747	-1,1	3411
Etage 7	0,0	1943	-0,9	693	0,3	0,4	-0,3	56298	-1,3	3427
Etage 8	0,0	1959	-1,0	486	0,3	0,4	-0,3	61984	-1,5	3444
Etage 9	0,0	1975	-1,2	488	0,4	0,5	-0,4	72255	-1,6	3459
Etage 10	0,0	1991	-1,3	827	0,4	0,5	-0,4	8378	-1,8	3476
Etage 11	0,0	2007	-1,4	492	0,5	0,6	-0,5	8688	-2,0	3492
Etage 12	0,0	2023	-1,6	494	0,5	0,6	-0,5	90400	-2,2	3524
Etage 13	0,0	2039	-1,7	964	0,6	0,7	-0,6	94641	-2,4	3540
Etage 14	0,0	4591	-1,8	1014	0,6	0,7	-0,6	9	-2,5	295
terrasse	0,1	20790	-2,1	1077	0,2	0,2	-0,1	1085	-2,3	1108
<b>Cas 11</b>	<b>0.8G+EX</b>									
RDC	0,0	169	0,0	14746	0,0	0,0	0,0	240	-0,0	15002
Com 1	0,1	94	0,0	14762	0,1	0,0	0,0	5642	-0,0	3144
Com 2	0,2	425	0,0	408	0,1	0,0	0,1	153	-0,0	165
Etage 1	0,3	17215	0,0	65	0,1	0,0	0,2	400	0,0	3168
Etage 2	0,5	1383	0,0	1390	0,2	0,0	0,3	75	0,0	78
Etage 3	0,6	34078	0,0	479	0,2	0,0	0,4	540	0,0	543
Etage 4	0,8	38343	0,1	481	0,2	0,1	0,6	585	0,0	588
Etage 5	1,0	47182	0,1	483	0,2	0,1	0,8	633	0,0	600
Etage 6	1,2	51742	0,1	485	0,3	0,1	0,9	678	0,0	7128
Etage 7	1,4	56293	0,1	487	0,3	0,1	1,1	723	0,0	7438
Etage 8	1,6	61979	0,1	489	0,3	0,1	1,3	773	0,0	7748
Etage 9	1,8	72249	0,1	491	0,3	0,1	1,5	818	0,0	8058
Etage 10	2,0	76954	0,1	493	0,3	0,1	1,7	863	0,0	8368
Etage 11	2,2	82256	0,2	495	0,3	0,1	1,8	912	0,0	8678
Etage 12	2,4	90394	0,2	497	0,4	0,2	2,0	957	0,0	9298
Etage 13	2,5	9610	0,2	499	0,4	0,2	2,2	1002	0,0	9608
Etage 14	2,7	1	0,2	1067	0,4	0,2	2,3	1058	0,0	4428
terrasse	2,8	1108	0,1	1110	0,3	0,0	2,6	1085	0,1	1085
<b>Cas 12</b>	<b>0.8G-EX</b>									
RDC	0,0	240	0,0	14994	0,0	0,0	-0,0	90	-0,0	14738
Com 1	-0,0	52	0,0	5146	0,1	0,0	-0,1	45	-0,0	15018

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Com 2	-0,1	159	0,0	91	0,1	0,0	-0,2	424	-0,0	398
Etage 1	-0,2	406	0,0	5888	0,1	0,0	-0,3	1419	-0,0	56
Etage 2	-0,3	81	0,0	8928	0,2	0,0	-0,5	1385	-0,0	477
Etage 3	-0,4	546	0,0	15074	0,2	0,0	-0,6	547	-0,0	479
Etage 4	-0,6	591	0,0	15090	0,2	0,0	-0,8	598	-0,0	481
Etage 5	-0,8	639	0,0	15106	0,2	0,1	-1,0	643	-0,0	483
Etage 6	-0,9	684	0,0	15122	0,2	0,1	-1,2	686	-0,1	485
Etage 7	-1,1	729	0,0	15138	0,3	0,1	-1,4	740	-0,1	487
Etage 8	-1,3	779	0,0	7748	0,3	0,1	-1,6	785	-0,1	489
Etage 9	-1,5	824	0,0	8058	0,3	0,1	-1,8	828	-0,1	491
Etage 10	-1,7	869	0,0	8368	0,3	0,1	-1,9	879	-0,1	493
Etage 11	-1,8	918	0,0	8678	0,3	0,1	-2,1	924	-0,1	495
Etage 12	-2,0	963	0,0	9298	0,3	0,1	-2,3	90402	-0,1	497
Etage 13	-2,2	1008	0,0	9710	0,3	0,1	-2,5	9610	-0,1	1015
Etage 14	-2,3	1064	0,0	4568	0,3	0,1	-2,6	2	-0,1	501
terrasse	-2,5	1084	0,0	1109	0,2	0,0	-2,7	1107	-0,0	1084
<b>Cas 13</b>	<b>0.8G+EY</b>									
RDC	0,0	200	0,0	190	0,0	0,0	-0,0	16412	-0,0	15003
Com 1	0,0	129	0,1	94	0,0	0,1	-0,0	5642	0,0	233
Com 2	0,0	292	0,1	396	0,0	0,1	0,0	5262	0,1	153
Etage 1	0,1	5880	0,2	3355	0,0	0,1	0,0	4882	0,1	369
Etage 2	0,1	1391	0,3	1396	0,1	0,1	0,0	6049	0,2	22
Etage 3	0,1	6190	0,5	3372	0,1	0,2	0,0	9089	0,3	540
Etage 4	0,1	6500	0,6	3387	0,1	0,2	0,0	6359	0,4	554
Etage 5	0,2	6810	0,8	3403	0,2	0,2	0,0	6669	0,5	480
Etage 6	0,2	7120	0,9	3420	0,2	0,3	0,0	6979	0,7	482
Etage 7	0,3	7430	1,1	3435	0,2	0,3	0,0	7289	0,8	693
Etage 8	0,3	7740	1,2	3451	0,3	0,3	0,0	7599	0,9	487
Etage 9	0,3	72249	1,4	3468	0,3	0,3	0,0	1959	1,0	489
Etage 10	0,4	76954	1,5	3483	0,4	0,4	0,0	1975	1,2	826
Etage 11	0,4	82256	1,7	3499	0,4	0,4	0,0	1991	1,3	493
Etage 12	0,5	90395	1,8	3531	0,4	0,4	0,0	2007	1,4	495
Etage 13	0,5	94638	2,0	3547	0,5	0,5	0,0	2023	1,5	964
Etage 14	0,6	2	2,1	592	0,5	0,5	0,0	2039	1,6	498
terrasse	0,2	1109	2,0	1109	0,1	0,2	0,1	20783	1,8	1084
<b>Cas 14</b>	<b>0.8G-EY</b>									
RDC	0,0	2108	0,0	240	0,0	0,0	-0,0	232	-0,0	227
Com 1	-0,0	2086	-0,0	15012	0,0	0,1	-0,0	160	-0,1	129
Com 2	-0,0	2070	-0,1	97	0,0	0,1	-0,0	409	-0,1	366
Etage 1	-0,0	1846	-0,1	379	0,1	0,1	-0,1	17221	-0,2	3348
Etage 2	-0,0	1847	-0,2	65	0,1	0,1	-0,1	1388	-0,3	1393
Etage 3	-0,0	1863	-0,3	476	0,1	0,2	-0,1	34083	-0,5	3363
Etage 4	-0,0	1897	-0,4	554	0,1	0,2	-0,1	6518	-0,6	3380
Etage 5	-0,0	1913	-0,5	480	0,2	0,2	-0,2	6828	-0,8	3396
Etage 6	-0,0	1929	-0,6	482	0,2	0,3	-0,2	51748	-0,9	3411
Etage 7	-0,0	1945	-0,7	693	0,2	0,3	-0,3	7448	-1,1	3428

Etage 8	-0,0	1961	-0,9	486	0,3	0,4	-0,3	7758	-1,2	3444
Etage 9	-0,0	1977	-1,0	488	0,3	0,4	-0,3	72255	-1,4	3459
Etage 10	-0,0	1991	-1,1	827	0,4	0,4	-0,4	76960	-1,5	3476
Etage 11	-0,0	2007	-1,2	492	0,4	0,5	-0,4	82262	-1,7	3492
Etage 12	-0,0	2023	-1,3	494	0,4	0,5	-0,4	90400	-1,8	3524
Etage 13	-0,0	2039	-1,4	964	0,5	0,5	-0,5	94641	-2,0	3540
Etage 14	-0,0	4591	-1,5	1014	0,5	0,6	-0,5	9	-2,1	295
terrasse	0,0	20790	-1,8	1077	0,2	0,2	-0,1	1085	-2,0	1108

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée  $dU_x < 2.97\text{cm}$  et  $dU_y < 2.97\text{ cm}$ .

**G)-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

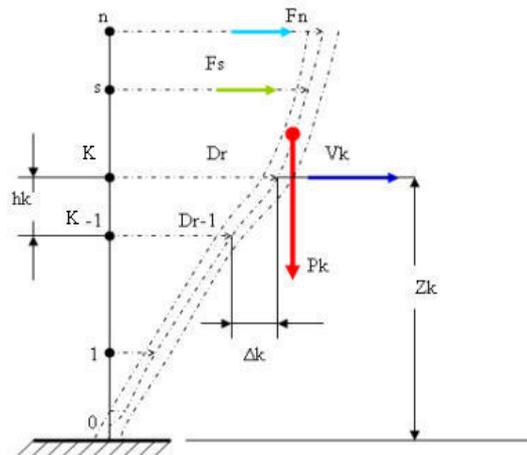


Figure IV-10 : Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

**Tableau IV-9: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X (Combinaison Ex)**

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\Theta$
RDC	6620,0612	0,0	765,0300	297	0,0000000
Com 1	6261,2381	0,1	537,0800	297	0,0039252
Com 2	6261,2381	0,1	342,5800	297	0,0061538
Etage 1	3505,6236	0,1	440,2600	297	0,0026810
Etage 2	3505,6236	0,2	168,9500	297	0,0139727
Etage 3	3505,6236	0,1	282,4700	297	0,0041787
Etage 4	3346,8276	0,2	241,6600	297	0,0093261
Etage 5	3346,8276	0,2	576,9500	297	0,0039063
Etage 6	3346,8276	0,2	927,2800	297	0,0024305
Etage 7	3204,7471	0,2	604,2900	297	0,0035713
Etage 8	3204,7471	0,2	825,0000	297	0,0026159
Etage 9	3204,7471	0,2	999,7900	297	0,0021585
Etage 10	3079,3818	0,2	577,8300	297	0,0035887

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Etage 11	3079,3818	0,2	582,4700	297	0,0035601
Etage 12	3079,3818	0,1	462,0800	297	0,0022438
Etage 13	2970,7320	0,2	64,9200	297	0,0308147
Etage 14	2938,7954	0,2	661,3800	297	0,0029922

**Tableau IV-10: Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y (Combinaison Ey)**

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\Theta$
RDC	6620,0612	0,0	3154,4600	297	0,0000000
Com 1	6261,2381	0,1	3130,7000	297	0,0006734
Com 2	6261,2381	0,0	3166,2100	297	0,0000000
Etage 1	3505,6236	0,1	3030,2009	297	0,0003895
Etage 2	3505,6236	0,1	3056,1400	297	0,0003862
Etage 3	3505,6236	0,2	3046,4900	297	0,0007749
Etage 4	3346,8276	0,1	2873,0200	297	0,0003922
Etage 5	3346,8276	0,2	2823,9200	297	0,0007981
Etage 6	3346,8276	0,1	2744,0000	297	0,0004107
Etage 7	3204,7471	0,2	2451,4500	297	0,0008803
Etage 8	3204,7471	0,1	2323,1600	297	0,0004645
Etage 9	3204,7471	0,2	2158,4500	297	0,0009998
Etage 10	3079,3818	0,1	1775,6100	297	0,0005839

Etage 11	3079,3818	0,2	1564,7200	297	0,0013253
Etage 12	3079,3818	0,1	1330,6200	297	0,0007792
Etage 13	2970,7320	0,2	865,2700	297	0,0023120
Etage 14	2938,7954	0,1	507,8300	297	0,0019485

Les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

### **H)-Vérification de L'excentricité accidentelle :**

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

$\pm 0,05 L$  (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

**Sens X :**  $e_{accidentelle} = 0,05 \times Lx_i$

**Sens Y :**  $e_{accidentelle} = 0,05 \times Ly_i$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

**M<sub>i</sub>** : la masse de l'élément i.

**X<sub>i</sub> ; Y<sub>i</sub>** : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV-11 suivant :

Tableau IV-11 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels

Niveau	W <sub>étage</sub> (kg)	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité calculer		Excentricité Accidentel max	
		X <sub>G</sub> (m )	Y <sub>G</sub> (m )	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
RDC	413281,44	15,82	14,60	15,60	14,37	0,22	0,24	1,59	1,46
Com 1	418021,56	15,75	14,64	15,61	14,36	0,14	0,28	1,59	1,46
Com 2	583860,07	15,95	14,67	15,61	14,36	0,34	0,31	1,59	1,46
Etage 1	246784,10	16,43	14,60	16,16	14,37	0,27	0,23	1,23	1,20
Etage 2	246784,10	16,43	14,60	16,16	14,37	0,27	0,23	1,23	1,20
Etage 3	246784,10	16,43	14,60	16,16	14,37	0,27	0,23	1,23	1,20
Etage 4	246784,10	16,43	14,60	16,14	14,37	0,30	0,23	1,23	1,20
Etage 5	246784,10	16,43	14,60	16,14	14,37	0,30	0,23	1,23	1,20
Etage 6	246784,10	16,43	14,60	16,14	14,37	0,30	0,23	1,23	1,20
Etage 7	246784,10	16,43	14,60	16,12	14,37	0,32	0,23	1,23	1,20
Etage 8	246784,10	16,43	14,60	16,12	14,37	0,32	0,23	1,23	1,20
Etage 9	246784,10	16,43	14,60	16,12	14,37	0,32	0,23	1,23	1,20
Etage 10	246784,10	16,43	14,60	16,10	14,36	0,33	0,24	1,23	1,20
Etage 11	246784,10	16,43	14,60	16,10	14,36	0,33	0,24	1,23	1,20
Etage 12	246784,10	16,43	14,60	16,10	14,36	0,33	0,24	1,23	1,20
Etage 13	246784,10	16,43	14,60	15,64	14,34	0,79	0,26	1,23	1,20
Etage 14	237573,01	16,41	14,60	15,62	14,34	0,79	0,26	1,23	1,20

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans tout les étages ne dépassé pas  $0,05 \times L_i$  dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition vérifiée**.

**K)-Vérification au renversement :**

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = W \times L/2$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

\* **Sens longitudinal :**

Tableau IV-12: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

Niveau	W	Fx	Hi (m)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
RDC	6620,061	765,030	2,970	31,810	15,905	105292,073	2272,139
Com 1	6261,238	537,080	2,970	31,810	15,905	99584,992	1595,128
Com 2	6261,238	342,580	2,970	31,810	15,905	99584,992	1017,465
Etage 1	3505,624	440,260	2,970	31,810	15,905	55756,943	1307,572
Etage 2	3505,624	168,950	2,970	31,810	15,905	55756,943	501,782
Etage 3	3505,624	282,470	2,970	31,810	15,905	55756,943	838,936
Etage 4	3346,828	241,660	2,970	31,810	15,905	53231,293	717,730
Etage 5	3346,828	576,950	2,970	31,810	15,905	53231,293	1713,542
Etage 6	3346,828	927,280	2,970	31,810	15,905	53231,293	2754,022

**Chapitre IV : Etude sismique de la structure**

<b>Etage 7</b>	<b>3204,747</b>	<b>604,290</b>	<b>2,970</b>	<b>31,810</b>	<b>15,905</b>	<b>50971,503</b>	<b>1794,742</b>
<b>Etage 8</b>	<b>3204,747</b>	<b>825,000</b>	<b>2,970</b>	<b>31,810</b>	<b>15,905</b>	<b>50971,503</b>	<b>2450,250</b>
<b>Etage 9</b>	<b>3204,747</b>	<b>999,790</b>	<b>2,970</b>	<b>31,810</b>	<b>15,905</b>	<b>50971,503</b>	<b>2969,376</b>
<b>Etage 10</b>	<b>3079,382</b>	<b>577,830</b>	<b>2,970</b>	<b>31,810</b>	<b>15,905</b>	<b>48977,568</b>	<b>1716,155</b>
<b>Etage 11</b>	<b>3079,382</b>	<b>582,470</b>	<b>2,970</b>	<b>31,810</b>	<b>15,905</b>	<b>48977,568</b>	<b>1729,936</b>
<b>Etage 12</b>	<b>3079,382</b>	<b>462,080</b>	<b>2,970</b>	<b>31,810</b>	<b>15,905</b>	<b>48977,568</b>	<b>1372,378</b>
<b>Etage 13</b>	<b>2970,732</b>	<b>64,920</b>	<b>2,970</b>	<b>31,810</b>	<b>15,905</b>	<b>47249,493</b>	<b>192,812</b>
<b>Etage 14</b>	<b>2938,795</b>	<b>661,380</b>	<b>2,970</b>	<b>31,810</b>	<b>15,905</b>	<b>47249,493</b>	<b>1964,299</b>

$$\Sigma M_s = W \times L/2 = 1025265, 010$$

$$\Sigma M_r = \Sigma F_i \times h_i = 26908, 259$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 38,102$$

Cette condition est vérifiée selon X.

\* Sens transversal :

**Tableau IV-13: vérification de renversement de la Tour sens transversal**

<b>Niveau</b>	<b>W</b>	<b>Fx</b>	<b>Hi (m)</b>	<b>Lx (m)</b>	<b>Lx/2 (m)</b>	<b>Ms (KN.m)</b>	<b>Mr (KN.m)</b>
<b>RDC</b>	<b>6620,061</b>	<b>3154,460</b>	<b>2,970</b>	<b>29,200</b>	<b>14,600</b>	<b>96652,894</b>	<b>9368,746</b>
<b>Com 1</b>	<b>6261,238</b>	<b>3130,700</b>	<b>2,970</b>	<b>29,200</b>	<b>14,600</b>	<b>91414,076</b>	<b>9298,179</b>
<b>Com 2</b>	<b>6261,238</b>	<b>3166,210</b>	<b>2,970</b>	<b>29,200</b>	<b>14,600</b>	<b>91414,076</b>	<b>9403,644</b>

## Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Etage 1	3505,624	3030,201	2,970	29,200	14,600	51182,105	8999,697
Etage 2	3505,624	3056,140	2,970	29,200	14,600	51182,105	9076,736
Etage 3	3505,624	3046,490	2,970	29,200	14,600	51182,105	9048,075
Etage 4	3346,828	2873,020	2,970	29,200	14,600	48863,683	8532,869
Etage 5	3346,828	2823,920	2,970	29,200	14,600	48863,683	8387,042
Etage 6	3346,828	2744,000	2,970	29,200	14,600	48863,683	8149,680
Etage 7	3204,747	2451,450	2,970	29,200	14,600	46789,308	7280,807
Etage 8	3204,747	2323,160	2,970	29,200	14,600	46789,308	6899,785
Etage 9	3204,747	2158,450	2,970	29,200	14,600	46789,308	6410,597
Etage 10	3079,382	1775,610	2,970	29,200	14,600	44958,974	5273,562
Etage 11	3079,382	1564,720	2,970	29,200	14,600	44958,974	4647,218
Etage 12	3079,382	1330,620	2,970	29,200	14,600	44958,974	3951,941
Etage 13	2970,732	865,270	2,970	29,200	14,600	43372,687	2569,852
Etage 14	2938,795	507,830	2,970	29,200	14,600	42906,413	1508,255

$$\Sigma M_s = W \times L/2 = 941142,354$$

$$\Sigma M_r = \Sigma F_i \times h_i = 118806,690$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 7,922$$

Cette condition est vérifiée selon Y

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

**IV-4-Finalement :**

On peut dire que suivant **les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

### V-Etude du vent :

#### V-1-Introduction:

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et l'effet de masque.

#### V-2- Application de R N V 99 :

##### V-2-1- Vérification à la stabilité d'ensemble:

- ✱ Détermination de coefficient dynamique  $C_d$
- ✱ Détermination de la pression dynamique du vent  $q_{dyn}$ .
- ✱ Détermination du coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  et intérieur  $C_{pi}$

(Si la construction de catégorie I)

- ✱ Détermination du coefficient de force  $C_f$  (si la construction de catégorie II)
- ✱ calcul de la pression de vent
- ✱ calcul des forces de frottement si la construction de catégorie I
- ✱ calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- ✱ Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

Notre calcul doit être passé par les étapes suivantes :

##### V-2-1- 1-Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :

Données relatives au site :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 ainsi que les valeurs des paramètres

suyvants :

$K_T$  : facteur de terrain.

$Z_0$  : (en m), paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  : (en m), hauteur minimale.

$\epsilon$ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$

**Tableau V-1 : Définition de catégorie de terrain**

Catégories de terrain	$K_T$	$Z_0$ (en m)	$Z_{min}$ (en m)	$\xi$
<b>I</b> En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles	<b>0,17</b>	<b>0,01</b>	<b>2</b>	<b>0,11</b>
<b>II</b> Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou ar-bres.	<b>0,19</b>	<b>0,05</b>	<b>4</b>	<b>0,26</b>
<b>III</b> Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	<b>0,22</b>	<b>0,3</b>	<b>8</b>	<b>0,37</b>
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	<b>0,24</b>	<b>1</b>	<b>16</b>	<b>0,46</b>

✓ Dans notre cas le site IV alors :

$$K_T = 0,24$$

## Chapitre V : Etude du vent

$$Z_0 = 1,00 \text{ m}$$

$$Z_{\min} = 16,00 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,46$$

$C_T$  : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur donnée par le tableau

**Tableau V-2 : Valeurs de  $C_t(Z)$**

Site	$C_t(Z)$
Site plat ( $\phi < 0,05$ , voir § 4.3.4)	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
Site aux alentours des plateaux	1,15
Site aux alentours des collines	1,15
Site montagneux	1,5

✓ Dans notre cas Site plat →  $C_T(Z_{eq}) = 1$

$q_{ref}$  : est donnée par le **Tableau V-1** en fonction de la zone de vent.

**Tableau V-3 : Valeurs de la pression dynamique de référence**

Zone	$V_{ref} \text{ (m/s)}$	$q_{ref} \text{ (N/m}^2\text{)}$
I	25	375
II	28	470
III	31	575

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Constantine donc :

**Zone du vent I** →  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

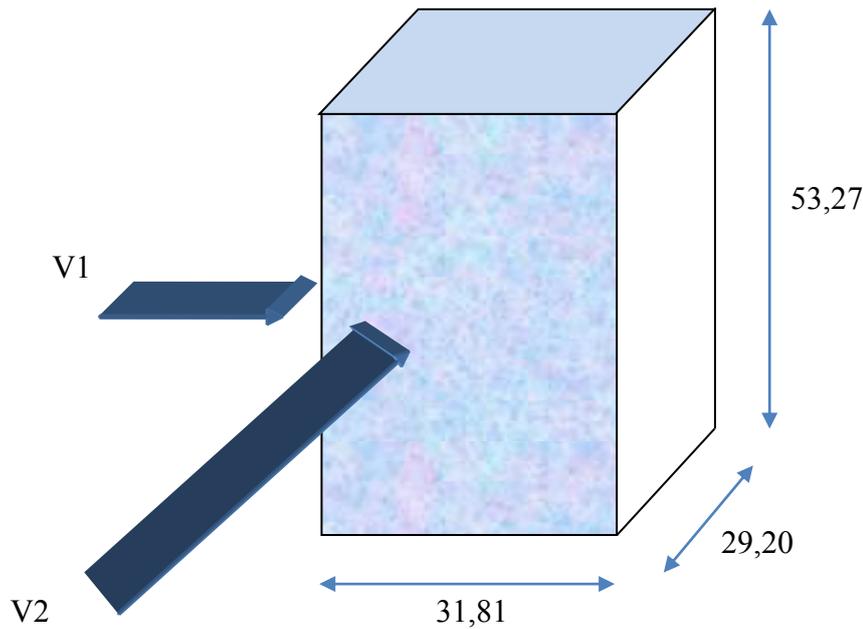


Figure V-1- Action du vent

### Valeur de $C_d$ :

- Sens x :

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de R.N.V. 1999 la lecture pour  $h = 50,49$  m et  $b = 31,81$  m.

Après interpolation :  $C_d \approx 0,95$

- Sens y :

Pour  $h = 50,49$  m et  $b = 29,20$  m

Après interpolation :  $C_d \approx 0,95$

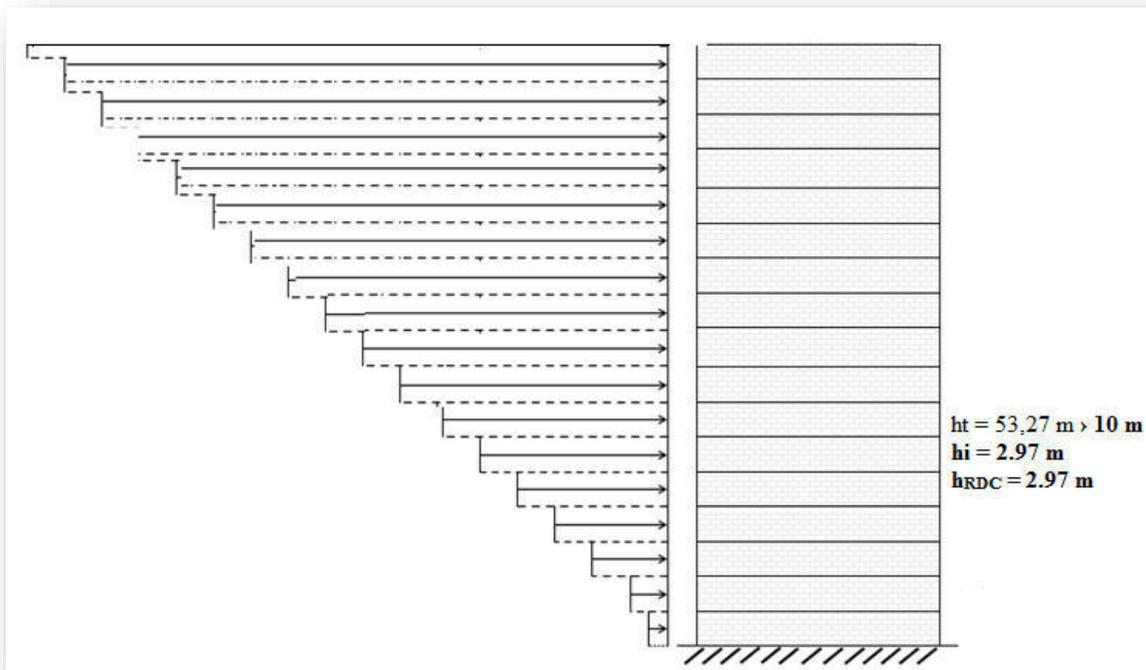
$C_a$  dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

### V-2-1- 2-Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à article .3.1.1 des RNV 1999.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur à **10 m** doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction.



**Figure V-2 : Répartition de la pression dynamique**

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 R.N.V. 1999).

**Structure permanente**      $\rightarrow$       $q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$ .

$Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$q_{ref}$  : est donnée par le **tableau 2.3** en fonction de la zone de vent.

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent. Et calcule par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[ 1 + \frac{7K_T}{C_r(Z) \times Ct(Z)} \right]$$

## Chapitre V : Etude du vent

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z_0}\right).$$

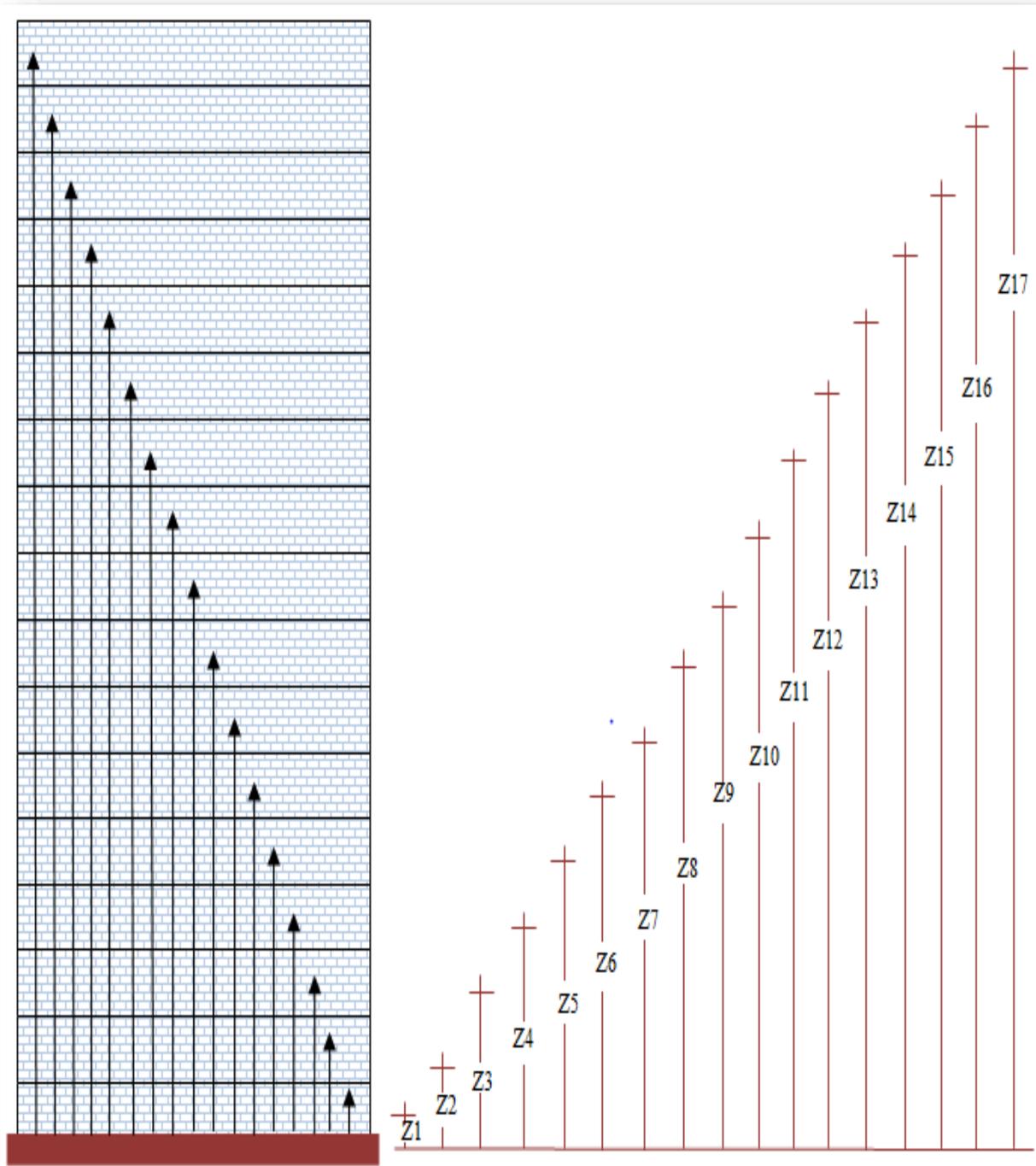


Figure V-3 : Répartition de  $Z_j$

Tableau V-4 : Valeurs des  $q_{dyn}$  appliqués de chaque niveau

$Z_j$ (m)	$C_r$	$C_e$	$q_{dyn}$ N/m <sup>2</sup>
2,97	0,261	0,507	190,125
5,94	0,428	0,902	338,250
8,91	0,525	1,158	434,250
11,88	0,594	1,351	506,625
14,85	0,648	1,509	565,875
17,82	0,691	1,638	614,250
20,79	0,728	1,753	657,375
23,76	0,760	1,854	695,250
26,73	0,789	1,948	730,500
29,70	0,814	2,030	761,250
32,67	0,837	2,107	790,125
35,64	0,858	2,178	816,750
38,61	0,879	2,249	843,375
41,58	0,895	2,305	864,375
44,55	0,911	2,360	885,000
47,52	0,927	2,417	906,375
50,49	0,941	2,466	924,750
51,19	0,945	2,481	930,234

### V-2-1- 3-Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :

Les coefficients de pression externe Cpe des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

Cpe s'obtient à partir de la formule suivante :

$$Cpe = Cpe.1 \quad \text{si } S \leq 1m^2$$

$$Cpe = Cpe.1 + (Cpe.10 + Cpe.1) \times \lg_{10}(S) \quad \text{si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2$$

$$Cpe = Cpe.10 \quad \text{si } S \geq 10m^2$$

S: la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 m^2$  donc  $Cpe = Cpe.10$

#### a- Parois verticales :

##### Sens x:

$h = 50,49 \text{ m}$  ;  $b = 23,81 \text{ m}$ .

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

  $e = \text{Min}(23,81, 2 \times 50,49)$ .

$$e = 23,81 \text{ m}.$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.  $b = 23,81 \text{ m}$

h : La hauteur totale de la construction.

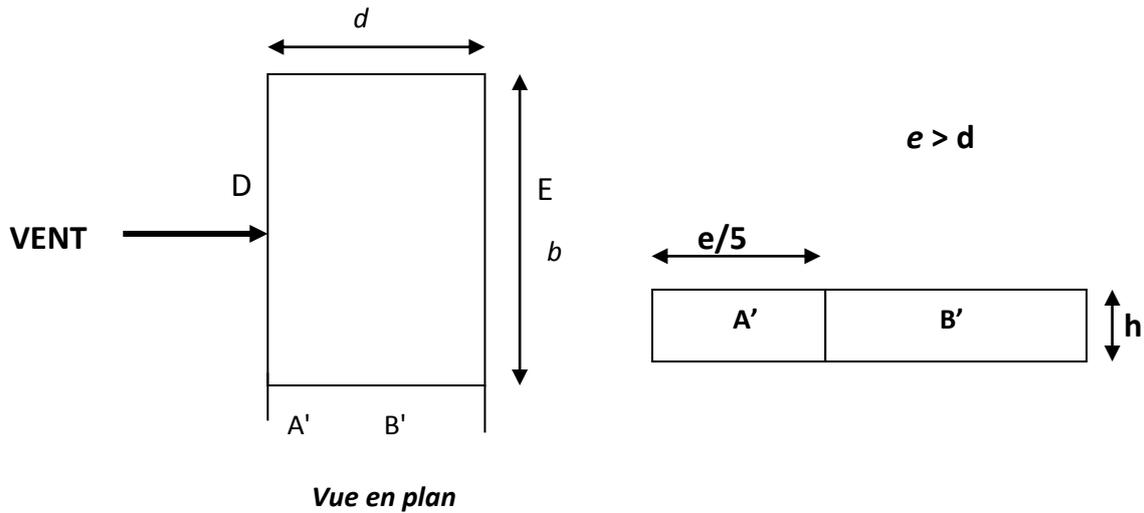


Figure V-4 : Vue en plan et vue en élévation, sens XZ

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

<b>A'</b>	<b>B'</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
<b>C<sub>pe.10</sub></b>	<b>C<sub>pe.10</sub></b>	<b>C<sub>pe.10</sub></b>	<b>C<sub>pe.10</sub></b>
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

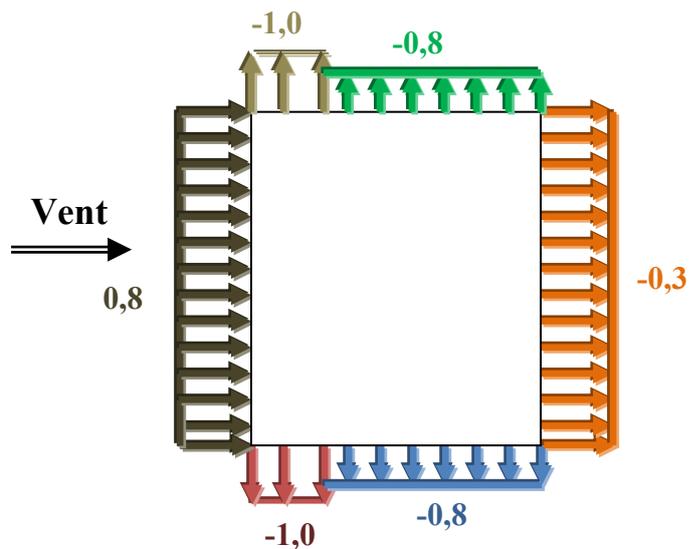


Figure V-5: Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois horizontales - Direction du vent  $V_2$

Sens y:  $h = 50,49$  m;  $b = 21,20$  m

$e = \text{Min}(b, 2h)$

  $e = \text{Min}(21,20 ; 2 \times 50,49)$

$e = 21,20$  m.

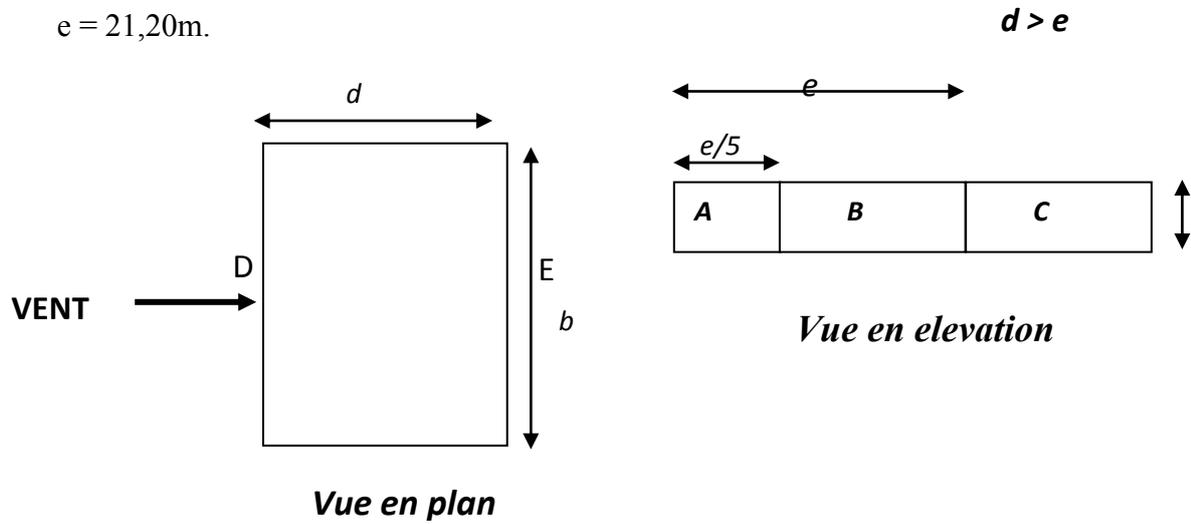


Figure V-6: Vue en plan et vue en élévation, sens XY

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

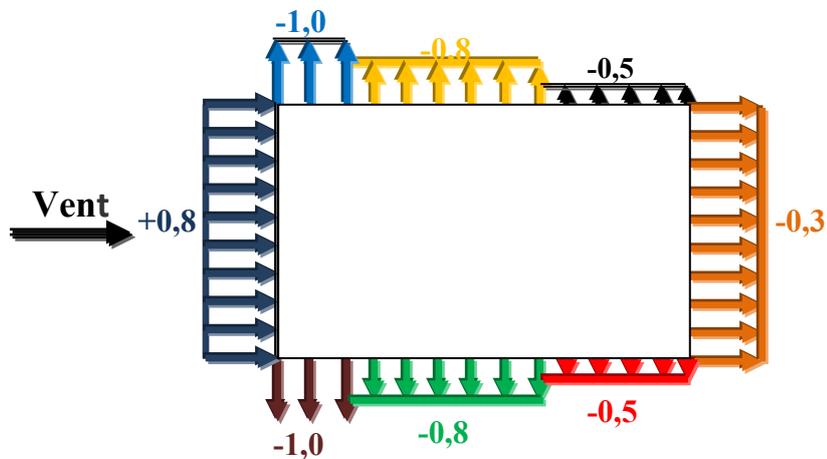


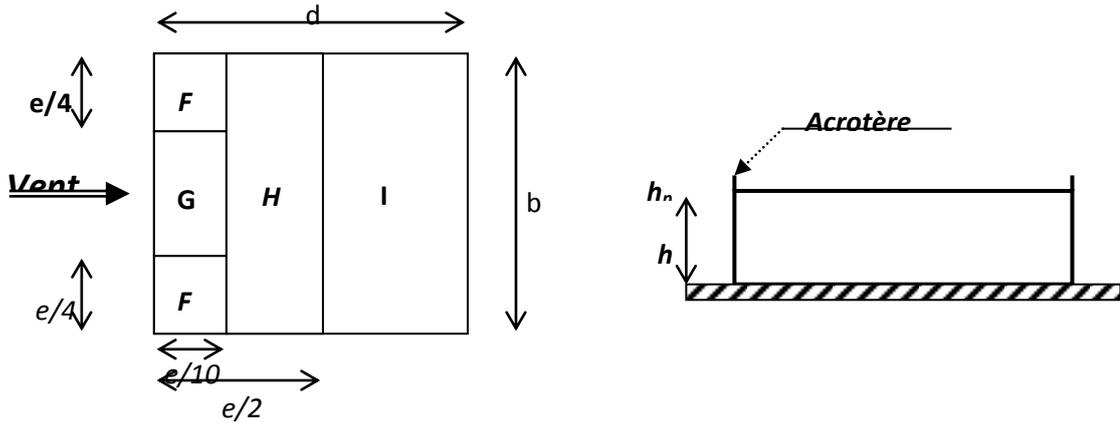
Figure V-7 : Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois verticales - Direction du vent  $V_1$

**b- Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient  $C_{pe.10}$  est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent



**Figure V-8 : Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois verticales - Direction du vent  $V_1$**

	F		G		H		I	
Avec acrotère	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$						
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	
$H_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	
$H_p/h = 0.1$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	

Dans notre cas  $h_p/h = 0,70/50,49 = 0,0139$

Pour  $b = 23,81 \text{ m}$  :

$e = \min (23,81 ; 2 \times 50,49) = \min (23,81 ; 100,98) ;$  donc  $e = 23,81$  m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones  
Sont montrées sur la figure suivante :

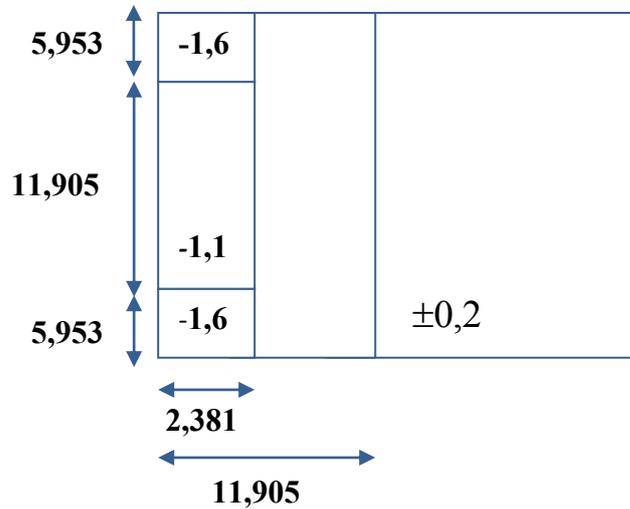


Figure V-9 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour  $b = 23,81$  m.

Pour  $b = 21,20$  m :

$e = \min (21,20 ; 2 \times 50,49\text{m}) = \min (21,20 ; 100,98) ;$  donc  $e = 21,20\text{m}$ .

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones  
Sont montrées sur la Figure V-13 :

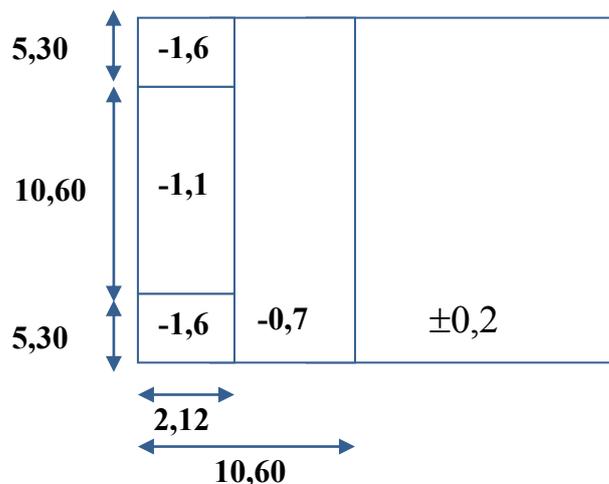


Figure V-10 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour  $b = 21,20$  m.

**V-2-1- 4-Détermination du coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub>:**

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = +0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$  (RNV99 : art 2.2 P78).

**V-2-1- 5-Détermination du coefficient de pression de vent C<sub>p</sub> :**

On calcul a l'aide de la formule suivant :  $C_p = C_{pe} - C_{pi}$   On a  $C_{pi} = 0,8$ . et  $C_{pe} = C_{p10}$

**Tableau V-6 : valeurs de C<sub>p</sub> dans le cas : C<sub>pi</sub> = 0,8**

Zone	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> = C <sub>p10</sub>	C <sub>p</sub>
AA'	0,8	-1	-1,8
BB'	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,4	-2,2
G	0,8	-0,9	-1,7
H	0,8	-0,7	-1,5

**Tableau V-7 : valeurs de C<sub>p</sub> dans le cas : C<sub>pi</sub> = -0,5**

Zone	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> = C <sub>p10</sub>	C <sub>p</sub>
AA'	-0,5	-1	-0,5
BB'	-0,5	-0,8	0,3
C	-0,5	-0,5	0

## Chapitre V : Etude du vent

D	-0,5	0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,7	-0,2

▪ **Calcul de la pression due au vent :**

La pression due au vent  $q_j$ , qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_j = C_d * W(Z_j).$$

$C_d$  : coefficient dynamique de la construction.

$W$  : la pression nette exerce sur l'élément de surface  $j$  calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$   $W(Z_j)$  donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) * (C_{pe} - C_{pi}).$$

D'où :  $q_j = C_d * q_{dyn}(Z_j) * (C_p).$

● **Sens X :**

**Tableau V-8 : Valeurs de  $q_j$  dans le sens longitudinale Pour :  $C_{pi} = 0,8$**

ZONE	C <sub>p</sub>	W <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
A'	-1,8	-1674,421	-1674,421
B'	-1,6	-1488,374	-1413,951
D	0	0,000	0,000
E	-1,1	-1023,257	-972,095

● Sens Y :

Tableau V-9 : Valeurs de  $q_j$  dans le sens transversale Pour :  $C_{pi} = 0,8$

ZONE	$C_p$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A'	-1,8	-1674,421	1590,700
B'	-1,6	-1488,374	-1413,951
C	-1,3	-1209,304	-1148,838
D	0	0,000	0,000
E	-1,1	-1023,257	-972,095

● Sens X :

Tableau V-10 : Valeurs de  $q_j$  dans le sens longitudinale Pour :  $C_{pi} = -0,5$

ZONE	$C_p$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A'	-0,5	-465,117	186,047
B'	0,3	279,070	265,117
D	1,3	1209,304	1148,838
E	0,2	186,047	1148,838

● Sens Y :

Tableau V-11: Valeurs de  $q_j$  dans le sens transversale Pour :  $C_{pi} = -0,5$

ZONE	$C_p$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A'	-1,8	-930,234	-883,722
B'	-1,6	744,187	-706,978

<b>C</b>	-1,3	-465,117	-441,861
<b>D</b>	0	-744,187	-706,978
<b>E</b>	-1,1	-279,070	-265,117

**V-2-1- 6-Calcul des forces de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de **catégorie I**,  
 Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

**J** : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{frj}$  : Aire de l'élément de surface j.

$C_{frj}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après l'article 1.4.2 de RNV99) :

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport ( $d/b \geq 3$ ), et le rapport ( $d/h \geq 3$ ), soient vérifiés ; où **b**: la dimension de la construction Perpendiculaire à la direction du vent, **h** : la hauteur de la construction, et **d** : la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

**Sens x** :  $b = 23,81\text{m}$ ;  $d = 21,20\text{ m}$ ;  $h = 50,49\text{ m}$ .

$(d/b) = (21,20 / 23,81) = 0,890 < 3$   **Condition non vérifiée.**

$(d/h) = (21,20 / 50,49) = 0,420 < 3$   **Condition non vérifiée.**

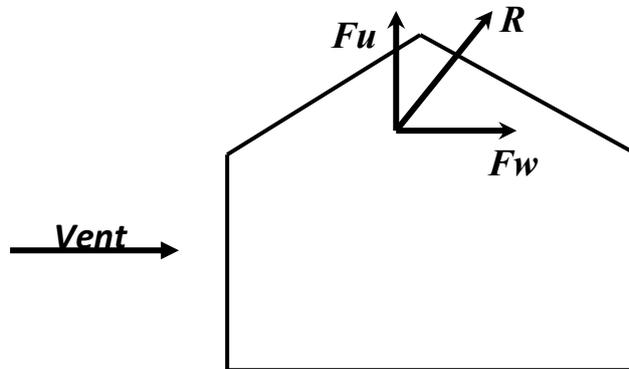
**Sens y** :  $b = 21,20\text{m}$ ;  $d = 23,81\text{m}$ ;  $h = 50,49\text{ m}$ .

$(d/b) = (23,81\text{m} / 21,20) = 1,123 < 3$   **Condition non vérifiée.**

$(d/h) = (23,81\text{m} / 50,49) = 0,472 < 3$   **Condition non vérifiée.**

**V-2-1- 7-Détermination de la force résultante :**

La force résultante **R** se décompose en deux forces, horizontale et verticale (voir la figure ci après) :



**Figure V-11 : Force résultante R**

**F<sub>w</sub>** : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

**F<sub>u</sub>** : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

$\sum$  : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

$q_j$  : (daN/m<sup>2</sup>) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

$S_j$  : (m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface j.

$F_{frj}$  : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

**Tableau V-12 : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.**

Z <sub>J</sub> (m)	Zone	S(X) (m <sup>2</sup> )	S(Y) (m <sup>2</sup> )	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>J</sub> (X)	q <sub>J</sub> (Y)	R(X) (N)	R(Y) (N)
2,97	-1,1	94,476	86,724	190,125	-198,681	-198,681	-18770,586	-17230,411

## Chapitre V : Etude du vent

<b>5,94</b>			<b>338,250</b>	<b>-353,471</b>	<b>-353,471</b>	<b>-33394,526</b>	<b>-30654,419</b>
<b>8,91</b>			<b>434,250</b>	<b>-453,791</b>	<b>-453,791</b>	<b>-42872,358</b>	<b>-39354,571</b>
<b>11,88</b>			<b>506,625</b>	<b>-529,423</b>	<b>-529,423</b>	<b>-37438,677</b>	<b>-33334,590</b>
<b>14,85</b>			<b>565,875</b>	<b>-591,339</b>	<b>-591,339</b>	<b>-41817,129</b>	<b>-37233,069</b>
<b>17,82</b>			<b>614,250</b>	<b>-641,891</b>	<b>-641,891</b>	<b>-45391,964</b>	<b>-40416,025</b>
<b>20,79</b>			<b>657,375</b>	<b>-686,957</b>	<b>-686,957</b>	<b>-48578,851</b>	<b>-43253,561</b>
<b>23,76</b>	<b>70,716</b>	<b>62,964</b>	<b>695,250</b>	<b>-726,536</b>	<b>-726,536</b>	<b>-51377,720</b>	<b>-45745,6127</b>
<b>26,73</b>			<b>730,500</b>	<b>-763,373</b>	<b>-763,373</b>	<b>-53982,685</b>	<b>-48065,0176</b>
<b>29,70</b>			<b>761,250</b>	<b>-795,506</b>	<b>-795,506</b>	<b>-56255,002</b>	<b>-50088,240</b>
<b>32,67</b>			<b>790,125</b>	<b>-825,681</b>	<b>-825,681</b>	<b>-58388,858</b>	<b>-51988,178</b>
<b>35,64</b>			<b>816,750</b>	<b>-853,504</b>	<b>-853,504</b>	<b>-60356,389</b>	<b>-53740,026</b>
<b>38,61</b>			<b>843,375</b>	<b>-881,327</b>	<b>-881,327</b>	<b>-62323,920</b>	<b>-55491,873</b>
<b>41,58</b>	<b>-1,1</b>	<b>70,716</b>	<b>864,375</b>	<b>-903,272</b>	<b>-903,272</b>	<b>-63875,783</b>	<b>-56873,618</b>
<b>44,55</b>			<b>885,000</b>	<b>-924,825</b>	<b>-924,825</b>	<b>-65399,925</b>	<b>-58230,681</b>

## Chapitre V : Etude du vent

<b>47,52</b>			<b>906,375</b>	<b>-947,162</b>	<b>-947,162</b>	<b>-66979,508</b>	<b>-59637,108</b>
<b>50,49</b>			<b>924,750</b>	<b>-966,364</b>	<b>-966,364</b>	<b>-68337,340</b>	<b>-60846,143</b>
	<b>-2,4</b>			<b>-2120,934</b>	<b>-2120,934</b>	<b>-35349,607</b>	<b>-31474,661</b>
	<b>-1,9</b>			<b>-1679,072</b>	<b>-1679,072</b>	<b>-27985,093</b>	<b>-24917,428</b>
<b>51,19</b>	<b>-1,5</b>			<b>-1325,583</b>	<b>-1325,583</b>	<b>-22093,492</b>	<b>-19671,652</b>
	<b>-1,0</b>			<b>-883,722</b>	<b>-883,722</b>	<b>-14728,995</b>	<b>-13114,434</b>
	<b>-0,6</b>	<b>16,667</b>	<b>14,840</b>	<b>930,234</b>	<b>-530,233</b>	<b>-530,233</b>	<b>-8837,393</b>
						<b>-8837,393</b>	<b>-7868,658</b>

**Tableau V-13: Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour**

<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>
<b>-984,592 KN</b>	<b>-879,230 KN</b>

**V-2-1- 8-Excentricité de la force globale horizontale :**

Une excentricité "e" de la force globale horizontale  $F_w$  doit être introduite pour les constructions autres que révolution pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité "e" de la force globale horizontale  $F_w$  doit être prise égale à:

$$e = \pm \frac{b}{10} \text{ m} \text{ Avec } b \text{ est la dimension à la base du maître couple. (Ch. 2 paragraphe 2.2.2)}$$

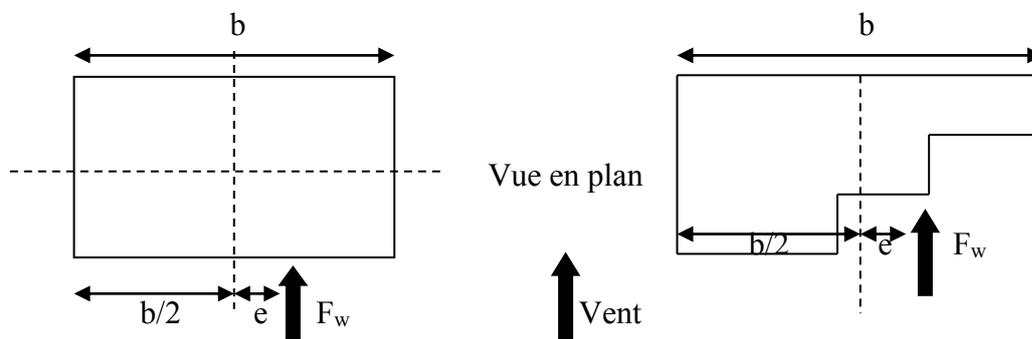


Figure V-12 : Excentricité de la force globale horizontale

**Excentricité de la force globale:**

● **Sens X :**

$$L_x = b = 23,81 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } e = \pm 2,381 \text{ m}$$

● **Sens Y :**

$$L_x = b = 21,20 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } e = \pm 2,120 \text{ m}$$

### **V- 2-2- Commentaire:**

Le R N V 99 prise en compte bien le vent telles que:

- Diffusion de vent.
- Les zones plus excitées par le vent.
- La force du frottement.
- Les directions.

### **V-3- Vérification de la stabilité:**

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement.

### **V-4- Conclusion:**

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

### VI-Etude des éléments structuraux:

#### VI-1-Introduction:

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine.

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

#### VI-2-Etude de ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau VI-1: caractéristiques mécanique des matériaux**

situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
durable	1,5	25	14,167	1,15	400	347,83
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

#### VI-2-1-Combinaisons spécifiques de calcul:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » **BAEL 91 révisée 99**

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ ..... (ELU)
- $G + Q$ ..... (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » **RPA 99 / version 2003**

- $G + Q \pm 1,2 \times E$ .....(ACC)
- $0,8G \pm E$ .....(ACC)

### VI-2-2-Calcul des armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
  - 0,8% en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de
  - 4% en zone courante.
  - 5% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - $40 \Phi$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone II.

### VI-2-3-Calcul des armatures transversales:

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

- $V_u$  est l'effort tranchant de calcul.
- $h_1$  hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

-  $t$  est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (**RPA99 / version 2003 7.1**); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

\* **dans la zone nodale:**  $t \leq \text{Min} (10\Phi_1, 15\text{cm})$  en zone II

\***dans la zone courante:**  $t \leq 15 \Phi_1$  en zone II

où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

### A-Ferraillage des poteaux:

Notre exemple de calcul sera un poteau  $60 \times 60 \text{ cm}^2$  qui se trouve aux 2ème niveaux Sous sol, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

### Armatures longitudinales :

Le calcul du ferraillage est en **flexion composée dans le deux sens X et Y**, car le poteau est sollicité par un effort normal  $N$  et deux moment fléchissant  $M_y$  et  $M_z$ .

#### • ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u(\min) = 231.76 \text{ KN} \\ M_y(\max) = 102.89 \text{ KN.m} \\ M_z(\max) = 105.19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d' = 60 - 2 \times d = 55 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sc} = 347,83 \text{ MPa}$$

### Calcul de l'excentricité :

$$e_y = \frac{M_{uy(\max)}}{N_u(\min)} = \frac{102.89}{231.76} = 0.44 \text{ m} = 44 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{M_{uz}}{N_u(\min)} = \frac{105.19}{231.76} = 0.45 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = e + h/2 - 2 \times d = 44 + 60/2 - 2 \times 2,5 = 69 \text{ cm}$$

$$e_{az} = e + h/2 - 2 \times d = 45 + 60/2 - 2 \times 2,5 = 70 \text{ cm}$$

#### - Moment fictive $M_a$ :

$$M_{ay} = N_{U\min} \times e_{ay} = 231,76 \times 0,69 = 159,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{az} = N_{U\min} \times e_{az} = 231,76 \times 0,70 = 162.23 \text{ KN.m}$$

#### 1- Moment ultime réduit :

$$\mu_z = \frac{M_{ay}}{b \times (d)^2 \times f_{bu}} = \frac{159,19 \times 10^3}{55^2 \times 60 \times 14.20} = 0.062 < 0.392$$

➡ La section est simplement armée donc  $A'_{ul} = 0$

$$\mu_y = \frac{M_a}{h \times (d)^2 \times f_{bu}} = \frac{162.23 \times 10^3}{55^2 \times 60 \times 14.20} = 0.062 < 0.392$$

➡ La section est simplement armée donc  $A'_{u2} = 0$

On  $\mu_y = \mu_z$  donc :  $A_{s1} = A_{s2}$

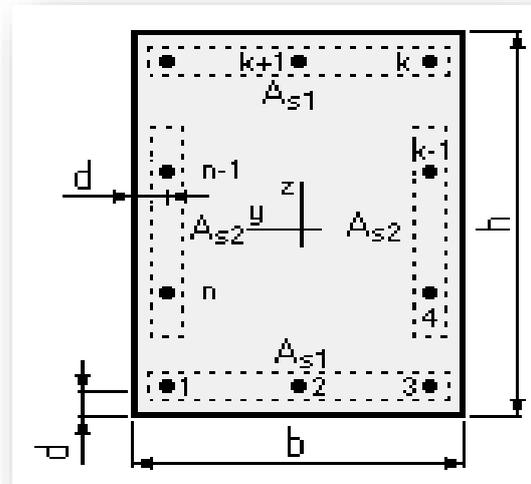


Figure VI-1 : disposition générale des armatures sur les poteaux

### 2- Section d'armature :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,080$$

$$Z = d' \times (1 - 0,4\alpha) = 0,53\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{Ma}{Z} - Nu \right) = 2,17\text{cm}^2$$

#### ❖ ACC :

$$N(\text{acc})_{\min} = 290,90 \text{ KN}$$

$$M_y(\text{acc})_{\max} = 149,10 \text{ KN.m}$$

$$M_z(\text{acc})_{\max} = 147,35 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sc} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

### 3- Calcul de l'excentricité :

$$e_y = \frac{M_{y(\text{acc})}}{N_{\text{acc}(\min)}} = \frac{149,10}{290,90} = 0,51 \text{ m} = 51\text{cm}$$

$$e_z = \frac{M_{z(\text{acc})}}{N_{\text{acc}(\min)}} = \frac{147,35}{290,90} = 0,50 \text{ m} = 50\text{cm}$$

$$e_{ay} = e + h/2 - 2 \times d = 76 \text{ cm} = 0,76\text{m}$$

$$e_{az} = e + h/2 - 2 \times d = 77 \text{ cm} = 0,77 \text{ m}$$

- **Moment fictive Ma :**

$$M_{ay} = N_{U_{\max}} \times e_{ay} = 290,90 \times 0,76 = 0,221 \text{ MN.m} = 221,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{az} = N_{U_{\max}} \times e_{az} = 214,27 \times 0,77 = 0,223 \text{ MN.m} = 223,99 \text{ KN.m}$$

### 1- Section d'armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,085$$

$$Z = d' \times (1 - 0,4\alpha) = 0,53\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{Ma}{Z} - Nu \right) = 3,15 \text{ cm}^2$$

Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :**

$$A_u(\min) = \max (0,2\%B ; 4\%P)$$

Avec : **B** : section de béton ; **P** : périmètre de la section en mètre =  $4 \times 60 = 240 \text{ cm}$

$$A_u(\min) = \max (0,2\% 60 \times 60 ; 4\%P)$$

$$A_u(\min) = \max ( 7,20 ; 9,60)\text{cm}^2$$

$$A_u(\max) = 5\%B = 18 \text{ cm}^2$$

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2)** :

$$A_u(\text{min}) = 0,8\%B = 28,80 \text{ cm}^2$$

$A_u(\text{max}) = 4\%B$  en zone courant.

$A_u(\text{max}) = 6\%B$  en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

**25cm** en zone II

$$\Phi_{\text{min}} = 12\text{mm}$$

$$\Rightarrow A_u(\text{min}) = \max(3,15 : 7,20 : 9,60 : 28,80) = \mathbf{28,80\text{cm}^2}$$

On adopte :  $A_{s1} = \mathbf{6HA 20 = 18,85 \text{ cm}^2}$

$$A_{s2} = \mathbf{5 HA 20 = 18,85 \text{ cm}^2}$$

$$A_u(\text{totale}) = \mathbf{37,70 \text{ cm}^2}$$

### 2- Armatures transversales :

Selon le **BAEL 91 révisée 99** :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) = \min\left(\frac{60}{35}; \frac{60}{10}; 2,0\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 6 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  On adopte  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** :

$$t \leq \text{Min}(10\Phi_1; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \Rightarrow t \leq \text{Min}(10 \times 2,0; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

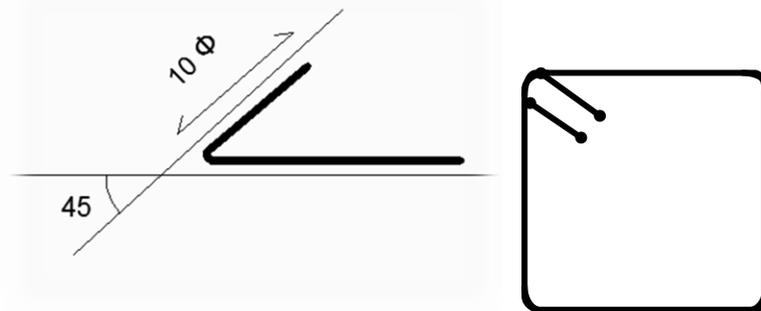
$$t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \Rightarrow t \leq 15 \times 2,0 = 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :  $t = 10 \text{ cm}$  dans la zone nodale.

$t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courant.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 $\Phi_t$**  minimum (voir Figure V-2).

**10 $\Phi_t$**  =  $10 \times 2,0 = 20 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de **20cm**.



**Figure VI-2 : Crochet des barres horizontales.**

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

### 3-Recouvrement:

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003 (page 61)** est de : **40 Φ en zone II.**

$$\Phi = 20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad L_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 80 \text{ cm}$$

### \*Longueur de la zone nodale :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2).}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton **expert 2010** dans les combinaisons suivantes :

Selon le **BAEL91 révisée 99** :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

$$\text{ACC} : G + Q \pm 1,2 E$$

On fait le ferrailage des poteaux étage par étage. Dans le calcul de chaque étage on prend la **valeur min** de l'effort N appliqué et les **valeurs max** de My et Mz.

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant :

**Tableau VI-2 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour.**

étage	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm <sup>2</sup> )	choix	t (cm)	t' (cm)	At
<b>RDC</b>	<b>60X60</b>	28.80	36.00	37.70	<b>12 HA 20</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>Com 1</b>	<b>55X55</b>	24.20	30.20	33.18	<b>8HA20+4HA16</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>Com 2</b>	<b>55X55</b>	24.20	30.20	31.42	<b>8HA20+4HA16</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>01</b>	<b>50X50</b>	20.00	25.00	28.65	<b>4 HA 20+ 8HA16</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>02</b>	<b>50X50</b>	20.00	25.00	28.65	<b>4 HA 20+ 8HA16</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>03</b>	<b>50X50</b>	20.00	25.00	28.65	<b>4 HA 20+ 8HA16</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>04</b>	<b>45X45</b>	16.20	20.36	22.24	<b>4HA16 +8 HA 14</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>05</b>	<b>45X45</b>	16.20	20.36	22.24	<b>4HA 16+8HA 14</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>06</b>	<b>45X45</b>	16.20	20.36	22.24	<b>4HA16 + 8HA 14</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>07</b>	<b>40X40</b>	12.80	16.00	18.47	<b>12HA 14</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

<b>08</b>	<b>40X40</b>	12.80	16.00	18.47	<b>12HA 14</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>09</b>	<b>40X40</b>	12.80	16.00	18.47	<b>12HA 14</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>10</b>	<b>35X35</b>	9.80	12.20	13.75	<b>12 HA 12</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>11</b>	<b>35X35</b>	9.80	12.20	13.75	<b>12 HA 12</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>12</b>	<b>35X35</b>	9.80	12.20	13.75	<b>12 HA 12</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>13</b>	<b>30X30</b>	7.20	9.00	11.31	<b>10HA 12</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>14</b>	<b>30X30</b>	7.20	9.00	11.31	<b>10HA 12</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>terrasse</b>	<b>30X30</b>	7.20	9.00	11.31	<b>10HA 12</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>

**Tableau VI-3 : Ferrailage des poteaux cercle.**

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
			Section (cm <sup>2</sup> )	choix	t (cm)	t' (cm)	At
<b>D= 50</b>	<b>15.70</b>	<b>17.40</b>	<b>18.47</b>	<b>12 HA 14</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>10</b>

**\*Recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003 (page 61)** est de :

**40 Φ en zone II**

**Φ = 20mm**      ⇒      **Lr = 40 × 2.0 = 80 cm** ; alors on adopte : **Lr = 80cm**

► **Longueur de la zone nodale :**

**h' = Max (  $\frac{he}{6}$  ; b<sub>1</sub> ; h<sub>1</sub> ; 60 ) cm.....RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)**

Pour les poteaux 60×60 : h' = 60 cm

Pour les poteaux 55×55 : h' = 55cm

Pour les poteaux 50×50: h' = 50cm

Pour les poteaux 45×45 : h' = 45cm

Pour les poteaux 40×40 : h' = 40 cm

Pour les poteaux 35×35 : h' = 35cm

Pour les poteaux 30×30 : h' = 30cm

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.5.2.1)

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U superposés formant un carré ou un rectangle** (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Voici quelque exemple de ferrailage des poteaux de notre Tour :

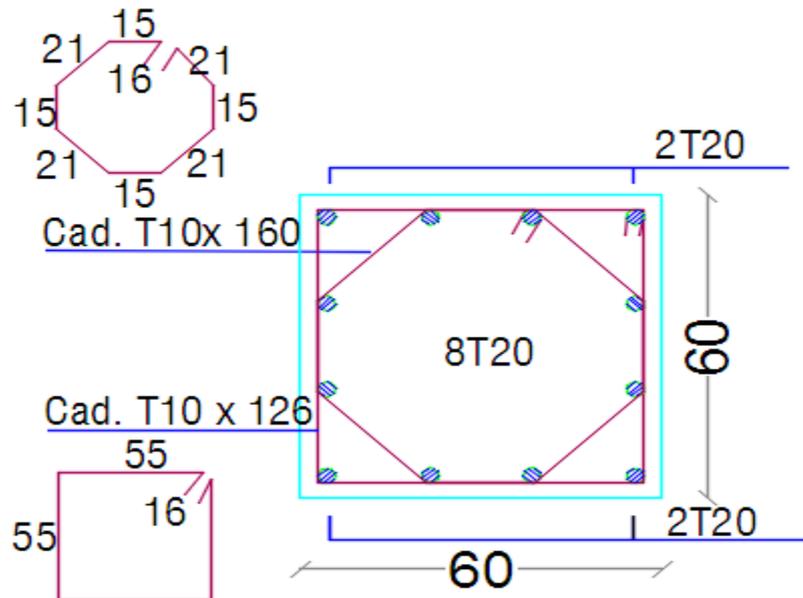


Figure VI-3 : Coupe de ferrailage des poteaux 60×60 cm<sup>2</sup>.

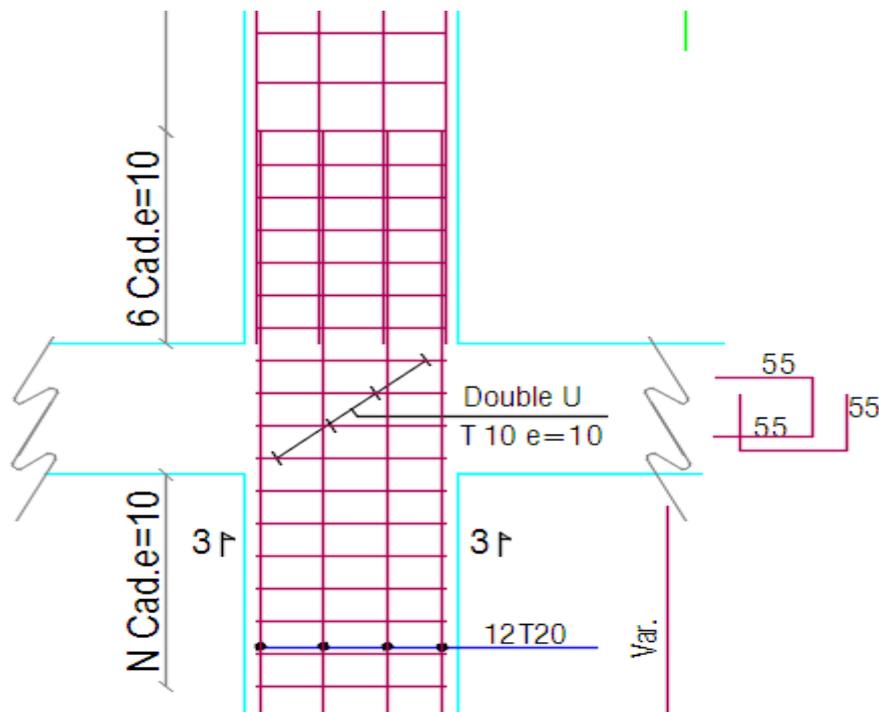


Figure VI-4 : Ferrailage de recouvrement des poteaux 60×60cm<sup>2</sup>.

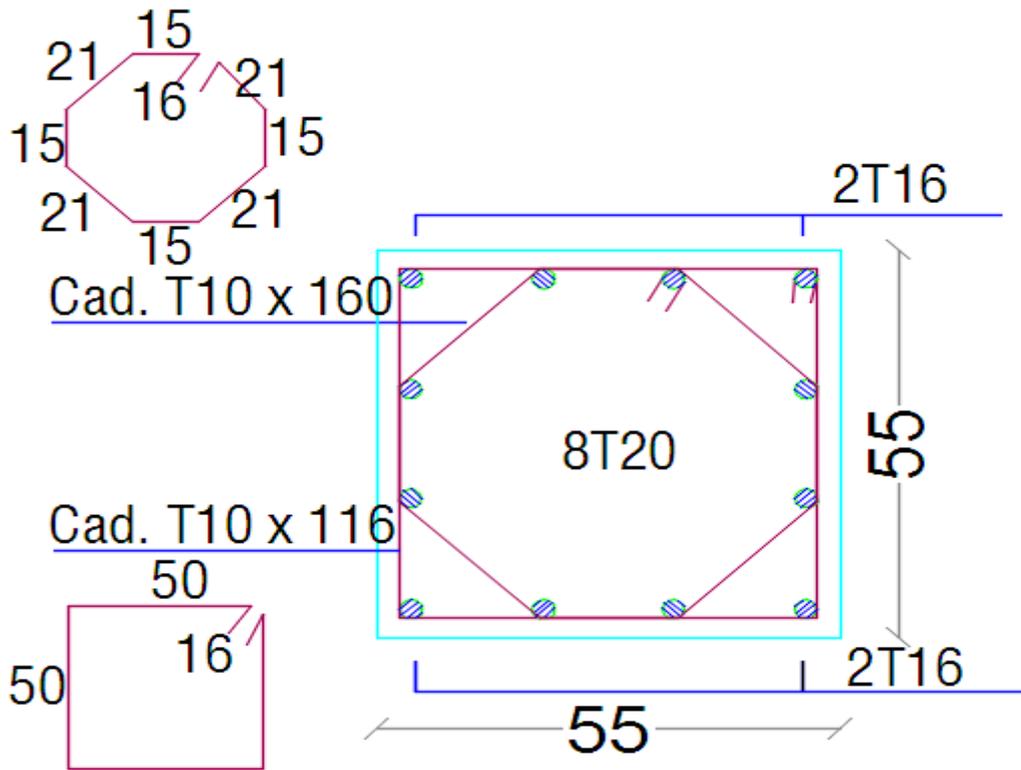


Figure VI-5 : Coupe de ferrailage des poteaux 55×55 cm<sup>2</sup>.

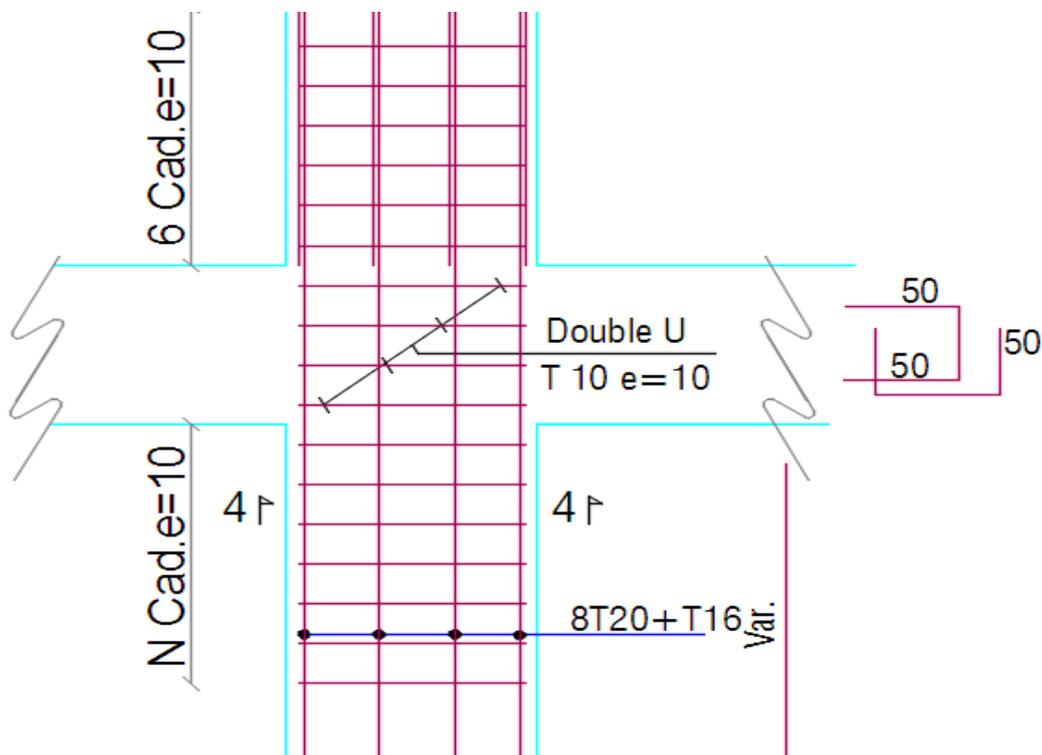


Figure VI-6 : Ferrailage de recouvrement des poteaux 55×55cm<sup>2</sup>.

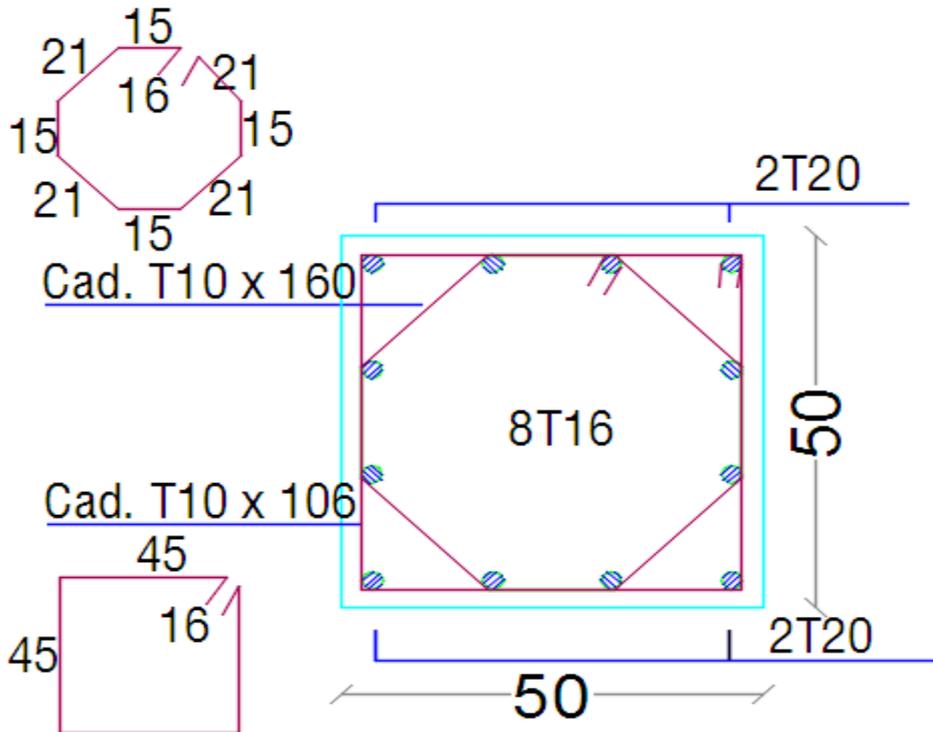


Figure VI-7: Coupe de ferrailage des poteaux 50×50 cm<sup>2</sup>.

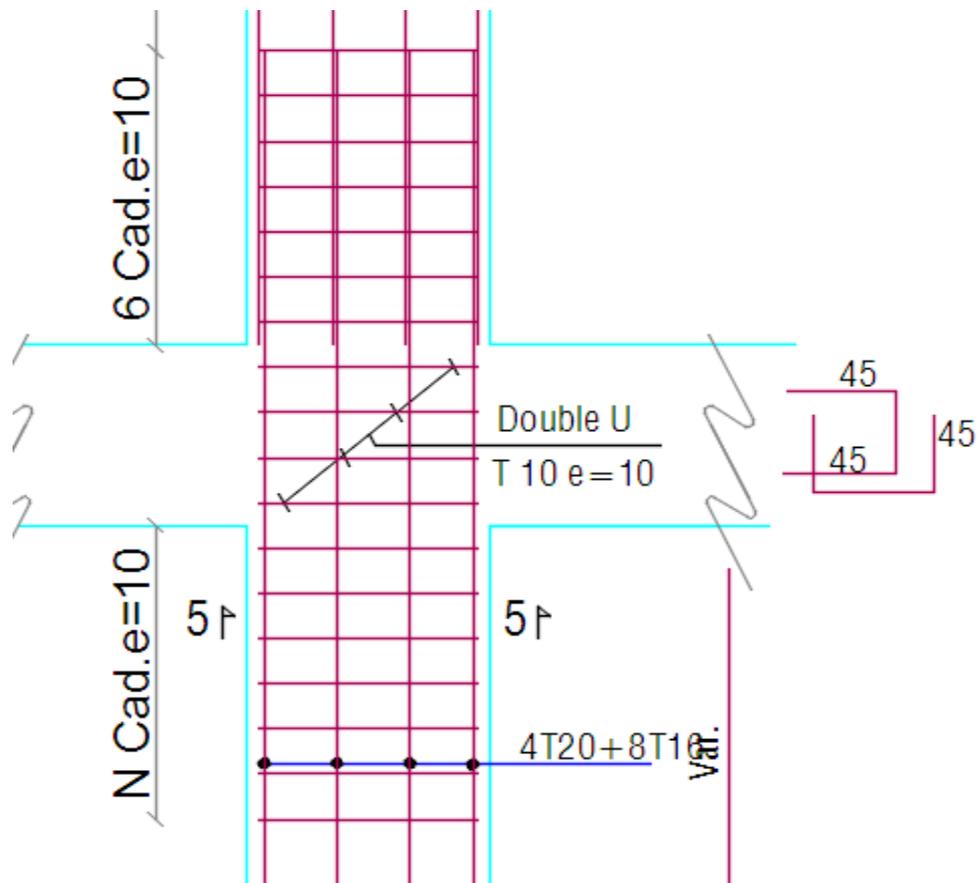


Figure VI-8 : Ferrailage de recouvrement des poteaux 50×50cm<sup>2</sup>.

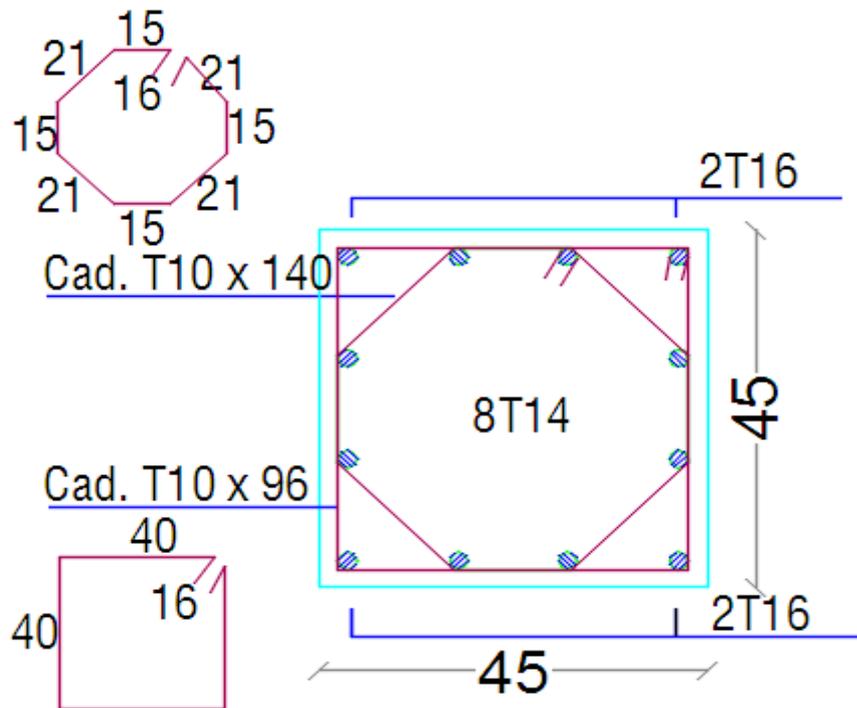


Figure VI-9 : Coupe de ferrailage des poteaux 45×45 cm<sup>2</sup>.

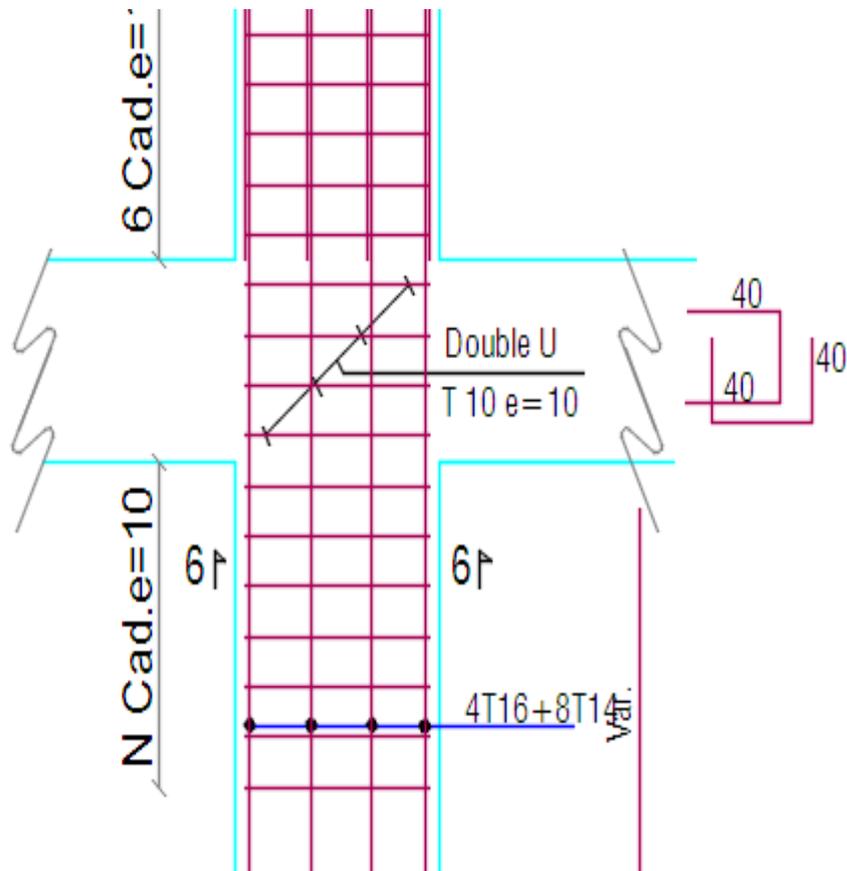


Figure VI-10: Ferrailage de recouvrement des poteaux 45×45cm<sup>2</sup>.

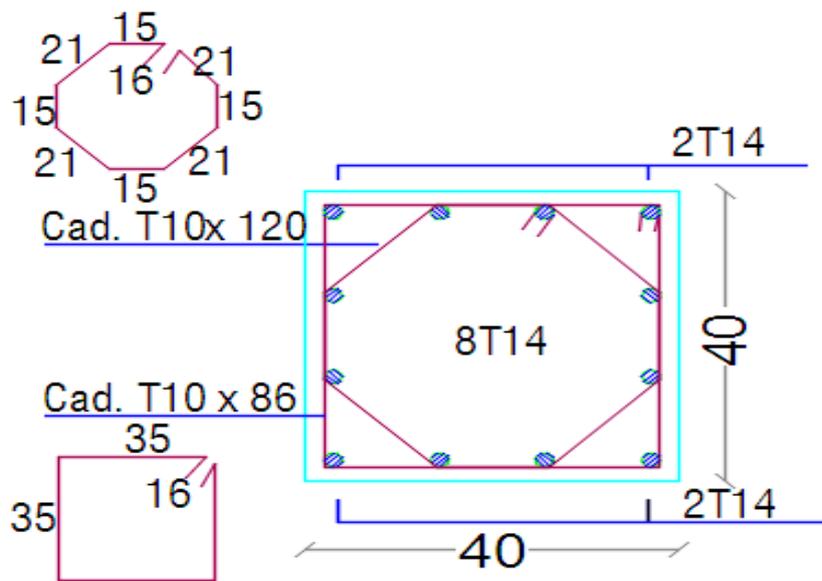


Figure VI-11 : Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm<sup>2</sup>.

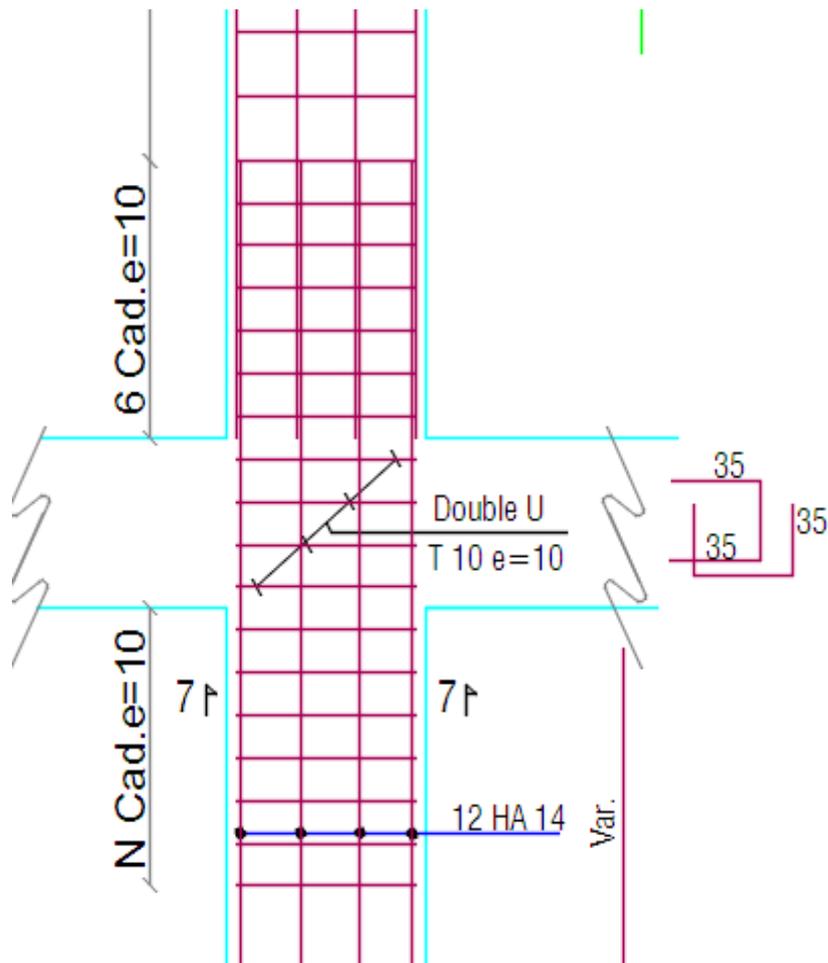


Figure VI-12 : Ferrailage de recouvrement des poteaux 40×40cm<sup>2</sup>.

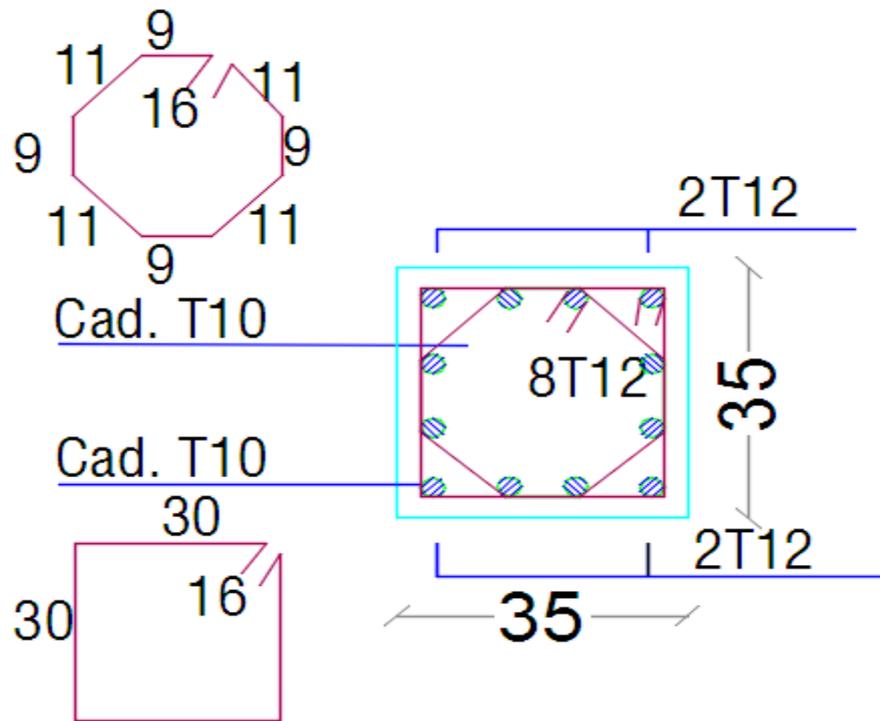


Figure VI-13 : Coupe de ferrailage des poteaux 35×35 cm<sup>2</sup>.

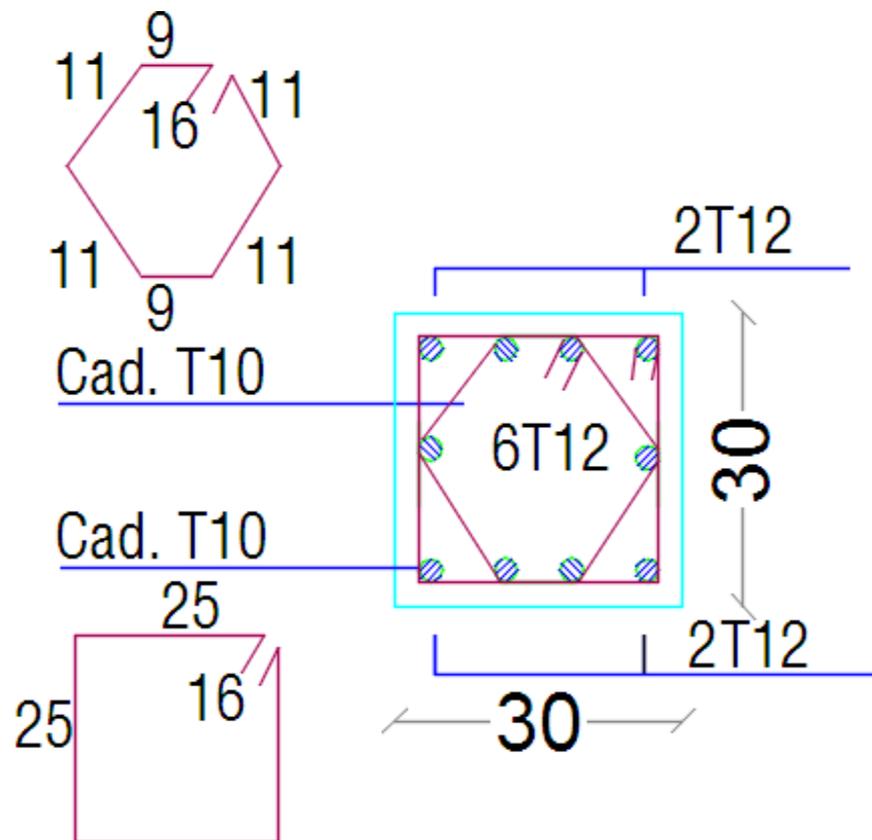


Figure VI-14: Coupe de ferrailage des poteaux 30×30 cm<sup>2</sup>.

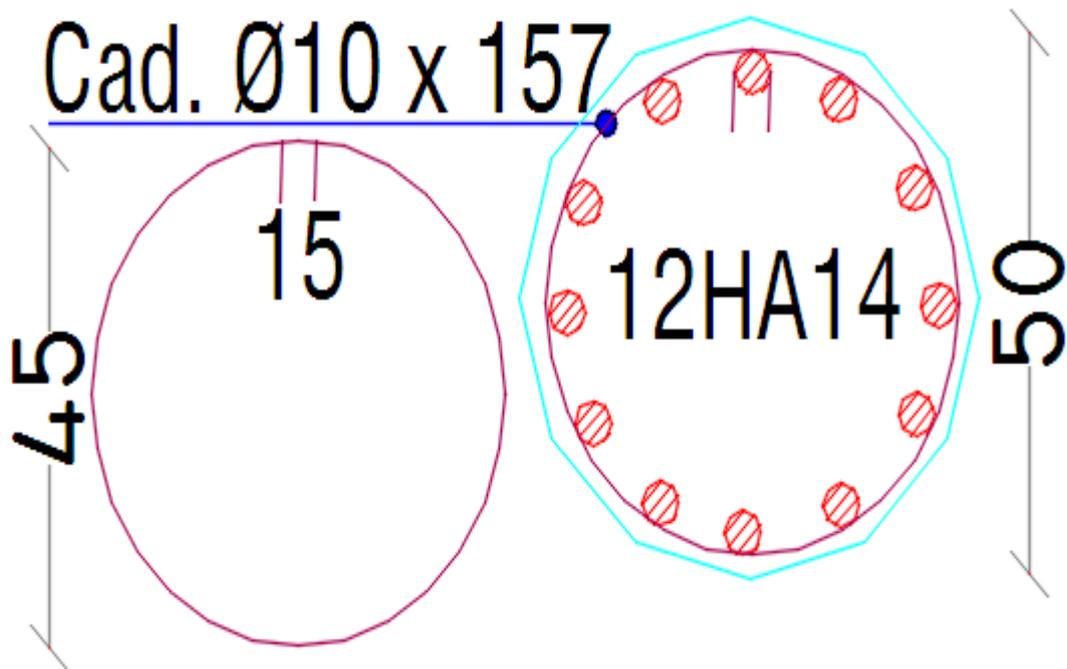


Figure VI-15 : Coupe de ferrailage des poteaux cercle.

### **VI-3-Etude de ferrailage des poutres :**

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

Dans nos poutres il y'a des poutres continues qui ont dépassée **25 mètre** donc selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.5.1)** il faut entrer le calcul d'effet de température.

Selon le **CBA 93 (Art A.3.1.3.3)** : - En Algérie du Nord (climat tempéré) : **+35°C** et **-15°C**

- Pour les proche et le moyen Sud : **+45°C** et **-20°C**

- Pour l'extrême Sud : **+50°C** et **-30°C**

Pour notre cas On prend : **+45°C** et **-20°C**

\*Les combinaisons d'action sont les suivantes :

**La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :**

- $1,35G + 1,50Q$ .....(ELU)
- $1,35G + 1,5T + Q$ .....(ELU)
- $1,35G + 1,50Q + 0,8T$ .....(ELU)
- $G + Q$  .....(ELS)

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- G + T + 0,77 Q.....(ELS)
- G + Q + 0,6 T.....(ELS)

### Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

- G + Q ± Ex
- 0,8G ± Ex

Pour les poutres dans l'axe Y :

- G + Q ± Ey
- 0,8G ± Ey

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

### VI-3-1- L'étude des Poutres principales:

**Tableau VI-4 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (3<sup>ème</sup> étage)**

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ACC	
	Mut <sub>max</sub> (KN.m)	Mua <sub>max</sub> (KN.m)	Mst <sub>max</sub> (KN.m)	Msa <sub>max</sub> (KN.m)	Mt <sub>max</sub> (KN.m)	Ma <sub>max</sub> (KN.m)
35X50	51.86	96.95	37.63	66.73	47.06	96.44
35X35	27.98	54.96	20.31	39.86	22.26	51.19

### A-Poutre principale section (50X35) :

#### Calcul des armatures longitudinales :

#### On a deux cas :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0.50 \text{ m} ; b = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0.45 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; \sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$$

#### \*ELU :

- En travée :

$$M_{u_t} = \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{51.86 \times 10^3}{(35 \times 45^2 \times 14.2)} = 0.051$$

$$\mu_u = 0.051 < \mu_r = 0,392$$

➡ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051})$$

$$\alpha = 0,066$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,066)$$

$$Z = 43,81 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{51860}{43,81 \times 347,83} = 3,40$$

$$A_{st} = 3,40 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$M_{u \text{ app}} = \text{MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{96,95 \times 10^3}{(35 \times 45^2 \times 14,2)} = 0,096$$

$$\mu_u = 0,096 < \mu_r = 0,392$$

➡ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096})$$

$$\alpha = 0,126$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,126)$$

$$Z = 42,71 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{96950}{42,71 \times 347,83} = 6,52$$

$$A_{st} = 6,52 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité:**

➡ La section minimale :  $A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,90 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\***ACC :**

• **En travée :**

$$M_{acc_t} = 47,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bc}} = \frac{47,06 \times 10^3}{(35 \times 45^2 \times 18,48)} = 0,035 \quad ; \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,035 < \mu_r = 0,392$$

Donc La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035})$$

$$\alpha = 0,044$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,044)$$

$$Z = 44,19 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{47060}{44,19 \times 400} = 2,66$$

$$A_{st} = 2,66 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$M_{u \text{ app}} = 96,44 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bc}} = \frac{96,44 \times 10^3}{(35 \times 45^2 \times 18,48)} = 0,073 \quad \mu_u = < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073})$$

$$\alpha = 0,095$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,095)$$

$$Z = 43,27 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{96440}{43,27 \times 400} = 5,57$$

$$A_{sa} = 5,57 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité:**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,90 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Finalement : } A_{st} = \max(3,40 ; 2,66) = 3,40 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : de section : **3,40 cm<sup>2</sup>**

On adopte en travée : **3×HA14** de section : **4,62 cm<sup>2</sup>**

$$A_{app} = \max(6,52; 5,57) = 6,52 \text{ cm}^2$$

On adopte en appui : de section : **3HA14+3HA12 = 8,01 cm<sup>2</sup>**

**Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 35 \times 45 = 7,87 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi : **=3×HA14 +3HA14+3HA12 = 12,63 cm<sup>2</sup>**

### \*ELS :

#### • En travée :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{51.86}{37.63} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

0.43 ≤ 0,44  Condition vérifiée.

#### • En appuis:

$$\gamma = \frac{96.95}{96.44} = 1.00$$

$$\frac{1.00-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25$$

0.25 ≤ 0,44  Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

### -Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{86.81 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.45} = 0.55 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$                        $\tau_u < \bar{\tau}_u$                       Condition vérifiée.

### Calcul des armatures transversales:

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1.42 ; 1,40 ; 3,5)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 10 \text{ m}$

### Calcul d'espacement des cadres:

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale } St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq \min (12.50; 12 \phi_l ; 30\text{cm})$$

On prend : **St = 10cm**

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25\text{cm} \quad ; \quad \text{On prend : } \mathbf{St = 10cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum

$$10\phi_t = 10 \times 1.40 = 14 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte longueur de } \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

#### ► **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)}$$

$$h' = \mathbf{100\text{cm}}$$

### b-Poutre principale section (35X35) :

#### Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,35 \text{ m} ; b = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,315\text{m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; \sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$$

#### \*ELU :

##### • En travée :

$$M_{ut} = \text{MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{27.98 \times 10^3}{35 \times 14,20 \times (31.5)^2} = 0.056$$

$$\mu_u = 0.056 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056})$$

$$\alpha = 0.073$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 31.5 \times (1 - 0,4 \times 0.073)$$

$$Z = 30.57 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{27.98 \times 10^3}{30.57 \times 348} = 2.62$$

$$A_{st} = \mathbf{2.62 \text{ cm}^2}$$

• **En appuis :**

$$M_{u \text{ app}} = \text{MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{54.96 \times 10^3}{35 \times 14,20 \times (31.5)^2} = 0.112$$

$$\mu_u = 0.112 < \mu_r = 0,392$$

➡ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.112})$$

$$\alpha = 0.148$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 31.5 \times (1 - 0,4 \times 0.148)$$

$$Z = 29.16 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U \text{ app}}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{54.96 \times 10^3}{29.16 \times 348} = 5.41$$

$$A_{st} = 5.41 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 31.5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.33 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**\*ACC :**

• **En travée :**

$$M_{acc_t} = 22.26 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{22.26 \times 10^3}{35 \times 18,48 \times (31.5)^2} = 0,034 \quad ; \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.034 < \mu_r = 0,392$$

Donc La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034})$$

$$\alpha = 0.044$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 31.5 \times (1 - 0,4 \times 0.044)$$

$$Z = 30.94 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{22.26 \times 10^3}{30.94 \times 400} = 1.80$$

$$A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

Mu app = MN.m

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{51.19 \times 10^3}{35 \times 18,48 \times (31.5)^2} = 0.079$$

$$\mu_u = 0.079 < \mu_r = 0,392$$

➡ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079})$$

$$\alpha = 0.104$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 31.5 \times (1 - 0,4 \times 0.104)$$

$$Z = 30.18$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{51.19 \times 10^3}{30.18 \times 400} = 4.23$$

$$A_{sa} = 4.23 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité:**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 31.5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.33 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Finalemment :**  $A_{st} = \max (2.62 ; 1.80) = \text{cm}^2$

On adopte en travée : de section : 3HA 12 = **3.39 cm<sup>2</sup>**

$$A_{app} = \max (5.41; 4.23) = \mathbf{5.41 \text{ cm}^2}$$

On adopte en appui : de section : 3HA 16 = **6.03 cm<sup>2</sup>**

**Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 35 \times 35 = 6.12 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi : = **3 HA 12 + 3 HA 16 = 9.42 cm<sup>2</sup>**

**\*ELS :**

• **En travée :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{54.96}{39.86} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$0.43 \leq 0,44$  Condition vérifiée.

• **En appuis:**

$$\gamma = \frac{27.98}{20.31} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$0.43 \leq 0,44$  Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ .

**-Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{64.03 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0.35} = \mathbf{0.52 \text{ MPa.}}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$\overline{\tau}_u = 0.33 \text{ MPa}$        $\tau_u < \overline{\tau}_u$  Condition vérifiée.

**Calcul des armatures transversales:**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1 ; 1,60 ; 3,5)$$

On prend :  $\phi_t = \mathbf{\Phi 10m}$

**Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

$$\text{Zone nodale } St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (8.87 ; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm})$$

On prend : **St = 10cm**

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } \mathbf{St = 15cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 $\phi_t$**  minimum

**10 $\phi_t$**  =  $10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de **20 cm**.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**\*Longueur de la zone nodale :**

$h' = 2 \times h = 70 \text{ cm}$ .....RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

$h' = 70 \text{ cm}$

**Tableau VI-5 : Ferrailage des poutres principales (35X50).**

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	Travée	Appuis
<b>RDC</b>	7.30	9.42	14.40	15,14	<b>3HA16+3HA12</b>	<b>3HA16+3HA16+2HA14</b>
<b>Com 1</b>	2.80	3,39	5.20	6,03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
<b>Com 2</b>	3.60	4.62	6.00	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
<b>01</b>	3.20	3.39	5.80	6.03	<b>3HA12</b>	<b>3HA16</b>
<b>02</b>	4.10	4.62	5.70	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
<b>03</b>	4.40	4.62	6.30	8.01	<b>3HA14</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>04</b>	4.60	4.62	6.60	8.01	<b>3HA16</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>05</b>	3.80	4.62	6.30	8.01	<b>3 HA 16</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>06</b>	3.80	4.62	6.10	8.01	<b>3 HA 16</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>07</b>	3.90	4.62	5.90	8.01	<b>3 HA 16</b>	<b>3HA14+3HA12</b>
<b>08</b>	3.90	4.62	5.90	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
<b>09</b>	3.90	4.62	5.70	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
<b>10</b>	4.00	4.62	5.40	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
<b>11</b>	4.10	4.62	5.10	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
<b>12</b>	4.30	4.62	4.80	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
<b>13</b>	5.80	6.03	5.80	6.03	<b>3HA16</b>	<b>3HA16</b>
<b>14</b>	4.40	4.62	4.40	4.62	<b>3HA14</b>	<b>3HA14</b>
<b>terrasse</b>	3.00	3.39	3.10	3.39	<b>3HA12</b>	<b>3HA12</b>

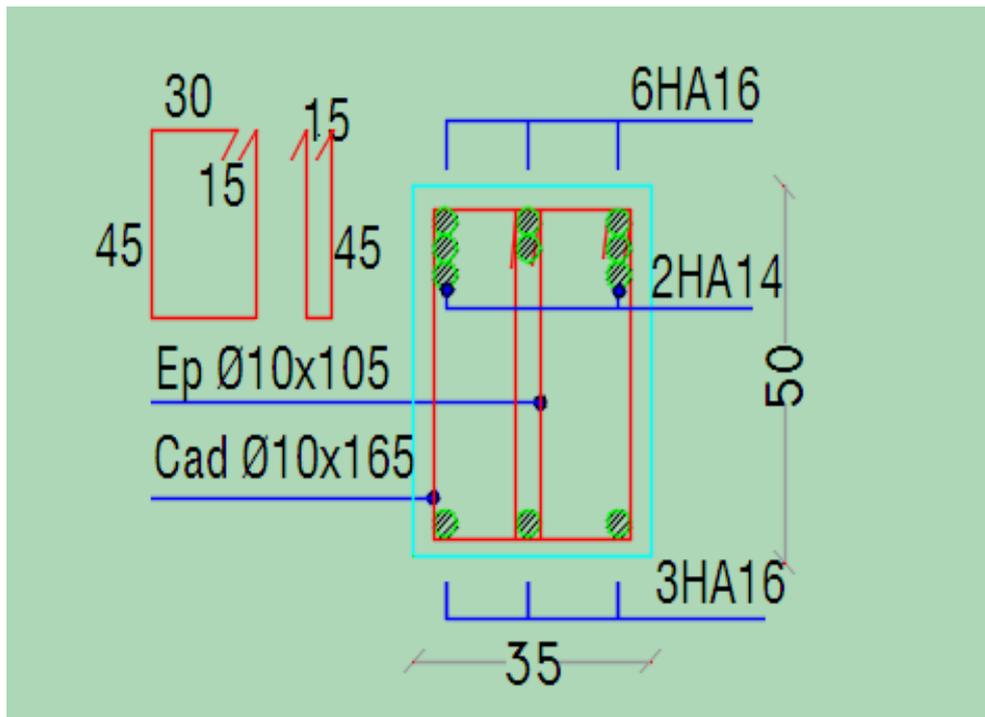


Figure VI-16 : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux RDC.

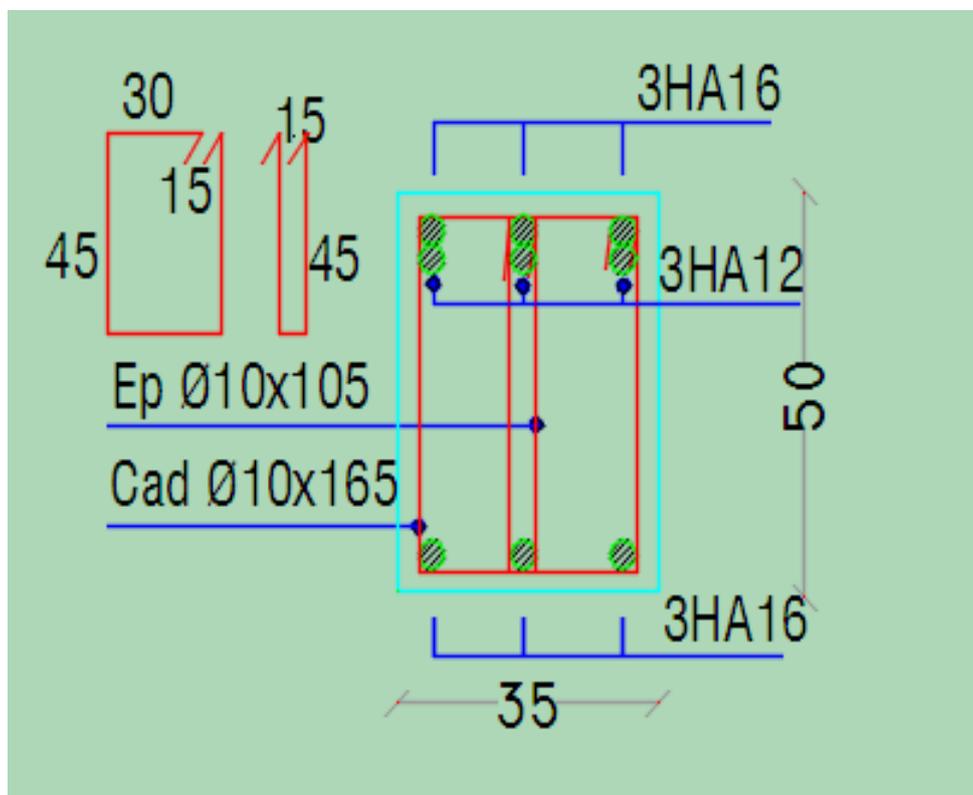


Figure VI-17: Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau travée de niveaux RDC.

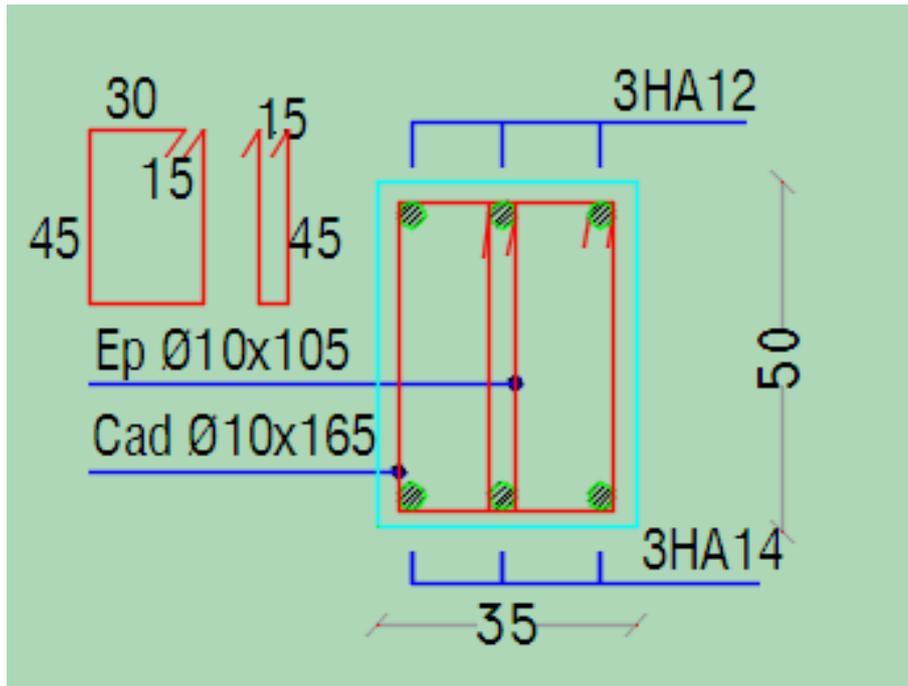


Figure VI-18 : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau de travée de niveaux commerce 1et 2, 2<sup>ème</sup> étage ,8<sup>ème</sup> étage,9<sup>ème</sup> étage,10<sup>ème</sup> étage, 11<sup>ème</sup> étage, 12<sup>ème</sup> étage.

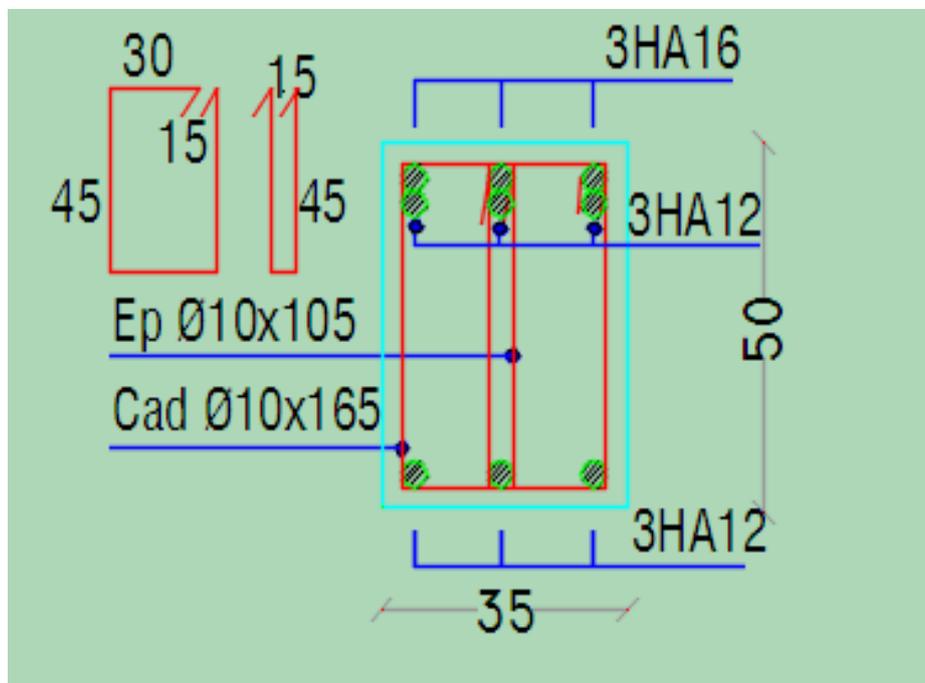


Figure VI-20 : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux commerce 1et 2, 2<sup>ème</sup> étage ,8<sup>ème</sup> étage, 9<sup>ème</sup> étage,10<sup>ème</sup> étage, 11<sup>ème</sup> étage, 12<sup>ème</sup> étage.

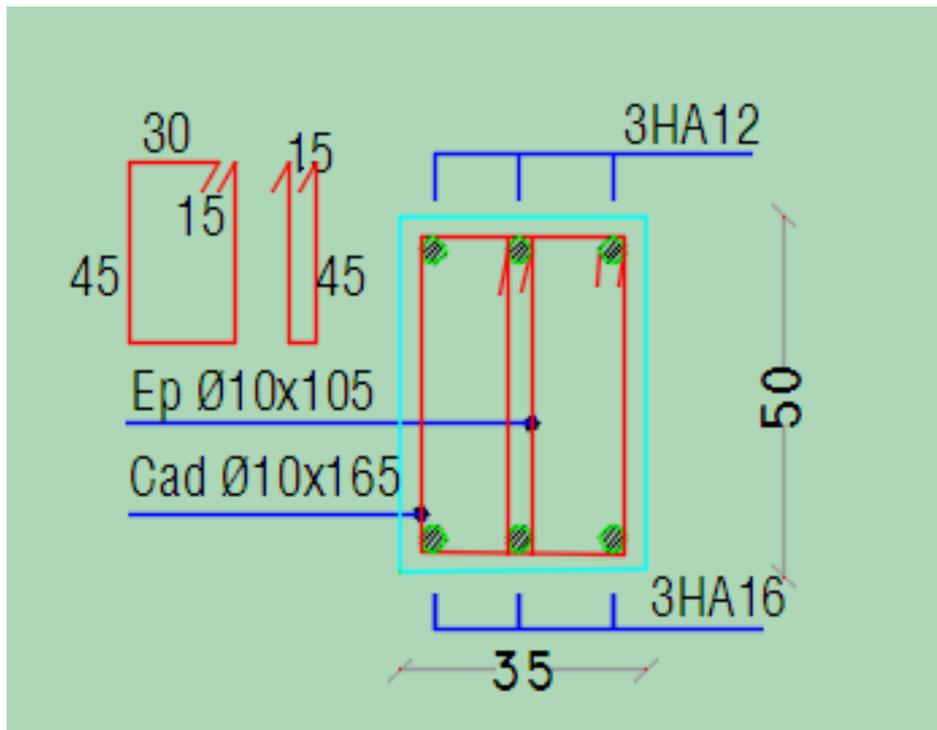


Figure VI-21 : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau de travée de niveaux 4<sup>ème</sup> étage ,5<sup>ème</sup> étage,6<sup>ème</sup> étage et 7<sup>ème</sup> étage.

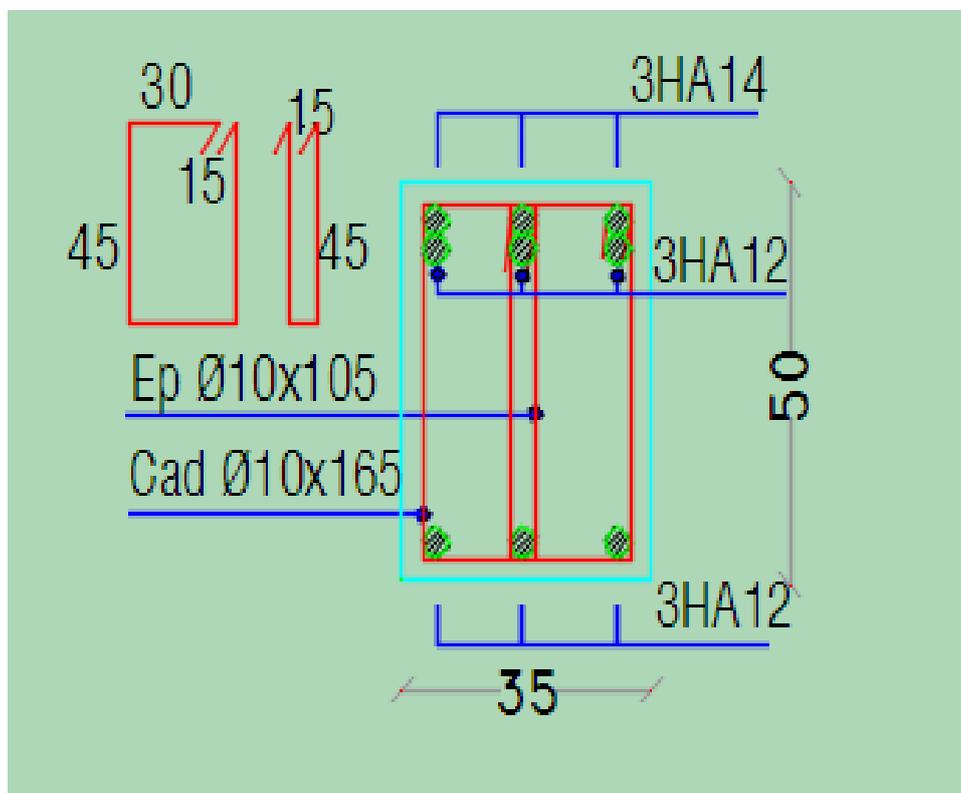


Figure VI-22 : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux,4<sup>ème</sup> étage ,5<sup>ème</sup> étage,6<sup>ème</sup> étage ,et 7<sup>ème</sup> étage.

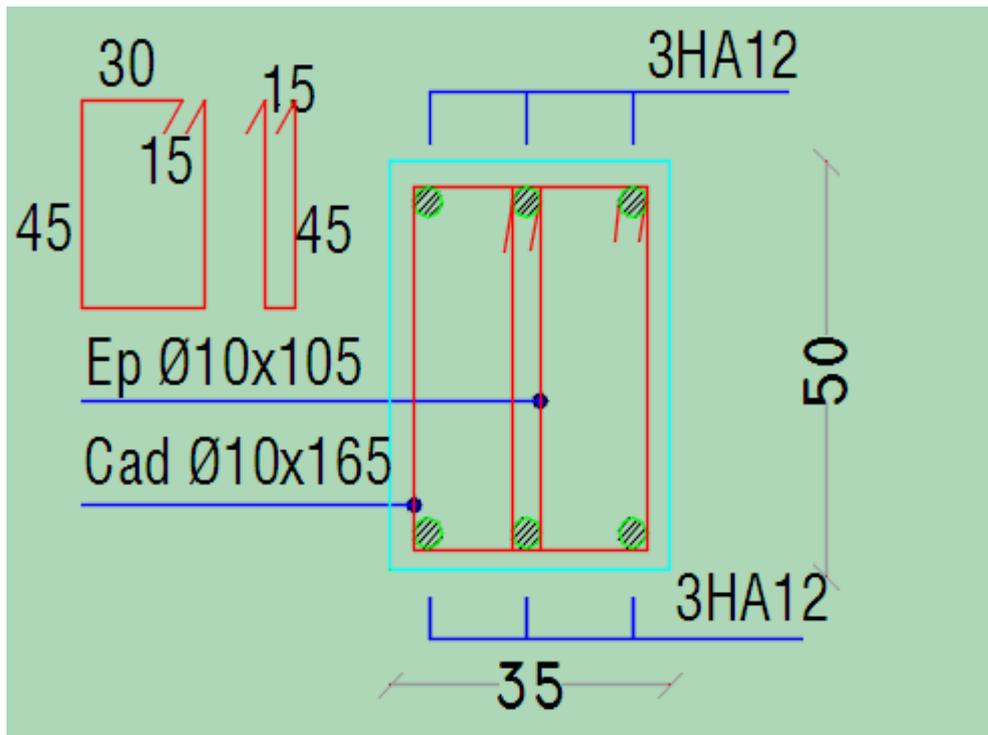


Figure VI-23 : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau de travée de niveaux 1<sup>ème</sup> étage.

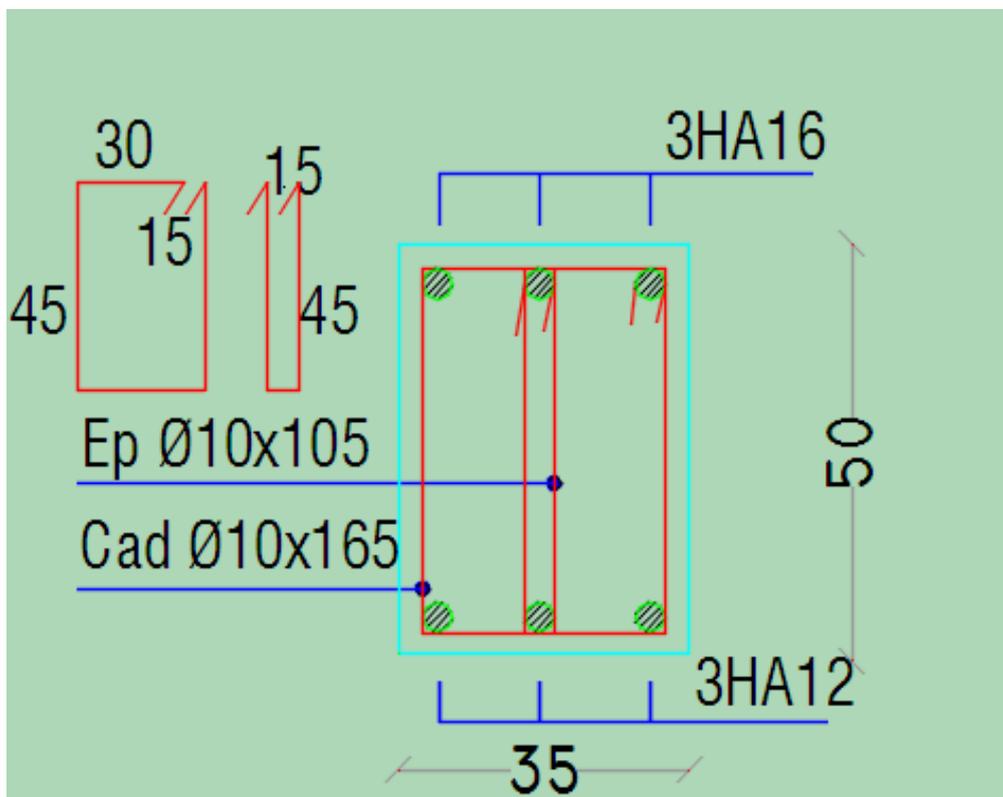


Figure VI-24 : Ferrailage des poutres principales (35X50) au niveau d'appuis de niveaux, 1<sup>ème</sup> étage.



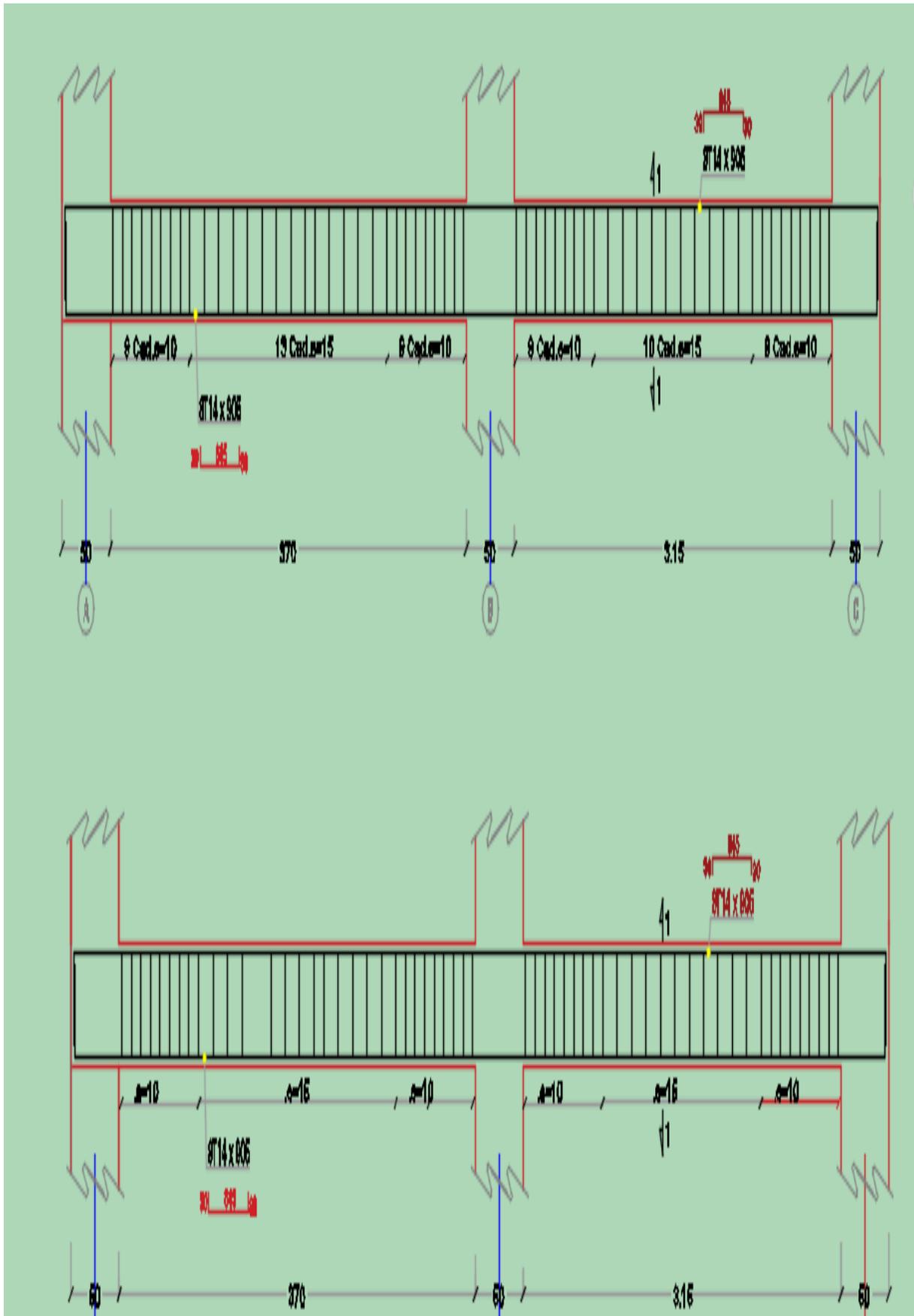
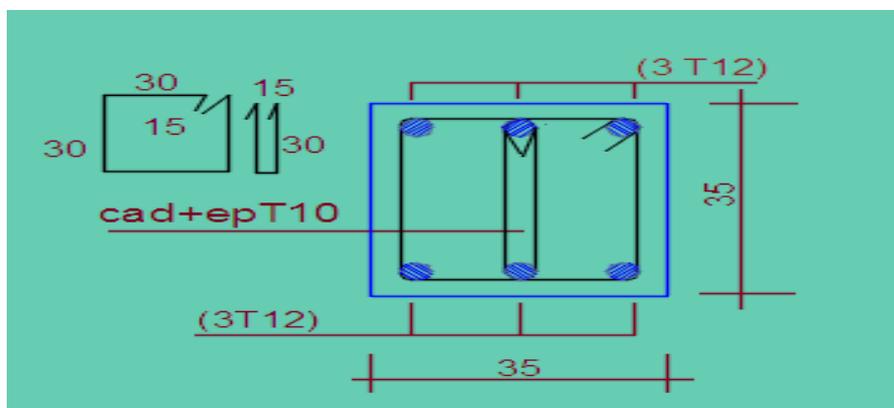


Figure VI-27 : Ferrailage transversal de poutre principale (35X50).

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI-6 : Ferrailage des poutres principales (35X35)**

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	Travée	Appuis
<b>RDC</b>	2.80	3.39	8.70	9.42	3HA12	3HA16+3HA12
<b>Com 1</b>	1.70	3.39	3.30	3.39	3HA12	3HA12
<b>Com 2</b>	2.50	3.39	5.10	6.03	3HA12	3HA 14
<b>01</b>	1.50	3.39	3.30	3.39	3HA12	3HA12
<b>02</b>	1.60	3.39	3.30	3.39	3HA12	3HA 12
<b>03</b>	1.60	3.39	3.60	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>04</b>	1.70	3.39	3.70	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>05</b>	1.90	3.39	3.80	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>06</b>	1.80	3.39	3.80	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>07</b>	1.70	3.39	3.80	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>08</b>	1.80	3.39	3.90	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>09</b>	1.60	3.39	3.90	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>10</b>	1.60	3.39	4.00	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>11</b>	1.70	3.39	3.90	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>12</b>	1.70	3.39	3.70	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>13</b>	1.80	3.39	3.70	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>14</b>	1.60	3.39	3.60	4.62	3HA12	3 HA 14
<b>terrasse</b>	1.70	3.39	3.80	4.62	3HA12	3 HA 14



**Figure VI-28 : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau travée de niveaux RDC.**

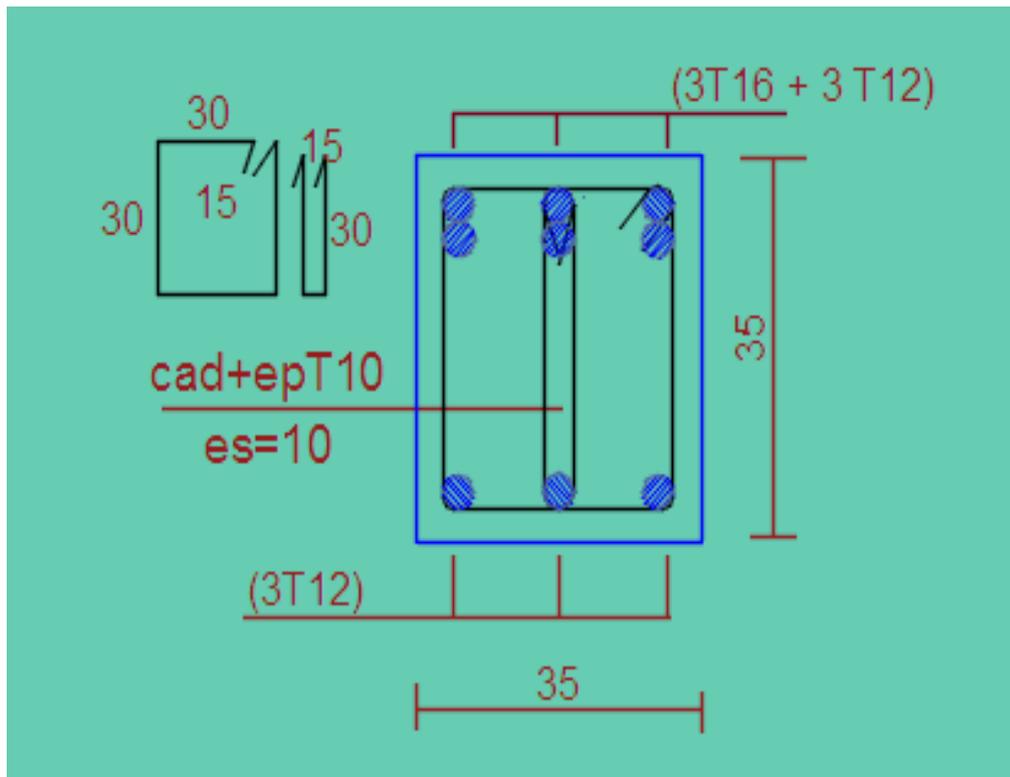


Figure VI-29 : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau d'appuis de niveaux RDC.

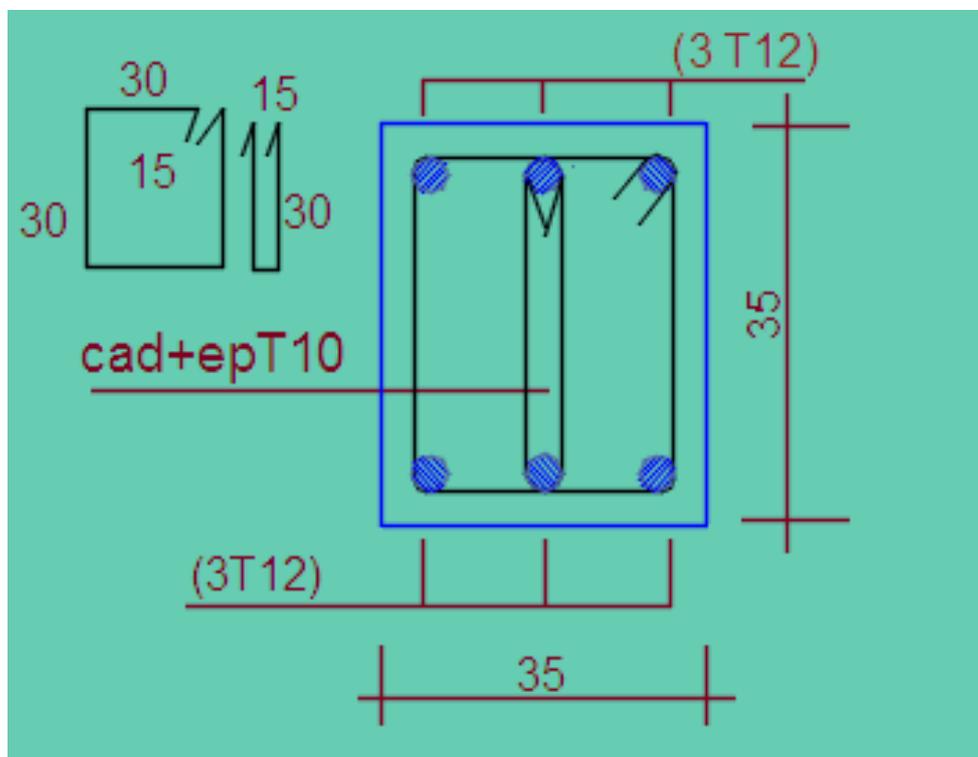


Figure VI-30 : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau d'appuis et travée de niveaux commerce 1,1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage.

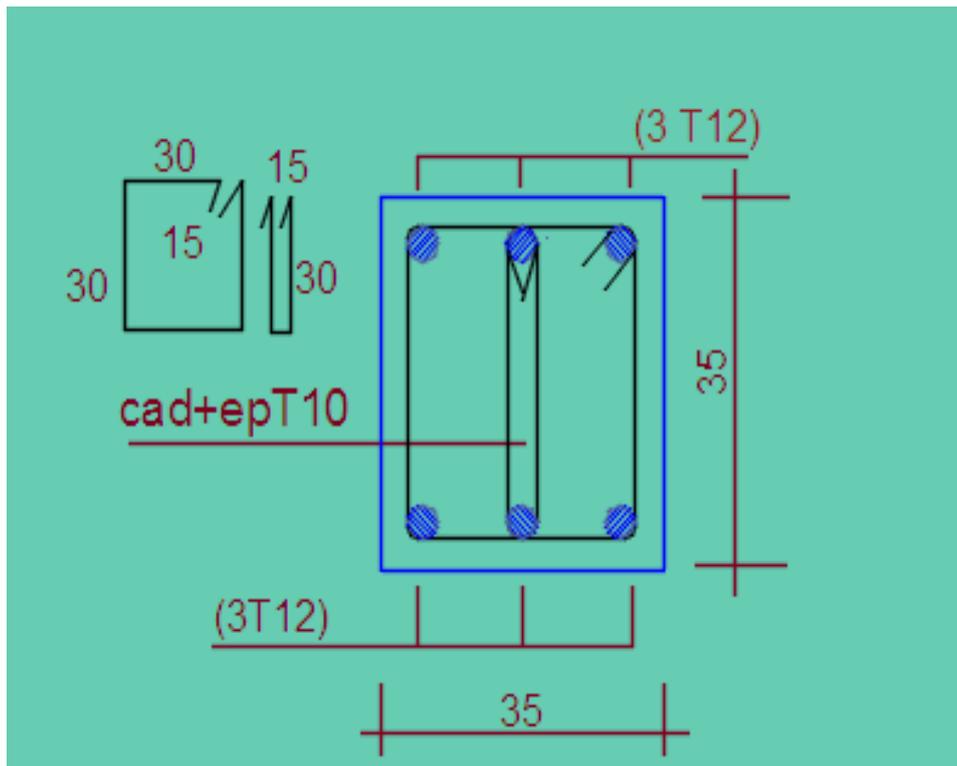


Figure VI-31 : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau de travée de niveaux commerce 2, 3<sup>ème</sup> étage a niveau de terrasse.

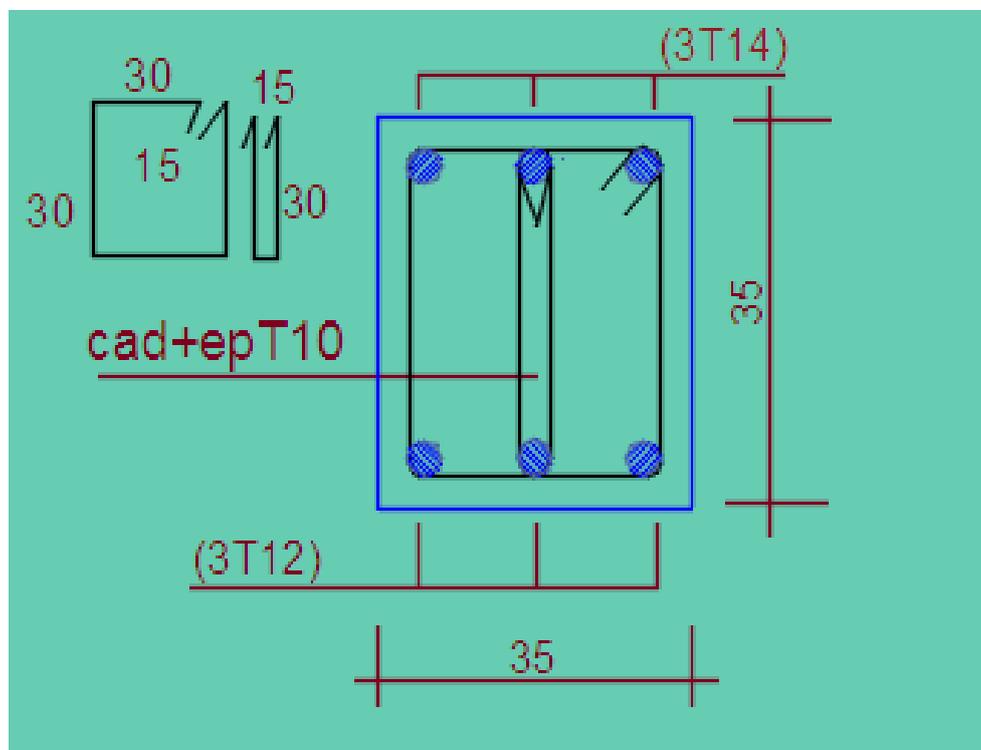


Figure VI-32 : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau de travée de niveaux commerce 2, 3<sup>ème</sup> étage a niveau de terrasse.

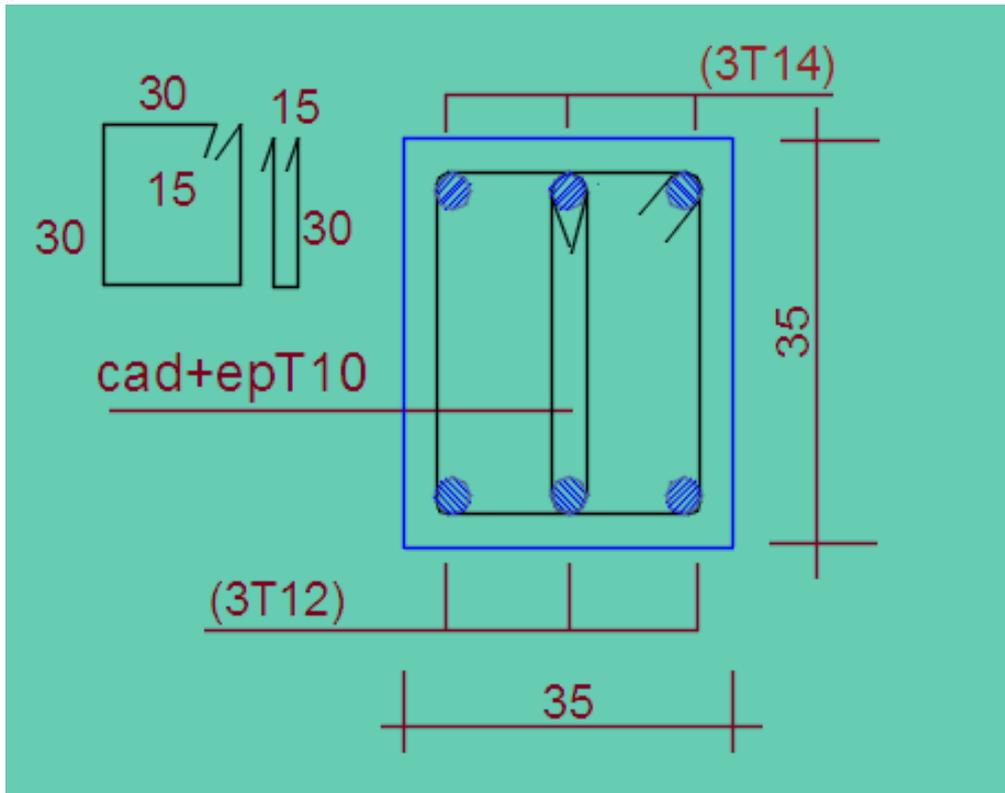


Figure VI-33 : Ferrailage des poutres principales (35X35) au niveau de d'appuis de niveaux commerce 2, 3<sup>ème</sup> étage a niveau de terrasse.

**VI-3-2- L'étude des Poutres secondaires:**

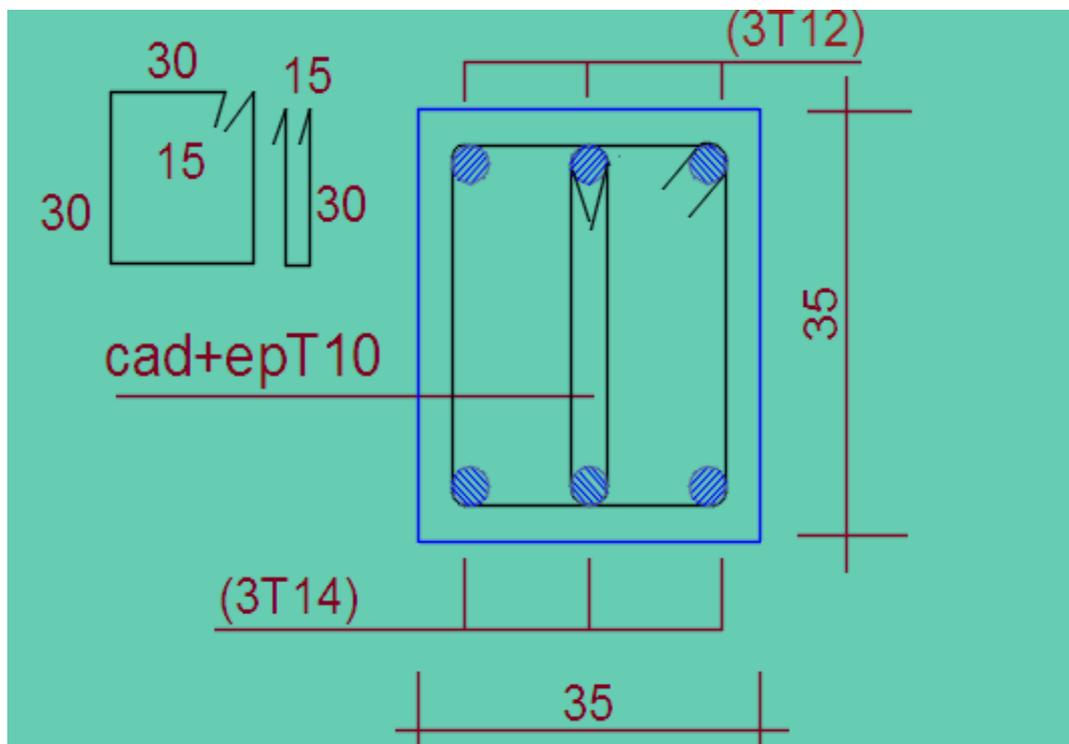
Section (35X35) les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans le tableau VI-6.

Tableau VI-7: résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	Acal	Achoisi	Acal	Achoisi	Travée	Appuis
RDC	4.00	4.62	6.40	8.01	3HA14	3HA14+3HA12
Com 1	2.24	3.39	4.10	4.62	3HA12	3HA14
Com 2	1.30	3.39	2.50	3.39	3HA12	3HA12
01	3.10	3.39	4.10	4.62	3HA12	3HA12
02	3.80	4.62	4.60	4.62	3HA14	3HA14
03	4.10	4.62	4.80	6.03	3HA14	3HA16
04	4.20	4.62	5.00	6.03	3HA14	3HA16
05	4.70	6.03	5.30	6.03	3HA16	3HA16

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

06	4.60	6.03	5.20	6.03	<b>3HA16</b>	<b>3HA16</b>
07	4.40	4.62	5.00	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
08	4.60	4.62	5.30	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
09	4.30	4.62	5.00	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
10	3.90	4.62	4.80	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
11	4.00	4.62	4.90	6.03	<b>3HA14</b>	<b>3HA16</b>
12	3.50	4.62	4.60	4.62	<b>3HA14</b>	<b>3HA14</b>
13	2.90	3.39	4.20	4.62	<b>3HA12</b>	<b>3HA14</b>
14	2.30	3.39	3.90	4.62	<b>3HA12</b>	<b>3HA14</b>
terrasse	1.30	3.39	1.30	3.39	<b>3HA12</b>	<b>3HA12</b>



**Figure VI-34 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux RDC.**

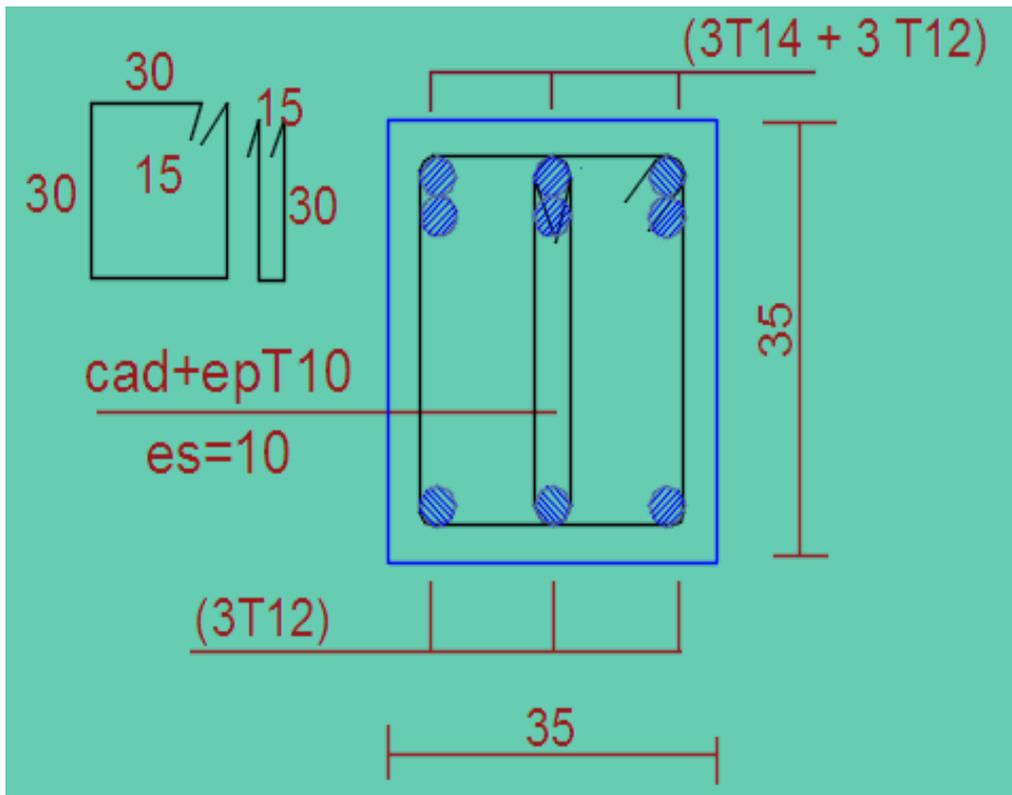


Figure VI-35 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux RDC.

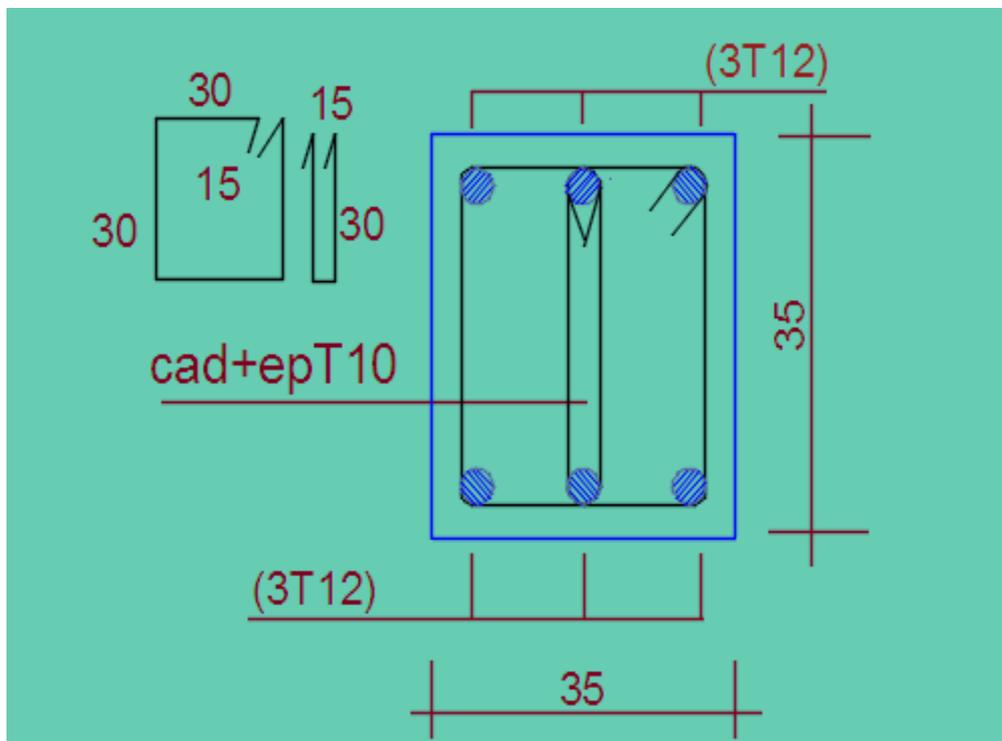


Figure VI-36 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux commerce1, 13<sup>ème</sup> et 14<sup>ème</sup> étage.

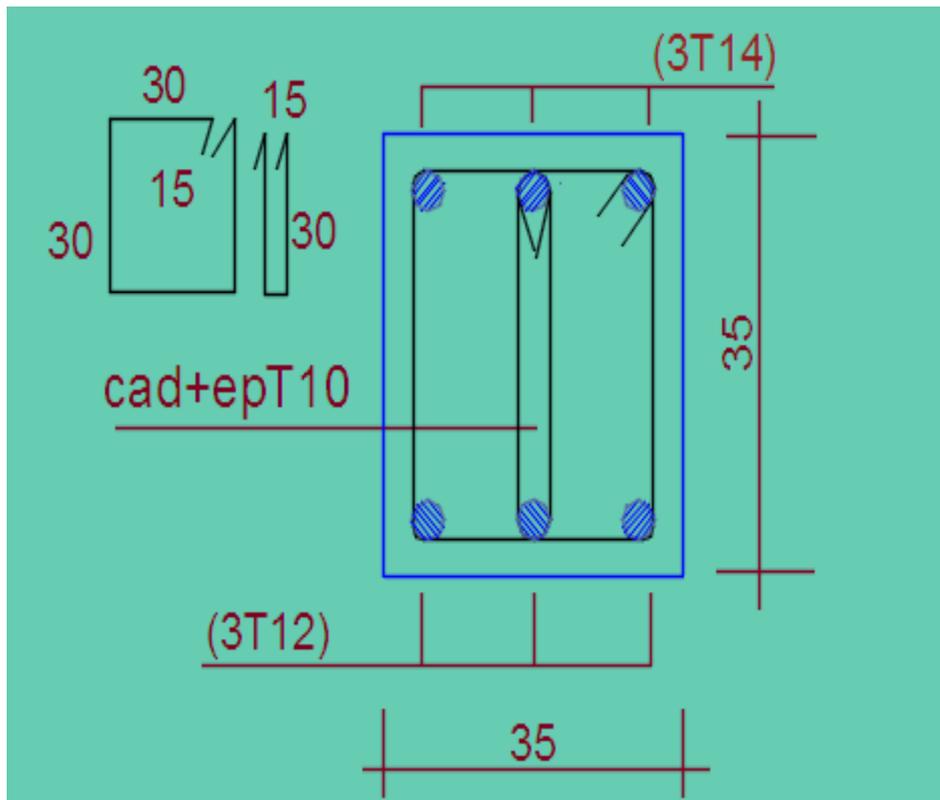


Figure VI-37 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux commerce1, 13<sup>ème</sup> et 14<sup>ème</sup> étage.

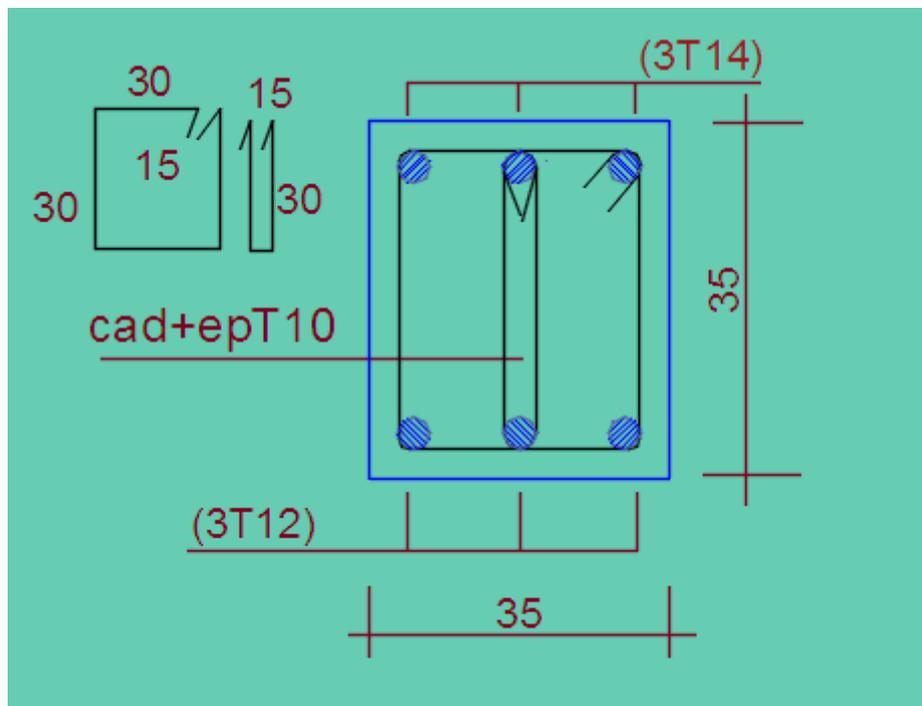


Figure VI-38 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée et d'appuis de niveaux commerce 2, 1<sup>er</sup> étage et terrasse.

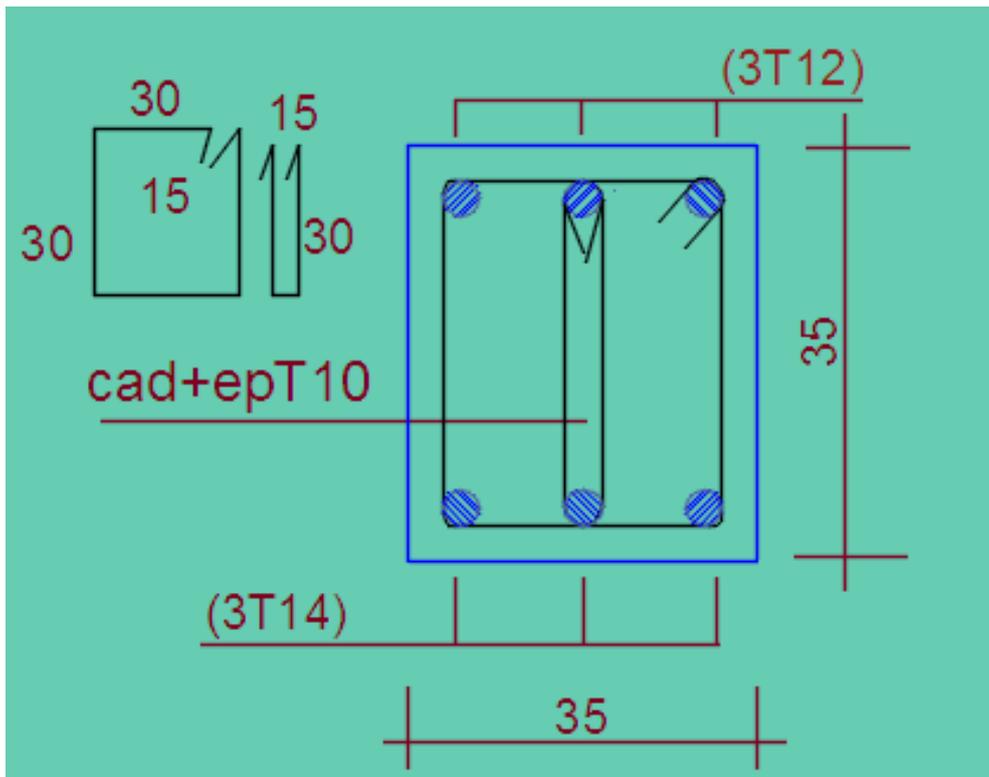


Figure VI-39: Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux 2<sup>ème</sup> et 12<sup>ème</sup> étage.

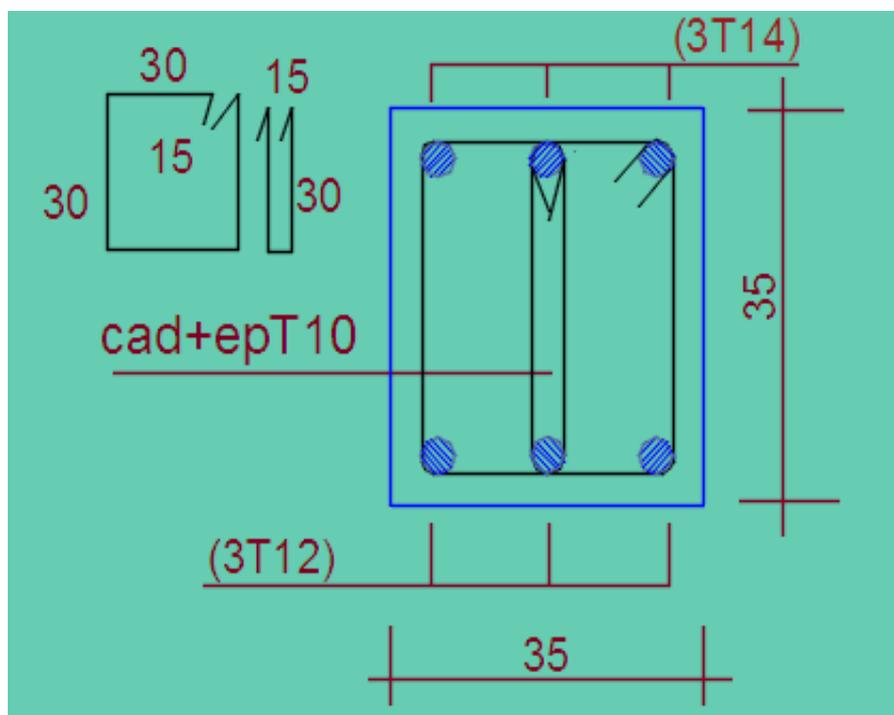


Figure VI-40 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux 2<sup>ème</sup> et 12<sup>ème</sup> étage.

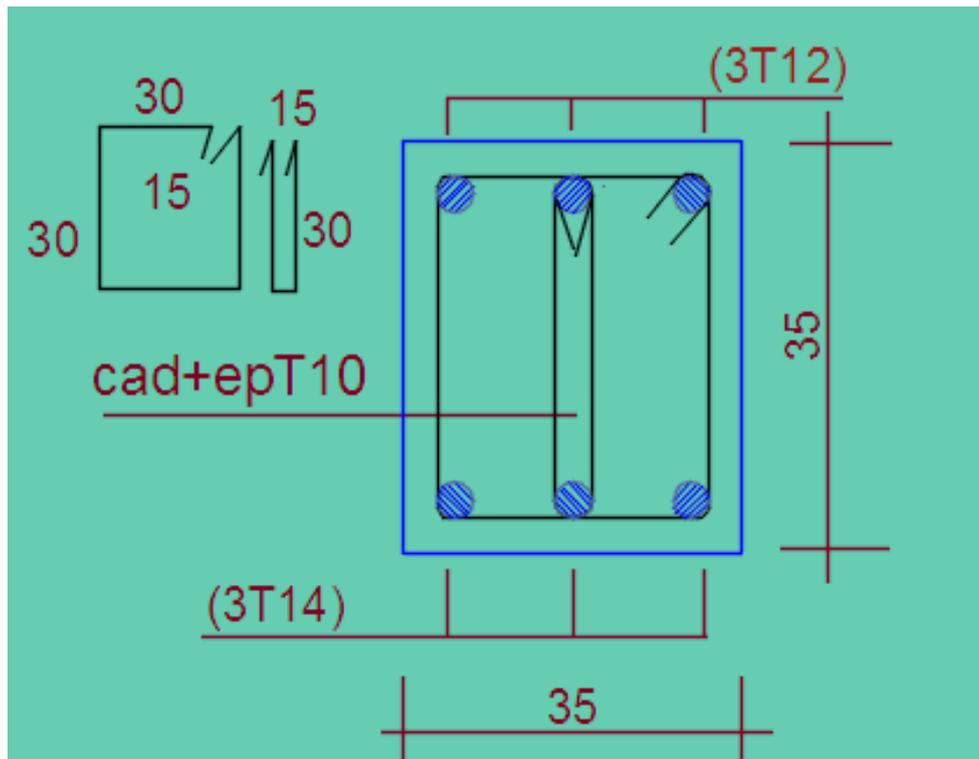


Figure VI-41 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> et 11<sup>ème</sup> étage.

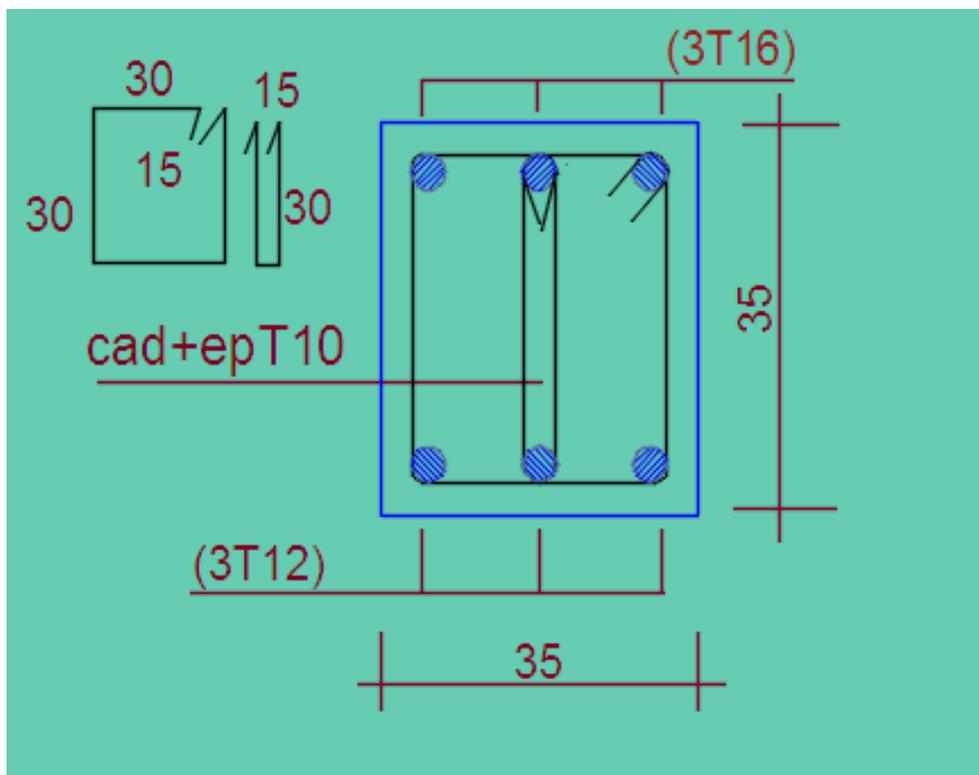


Figure VI-42 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> et 11<sup>ème</sup> étage.

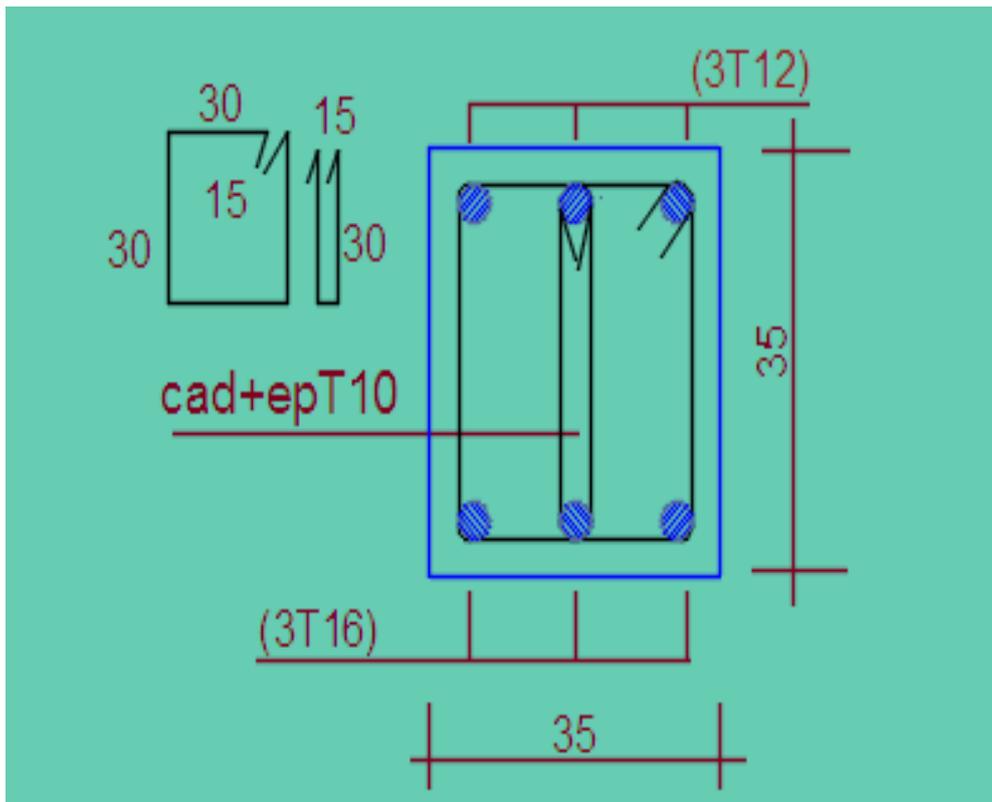


Figure VI-43 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau de travée de niveaux 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage.

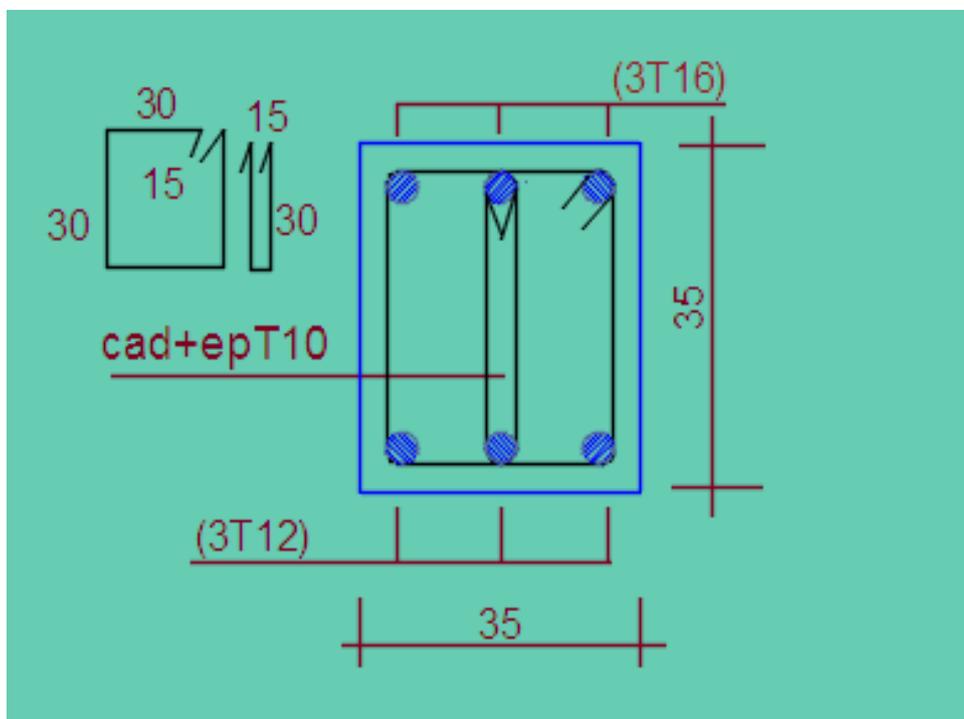


Figure VI-44 : Ferrailage des poutres secondaires (35X35) au niveau d'appuis de niveaux 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

### VI-3-3- L'étude des Poutres noyaux:

Section (30X20)

**Tableau VI-8 : résultats de calcul de Ferrailage des poutres noyaux.**

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	Travée	Appuis
<b>RDC</b>	<b>2.20</b>	<b>3.39</b>	<b>1.90</b>	<b>3.39</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>Com 1</b>	<b>1.80</b>	<b>3.39</b>	<b>1.90</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>Com 2</b>	<b>1.70</b>	<b>3.39</b>	<b>2.30</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>01</b>	<b>1.90</b>	<b>3.39</b>	<b>2.10</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>02</b>	<b>1.30</b>	<b>3.39</b>	<b>1.30</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>03</b>	<b>1.80</b>	<b>3.39</b>	<b>1.80</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>04</b>	<b>1.30</b>	<b>3.39</b>	<b>1.30</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>05</b>	<b>1.20</b>	<b>3.39</b>	<b>1.50</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>06</b>	<b>1.40</b>	<b>3.39</b>	<b>2.20</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>07</b>	<b>1.30</b>	<b>3.39</b>	<b>1.90</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>08</b>	<b>1.90</b>	<b>3.39</b>	<b>2.20</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>09</b>	<b>1.70</b>	<b>3.39</b>	<b>2.40</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>10</b>	<b>2.50</b>	<b>3.39</b>	<b>1.80</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>11</b>	<b>1.30</b>	<b>3.39</b>	<b>1.90</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>12</b>	<b>1.80</b>	<b>3.39</b>	<b>2.30</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>13</b>	<b>1.60</b>	<b>3.39</b>	<b>2.20</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>14</b>	<b>1.20</b>	<b>3.39</b>	<b>1.60</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>
<b>terrasse</b>	<b>1.10</b>	<b>3.39</b>	<b>1.50</b>	<b>3.93</b>	<b>3 HA 12</b>	<b>3 HA 12</b>

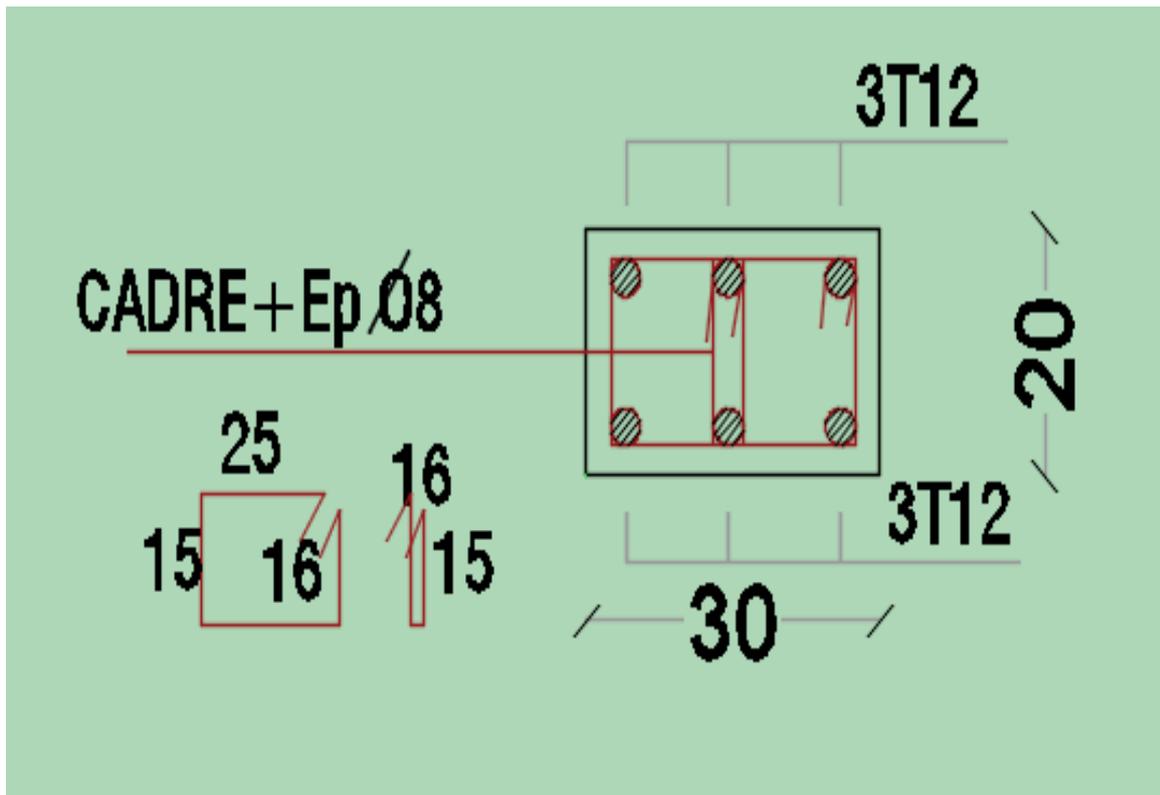


Figure VI-45 : Ferrailage des poutres noyaux (30X20) au niveau de travée et d'appuis dans tous les niveaux.

### **VI-4-Etude de ferrailage des voiles:**

#### **VI-4-1- Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales:**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

#### **VI-4-2- Rôle de contreventement:**

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### **VI-4-3- Ferraillage des voiles:**

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

### **VI-4-4- Combinaison:**

Selon les règlements parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**) les combinaisons à considérer sont les suivantes : \*ELU : 1,35G + 1,50Q

$$*ELS: G + Q$$

$$*ACC: G + Q \pm 1,2E$$

### **VI-4-5- Etapas de calcul:**

-Détermination des sollicitations **N** et **M** par rapport à centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : ( $N_{\min}$  ;  $M_{\text{coresspond}}$ ) et ( $M_{\max}$  ;  $N_{\text{coresspond}}$ ), La détermination de la nature de la section peut être soit:

-Entièrement comprimée (EC).

-Partiellement comprimée (PC).

-Entièrement tendue (ET).

### **\*Section partiellement comprimée (PC) :**

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée est partiellement comprimée si :

- $N_u$  est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \times (d - d') - M_{ua} \leq (0,337 - 0,81 \times d'/h) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :  $h$  étant la longueur du voile et  $M_{ua}$  le moment par rapport aux aciers tendus.

- $N_u$  est un effort de traction et que le centre de pression 'C' se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures.

### **❖ Etat limite ultime de stabilité de forme :**

Pour toute section sollicitée en compression simple, il faut faire la vérification de la stabilité en forme.

La vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme peut être évitée si l'encastrement mécanique  $\lambda = l_r / i$  est inférieur à la plus grande des deux valeurs suivantes : (Le voile est considéré comme pièce de faible élancement).

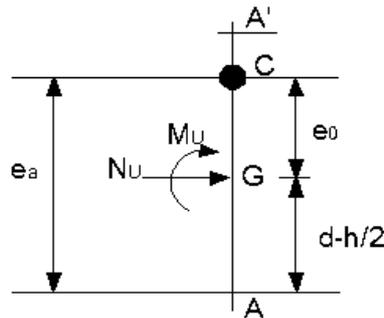
$$\lambda_{xy} \leq \max \begin{cases} 50 \\ 67 \times e_o / h \end{cases} \quad \text{avec : } e_o : \text{excentricité du premier ordre avant application de } e_a$$

$$e_o = M_{uG} / N_u$$

$$\lambda_x = L_f \times \sqrt{12} / a \quad \text{avec : } L_f : \text{Longueur de flambement } (l_f = 0,7 \times L_o)$$

$$a : l'$$

$$L_o = h_e = 2,97 \text{ m}$$



### ❖ Coefficient de majoration $\chi$ :

$$\chi = 1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2 \longrightarrow \text{si } e_o/h \leq 0,75$$

$$\chi = \max [1 + 0,15 \times (\lambda/35)^2 \times h/e_o ; 1,4] \longrightarrow \text{si } e_o/h > 0,75$$

Si l'écartement mécanique est inférieur à la plus grande des deux valeurs citées ci-dessus, alors les effets du second ordre seront pris en compte d'une manière forfaitaire en multipliant les sollicitations de calcul par le coefficient  $\chi$ , ainsi, les sections seront soumises aux nouvelles sollicitations suivantes :

$N_u^*$  et  $M_{uG}^*$  (sollicitations appliquées par rapport au centre de gravité du béton seul majorées pour tenir compte des effets du second ordre), on aura alors :

$$N_u^* = \chi \times N_u \quad M_{uG}^* = N_u^* \times (e_o + e_a)$$

Avec :

$$e_a = 0,005 \times h_e \text{ (valable pour un bâtiment à plusieurs étage contreventé par voiles)}$$

$$h_e = 2,97 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

$$e_a = 0,005 \times 2,97 = 0,0149 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \alpha = e_a / h_e \text{ d'ou } e_a = \alpha \times h_e = 0,005 \times h_e$$

$e_a$  = excentricité accidentelle

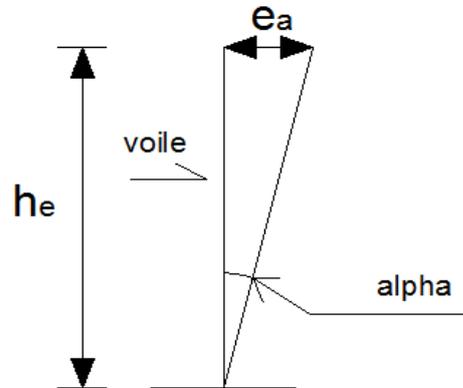
Les sollicitations par rapport aux aciers tendus :

$$M_{ua}^* = M_{uG}^* + N^* \times (d-h/2) = N^* \times (e_o + e_a) + N_u^* \times (d-h/2)$$

D'où  $\mu_{bu} = M_{ua}^*/(b \times d \times f_{bu})$  avec:  $f_{bu} = 0,85 \times f_{c28}/(\theta \times \gamma_b)$

$\gamma_b = 1,15$  ;  $\theta = 0,85$  ;  $\gamma_s = 1$  (situation accidentelle) ;  $f_{bu} = 21,74$  MPa

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$



### ❖ Détermination des armatures de flexion $A_u$ :

$A_u = (M_{ua}^*/(Z_u \times f_e/\gamma_s)) - (N_u^*/(f_e/\gamma_s))$  avec :  $Z_u = d \times (1 - 0,4 \times \alpha_u)$

Dans le cas où  $\mu_{bu} > \mu_l \longrightarrow A_u' \neq 0$

Donc  $A_u' \neq 0$ , il faut que  $A_u$  soit supérieur à  $A_u'$ , sinon on change les dimensions de la section et notamment l'épaisseur.

#### ○ **RPA 99 / version 2003 :**

$$A_{\min} \geq 0,2\% \times b \times a \quad ; \quad a = b - y_u = b - \alpha_u \times d$$

Avec :  $a$  = Longueur de la zone du béton tendu,  $b$  = longueur du voile

#### ○ **CBA 93 :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

#### ○ **DTR B-C 242 :**

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h$$

Avec :  $b$  = épaisseur du voile ;  $h$  = longueur du voile

### ❖ Section entièrement tendue (ET) :

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction ( $N < 0$ ) et le centre de pression 'C' se trouve entre les armatures :

$$e_o = M_u / N_u < (d - d')/2$$

Pour une disposition des armatures dissymétriques, nous avons :

$$A_u \geq (N_u / (f_e/\gamma_s)) \times (1 - (e_{a2} / (d - d')))) \quad \text{avec : } e_{a2} = (d - d'/2) - e_o$$

$$A_u \geq (N_u \cdot e_{a2}) / ((f_e / \gamma_s) \times (d - d'))$$

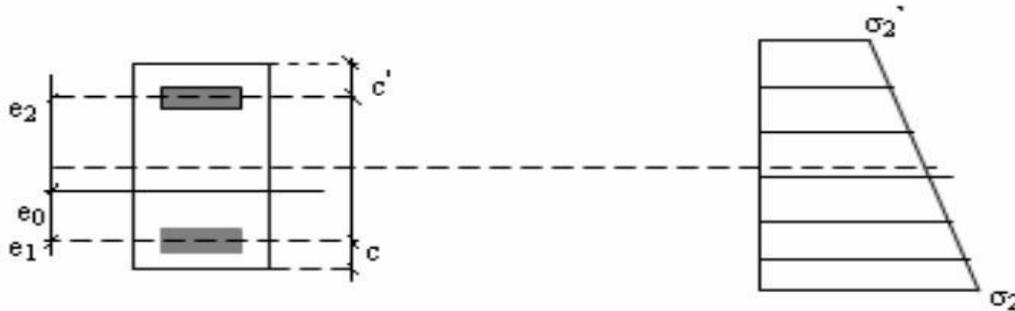
Pour notre cas on adoptera la disposition des armatures symétriques.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Donc :  $A_u = A_u' = \max [(N_u / (2 \times f_e / \gamma_s)) ; (B \times f_{t28} / f_e)]$

Avec :  $B = b \times h$

$b$  : longueur de voile



### ❖ Section entièrement comprimée (EC):

A priori, nous dirons qu'une section rectangulaire est entièrement comprimée si  $M_{ua} \geq M_{Bc}$  (pivot C).

Une section rectangulaire est entièrement comprimée si elle n'est pas partiellement comprimée : c'est-à-dire si l'effort normal est un effort de compression et le point 'C' se trouve à l'intérieur de la section,  $e_o < h/2$  avec :

$$N_u \times (d - d') - M_{ua} > (0,337 - 0,81 \times d'/h) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Pour le calcul des armatures comprimées il existe deux situations :

On vérifie si :  $N_u \times (d - d') - M_{ua} \geq (0,5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu}$

Si oui alors :  $A_u' = [M_{ua} - (d - 0,5 \times h) \times b \times h \times f_{bu}] / [(d - d') \times \sigma_2]$  et  $A_u = 0$

Si non :  $(0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \leq N_u \times (d - d') - M_{ua}$

$$(0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \leq (0,5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu}$$

Alors  $A_u' = (N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}) / \sigma_{sc}$  et  $A_u = 0$

Avec :  $\psi = [ (0,357) + (N_u \times (d - d') - M_{ua}) / (b \times h^2 \times f_{bu}) ] / [ 0,857 - (d'/h) ]$

$$\sigma_{sc} = f_e / \gamma_s$$

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

\*Armatures verticales.

\*Armatures horizontales.

\*Armatures transversales.

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

\*Globalement dans la section du voile **0,15%**.

\*En zone courante **0,10%**.

- L'espace des barres horizontales et verticales :  **$S \leq \text{Min} (15 a ; 30 \text{ cm})$** .....RPA 99

/ version 2003 (Art 7.7.4.3)

- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

\*40 Ø  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

\*20 Ø  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

### VI-4-6- Pré dimensionnement des voiles:

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau VI-9 : Pré dimensionnement des voiles**

Voiles	Hauteur	Epaisseur
RDC.....14ème étage	2.97 m	20cm
RDC.....14ème étage	2.97 m	15cm

### VI-4-7- Ferraillage des voiles :

Dans les tableaux suivants on va regrouper les sollicitations max pour tous les types des voiles obtenues par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI-10 : Calcul d'armatures des voiles EP 15 longitudinales  $V_{L4}$  avec  $N_{max}$  et  $M_{corresp}$**

Voiles longitudinales $V_{L1}$ : $N_{max}$ et $M_{corresp}$							
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	12 <sup>ème</sup> , 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage	15 <sup>ème</sup> , 16 <sup>ème</sup> étage
$M_u$ (t.m)	-106,89	-49,34	-39,42	-23,76	-17,16	-15,33	-16,92
$N_u$ (t)	-194,42	-164,09	-150,4	-121,7	-98,76	-126,9	-134,09
$h$ (m)	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
$d$ (m)	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
$d'$ (m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
$e_o$ (m)	0,55	0,30	0,26	0,20	0,17	0,12	0,13
$e_a$ (m)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
$d-(h/2)$ (m)	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19
Nature section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\lambda$	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01
$e_o/h$	0,19	0,10	0,09	0,07	0,06	0,04	0,04
$\chi$	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
$N_u^*$ (t)	-247,76	-209,11	-191,66	-155,09	-125,85	-161,71	-170,88
$M_{uG}^*$ (t.m)	-139,89	-65,98	-53,08	-32,58	-23,74	-21,94	-24,10
$M_{ua}^*$ (t.m)	-434,23	-314,40	-280,78	-216,83	-173,25	-214,05	-227,10
$\mu_{bu}$	-0,19	-0,13	-0,12	-0,09	-0,07	-0,09	-0,10
$\alpha_u$	-0,21	-0,16	-0,14	-0,11	-0,09	-0,11	-0,12
$\beta$	0,91	0,94	0,94	0,96	0,96	0,96	0,95
$A_u'$ (cm <sup>2</sup> )	-20,07	-23,96	-23,03	-20,14	-16,82	-22,37	-23,47
$A_u'$ (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	10,63	10,18	10,05	9,80	9,63	9,79	9,84
$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83
$A_{min}$ CBA (cm <sup>2</sup> )	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
$A_{min}$ DTR (cm <sup>2</sup> )	26 HA 10 =20,42 cm <sup>2</sup>	32 HA 10 =25,13 cm <sup>2</sup>	30 HA 10 =23,56 cm <sup>2</sup>	26 HA 10 =20,42 cm <sup>2</sup>	22HA 10 =17,28 cm <sup>2</sup>	30 HA 10 =23,56 cm <sup>2</sup>	30 HA 10 =23,56 cm <sup>2</sup>

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI-11 : Calcul d'armatures des voiles EP 15 longitudinales  $V_{L2}$  avec  $N_{max}$  et  $M_{corresp}$**

Voiles longitudinales $V_{L2}$ : $N_{max}$ et $M_{corresp}$							
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	12 <sup>ème</sup> , 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage	15 <sup>ème</sup> , 16 <sup>ème</sup> étage
$M_u$ (t.m)	-71,88	-100,44	-66,12	-40,02	-25,35	-26,55	-31,64
$N_u$ (t)	-169,04	-192,12	-156,21	-106,93	-76,19	-60,08	-70,54
$h$ (m)	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
$d$ (m)	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
$d'$ (m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
$e_o$ (m)	0,43	0,52	0,42	0,37	0,33	0,44	0,45
$e_a$ (m)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
$d-(h/2)$ (m)	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19
Nature section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\lambda$	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01
$e_o/h$	0,14	0,18	0,14	0,13	0,11	0,15	0,15
$\chi$	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
$N_u^*$ (t)	-215,42	-244,83	-199,07	-136,27	-97,09	-76,56	-89,89
$M_{uG}^*$ (t.m)	-94,80	-131,63	-87,22	-53,02	-33,75	-34,97	-41,66
$M_{ua}^*$ (t.m)	-350,71	-422,49	-323,71	-214,91	-149,09	-125,93	-148,45
$\mu_{bu}$	-0,15	-0,18	-0,14	-0,09	-0,06	-0,05	-0,06
$\alpha_u$	-0,18	-0,21	-0,16	-0,11	-0,08	-0,07	-0,08
$\beta$	0,93	0,92	0,93	0,96	0,97	0,97	0,97
$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	-21,30	-20,73	-19,93	-14,96	-11,34	-8,08	-9,35
$A_u'$ (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	10,32	10,59	10,22	9,79	9,53	9,44	9,53
$A_{min}$ CBA (cm <sup>2</sup> )	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83
$A_{min}$ DTR (cm <sup>2</sup> )	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
$A_u$ adopté (cm <sup>2</sup> )	28 HA 10 = 21,99 cm <sup>2</sup>	28 HA 10 = 21,99 cm <sup>2</sup>	26 HA 10 = 20,42cm <sup>2</sup>	20 HA 10 = 15,71 cm <sup>2</sup>	16HA 10 = 12,57 cm <sup>2</sup>	14 HA 10 = 11,00cm <sup>2</sup>	14 HA 10 = 11,00cm <sup>2</sup>

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI-12 : Calcul d'armatures des voiles EP 15 longitudinales  $V_{L4}$  avec  $N_{max}$  et  $M_{corresp}$**

Voiles longitudinales $V_{L3}$ : $N_{max}$ et $M_{corresp}$							
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	12 <sup>ème</sup> , 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage	15 <sup>ème</sup> , 16 <sup>ème</sup> étage
$M_u$ (t.m)	-78,22	-63,41	-52,82	-30,51	-19,89	-15,55	-17,5
$N_u$ (t)	-181,3	-175,03	-142,34	-99,31	-70,34	-56,27	-65,51
$h$ (m)	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
$d$ (m)	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
$d'$ (m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
$e_o$ (m)	0,43	0,36	0,37	0,31	0,28	0,28	0,27
$e_a$ (m)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
$d-(h/2)$ (m)	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19
<b>Nature section</b>	<b>PC</b>	<b>PC</b>	<b>PC</b>	<b>PC</b>	<b>PC</b>	<b>PC</b>	<b>PC</b>
$\lambda$	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01
$e_o/h$	0,15	0,12	0,12	0,10	0,10	0,09	0,09
$\chi$	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
$N_u^*$ (t)	-231,04	-223,05	-181,39	-126,56	-89,64	-71,71	-83,48
$M_{uG}^*$ (t.m)	-103,11	-84,12	-70,00	-40,76	-26,68	-20,88	-23,54
$M_{ua}^*$ (t.m)	-377,59	-349,10	-285,50	-191,11	-133,17	-106,07	-122,72
$\mu_{bu}$	-0,16	-0,15	-0,12	-0,08	-0,06	-0,05	-0,05
$\alpha_u$	-0,19	-0,18	-0,14	-0,10	-0,07	-0,06	-0,06
$\beta$	0,92	0,93	0,94	0,96	0,97	0,98	0,97
$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	-22,44	-23,69	-19,51	-14,95	-11,02	-8,93	-10,43
$A_u'$ (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	10,42	10,31	10,07	9,70	9,47	9,36	9,42
$A_{min}$ CBA (cm <sup>2</sup> )	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83
$A_{min}$ DTR (cm <sup>2</sup> )	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
$A_u$ adopté (cm <sup>2</sup> )	30 HA 10 =23,56 cm <sup>2</sup>	32 HA 10 =25,13 cm <sup>2</sup>	26 HA 10 =20,42cm <sup>2</sup>	20 HA 10 =15,71 cm <sup>2</sup>	16 HA 10 =12,57 cm <sup>2</sup>	12 HA 10 =09,42cm <sup>2</sup>	14 HA 10 =11,00 cm <sup>2</sup>

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI-13 : Calcul d'armatures des voiles EP 15 longitudinales  $V_{L4}$  avec  $N_{max}$  et  $M_{corresp}$**

Voiles longitudinales $V_{L4}$ : $N_{max}$ et $M_{corresp}$							
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	12 <sup>ème</sup> , 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage	15 <sup>ème</sup> , 16 <sup>ème</sup> étage
$M_u$ (t.m)	-109,12	-98,9	-80,51	-49,38	-28,41	-36,92	-36,51
$N_u$ (t)	-228,07	-223,43	-190,26	-134,73	-100,2	-68,37	-48,64
$h$ (m)	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
$d$ (m)	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
$d'$ (m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
$e_o$ (m)	0,48	0,44	0,42	0,37	0,28	0,54	0,75
$e_a$ (m)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
$d-(h/2)$ (m)	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19
Nature section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\lambda$	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01
$e_o/h$	0,16	0,15	0,14	0,12	0,10	0,18	0,25
$\chi$	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
$N_u^*$ (t)	-290,64	-284,73	-242,46	-171,69	-127,69	-87,13	-61,98
$M_{uG}^*$ (t.m)	-143,37	-130,26	-106,20	-65,48	-38,10	-48,34	-47,45
$M_{ua}^*$ (t.m)	-488,65	-468,52	-394,24	-269,45	-189,80	-151,85	-121,08
$\mu_{bu}$	-0,21	-0,20	-0,17	-0,12	-0,08	-0,07	-0,05
$\alpha_u$	-0,24	-0,23	-0,20	-0,14	-0,10	-0,08	-0,06
$\beta$	0,90	0,91	0,92	0,95	0,96	0,97	0,97
$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	-25,36	-26,28	-23,63	-18,66	-15,43	-8,16	-4,44
$A_u'$ (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	10,83	10,75	10,48	10,01	9,69	9,54	9,42
$A_{min}$ CBA (cm <sup>2</sup> )	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83
$A_{min}$ DTR (cm <sup>2</sup> )	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
$A_u$ adopté (cm <sup>2</sup> )	34 HA 10 =26,70cm <sup>2</sup>	34 HA 10 =26,70cm <sup>2</sup>	32 HA 10 =25,13 cm <sup>2</sup>	24 HA 10 =18,85 cm <sup>2</sup>	20 HA 10 =15,71 cm <sup>2</sup>	14 HA 10 =11,00	14 HA 10 =11,00

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI-14 : Calcul d'armatures des voiles EP 15 longitudinales  $V_{L5}$  avec  $N_{max}$  et  $M_{corresp}$**

Voiles longitudinales $V_{L5}$ : $N_{max}$ et $M_{corresp}$							
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	12 <sup>ème</sup> , 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage	15 <sup>ème</sup> , 16 <sup>ème</sup> étage
M <sub>u</sub> (t.m)	-27,55	-26,31	-19,90	-15,25	-15,85	-15,63	-14,77
N <sub>u</sub> (t)	-151,44	-147,07	-135,97	-105,14	-81,81	-61,81	-29,86
h (m)	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
d (m)	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
d' (m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
e <sub>o</sub> (m)	0,18	0,18	0,15	0,15	0,19	0,25	0,49
e <sub>a</sub> (m)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
d-(h/2) (m)	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19
Nature section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
λ	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01
e <sub>o</sub> /h	0,06	0,06	0,05	0,05	0,07	0,09	0,17
χ	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
N <sub>u</sub> * (t)	-192,99	-187,42	-173,27	-133,99	-104,25	-78,77	-38,05
M <sub>uG</sub> * (t.m)	-37,97	-36,31	-27,93	-21,42	-21,75	-21,09	-19,39
M <sub>ua</sub> * (t.m)	-267,24	-258,96	-233,78	-180,60	-145,60	-114,66	-64,59
μ <sub>bu</sub>	-0,11	-0,11	-0,10	-0,08	-0,06	-0,05	-0,03
α <sub>u</sub>	-0,14	-0,13	-0,12	-0,09	-0,08	-0,06	-0,03
β	0,95	0,95	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99
A <sub>u</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	-25,04	-24,43	-23,37	-18,31	-13,80	-9,99	-3,89
A <sub>u</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	10,00	9,97	9,87	9,66	9,52	9,39	9,18
A <sub>min</sub> CBA (cm <sup>2</sup> )	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83
A <sub>min</sub> DTR (cm <sup>2</sup> )	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
A <sub>u</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	32 HA 10 =25,13 cm <sup>2</sup>	32 HA 10 =25,13 cm <sup>2</sup>	30 HA 10 =23,56 cm <sup>2</sup>	24 HA 10 =18,85cm <sup>2</sup>	18 HA 10 =14,14 cm <sup>2</sup>	14 HA 10 =11,00 cm <sup>2</sup>	12 HA 10 =09,42 cm <sup>2</sup>

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI-15 : Calcul d'armatures des voiles EP 15 longitudinales  $V_{L6}$  avec  $N_{max}$  et  $M_{corresp}$**

Voiles longitudinales $V_{L6}$ : $N_{max}$ et $M_{corresp}$							
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	12 <sup>ème</sup> , 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage	15 <sup>ème</sup> , 16 <sup>ème</sup> étage
$M_u$ (t.m)	-109,41	-103,07	-83,56	-51,07	-30,62	-42,40	-43,68
$N_u$ (t)	-219,48	-215,59	-197,49	-131,87	-94,05	-65,57	-47,22
$h$ (m)	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
$d$ (m)	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
$d'$ (m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
$e_o$ (m)	0,50	0,48	0,42	0,39	0,33	0,65	0,93
$e_a$ (m)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
$d-(h/2)$ (m)	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19
Nature section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\lambda$	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01	48,01
$e_o/h$	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	0,22	0,31
$\chi$	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
$N_u^*$ (t)	-279,69	-274,74	-251,67	-168,05	-119,85	-83,56	-60,17
$M_{uG}^*$ (t.m)	-143,58	-135,43	-110,22	-67,58	-40,80	-55,27	-56,56
$M_{ua}^*$ (t.m)	-475,86	-461,81	-409,21	-267,22	-183,19	-154,54	-128,04
$\mu_{bu}$	-0,20	-0,20	-0,18	-0,11	-0,08	-0,07	-0,05
$\alpha_u$	-0,23	-0,23	-0,20	-0,14	-0,09	-0,08	-0,07
$\beta$	0,91	0,91	0,92	0,95	0,96	0,97	0,97
$A_u'$ (cm <sup>2</sup> )	-23,88	-24,28	-24,39	-17,88	-13,95	-6,83	-3,13
$A_u''$ (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	10,78	10,73	10,54	10,00	9,67	9,55	9,45
$A_{min}$ CBA (cm <sup>2</sup> )	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83
$A_{min}$ DTR (cm <sup>2</sup> )	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
$A_u$ adopté (cm <sup>2</sup> )	32 HA 10 =25,13 cm <sup>2</sup>	32 HA 10 =25,13 cm <sup>2</sup>	32 HA 10 =25,13 cm <sup>2</sup>	24 HA 10 =18,85 cm <sup>2</sup>	18 HA 10 =14,14 cm <sup>2</sup>	14HA 10 =11,00cm <sup>2</sup>	14HA 10 =11,00cm <sup>2</sup>

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI-16 : Calcul d'armatures des voiles EP 20 longitudinales  $V_{L7}$  avec  $N_{max}$  et  $M_{corresp}$**

Voiles longitudinales $V_{L7}$ : $N_{max}$ et $M_{corresp}$							
Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> étage	12 <sup>ème</sup> , 13 <sup>ème</sup> et 14 <sup>ème</sup> étage	15 <sup>ème</sup> , 16 <sup>ème</sup> étage
$M_u$ (t.m)	-285,31	-281,48	-259,54	-219,79	-128,47	-98,61	-57,5
$N_u$ (t)	-519,27	-469,49	-368,71	-226,06	-181,91	-126,29	-60,5
$h$ (m)	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
$d$ (m)	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
$d'$ (m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
$e_o$ (m)	0,55	0,60	0,70	0,97	0,71	0,78	0,95
$e_a$ (m)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
$d-(h/2)$ (m)	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19
Nature section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\lambda$	36,01	36,01	36,01	36,01	36,01	36,01	36,01
$e_o/h$	0,18	0,20	0,24	0,33	0,24	0,26	0,32
$\chi$	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
$N_u^*$ (t)	-626,12	-566,09	-444,58	-272,57	-219,34	-152,28	-72,95
$M_{uG}^*$ (t.m)	-353,31	-347,80	-319,55	-269,06	-158,16	-121,16	-70,41
$M_{ua}^*$ (t.m)	-1097,14	-1020,32	-847,70	-592,88	-418,74	-302,06	-157,08
$\mu_{bu}$	-0,35	-0,33	-0,27	-0,19	-0,13	-0,10	-0,05
$\alpha_u$	-0,38	-0,36	-0,30	-0,22	-0,16	-0,12	-0,06
$\beta$	0,85	0,86	0,88	0,91	0,94	0,95	0,98
$A_u'$ (cm <sup>2</sup> )	-40,49	-34,45	-23,88	-8,38	-14,91	-9,66	-3,63
$A_u''$ (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	10,78	10,73	10,54	10,00	9,67	9,55	9,45
$A_{min}$ CBA (cm <sup>2</sup> )	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
$A_{min}$ DTR (cm <sup>2</sup> )	5,94	5,94	5,94	5,94	5,94	5,94	5,94
$A_u$ adopté (cm <sup>2</sup> )	36 HA 12 = 40,76 cm <sup>2</sup>	32 HA 12 = 36,19 cm <sup>2</sup>	32 HA 10 = 25,13 cm <sup>2</sup>	14 HA 10 = 11,00 cm <sup>2</sup>	20 HA 10 = 15,71 cm <sup>2</sup>	14 HA 10 = 11,00 cm <sup>2</sup>	14 HA 10 = 11,00 cm <sup>2</sup>

### A- pour voile EP20cm :

#### - Calcul des armatures verticales :

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{min} = 0,15\% \times 0,2 \times 1,00 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### \*Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a$$

$$D \leq (1/10) \times 200 = 20\text{mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

#### \*L'espacement:

- Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a :

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

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

- Selon le **RPA 99 / version 2003** on a:

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

Donc :  $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **20 cm**.

Le choix de la section des armatures verticales est de section .

#### - Calcul des armatures longitudinales :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit avec un espacement de **20 cm**.

#### - Calcul des armatures transversales :

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91 révisée 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à **12 mm**, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de **4/m<sup>2</sup>** au moins ; on prend donc **4Φ6/m<sup>2</sup>**.

### - Vérification de la contrainte de cisaillement:

\* On calcule la contrainte de cisaillement  $\tau_b$ :

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L}$$

Avec :

$T = 1,4 \times T_{\text{cal}}$  (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

$a$  : épaisseur du voile

$L$  : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{262,15 \times 10^{-3}}{0,20 \times 2,97} = 0,44 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,44 \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$   Condition vérifiée.

### - Disposition des armatures :

#### • Armatures verticales :

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni **33 cm** Selon le **BAEL 91**, et selon l'**RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser **1,5** de l'épaisseur du mur ni **30 cm**.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a  $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$   Condition vérifiée.

$L = 20 \text{ cm}$    $L/10 = 2,00 \text{ cm}$

#### -Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 $\Phi$** . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **L/10** de l'épaisseur du voile.

#### -Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 cadres au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

#### **B - pour voile EP15cm :**

#### - Calcul des armatures verticales :

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = 0,15\% \times 0,15 \times 1,00 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### \*Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a$$

$$D \leq (1/10) \times 150 = 15 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

### \*L'espacement:

- Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a :

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{22.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 22.5$$

Donc :  $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **20 cm**.

Le choix de la section des armatures verticales est de section

### - Calcul des armatures longitudinales :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit avec un espacement de **20 cm**.

### - Calcul des armatures transversales :

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91 révisée 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à **12 mm**, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de **4/m<sup>2</sup>** au moins ; on prend donc **4Φ6/m<sup>2</sup>**.

### - Vérification de la contrainte de cisaillement:

\* On calcule la contrainte de cisaillement  $\tau_b$ :

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L}$$

Avec :

$$T = 1,4 \times T_{\text{cal}} \text{ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40\%)}$$

**a** : épaisseur du voile

**L** : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{105.1 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,97} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,23 \leq 0,05 f_c 28 = 1,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### - Disposition des armatures :

#### • Armatures verticales :

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni **33 cm** Selon le **BAEL 91**, et selon l'**RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser **1,5** de l'épaisseur du mur ni **30 cm**.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a  $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

$L = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L/10 = 1.50 \text{ cm}$

#### -Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ**. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **L/10** de l'épaisseur du voile.

#### -Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 cadres au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

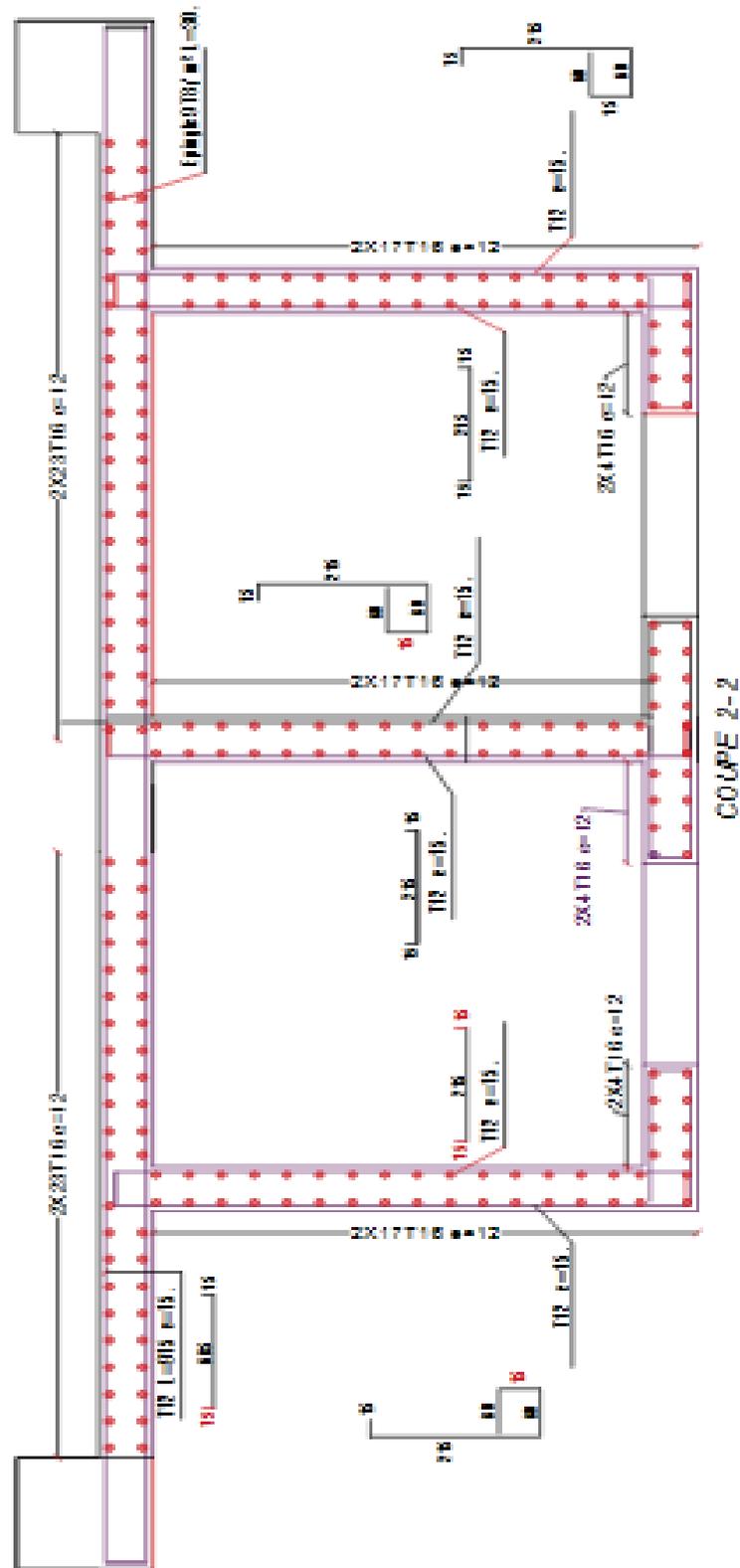
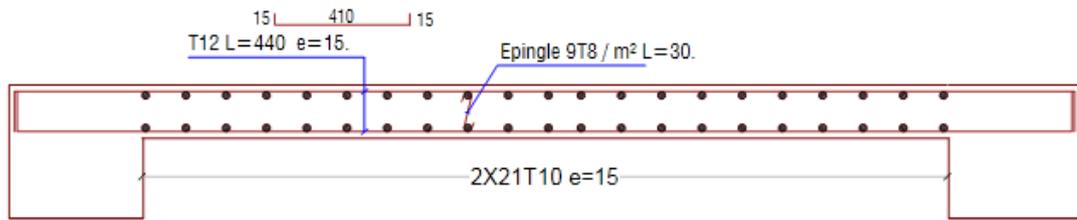
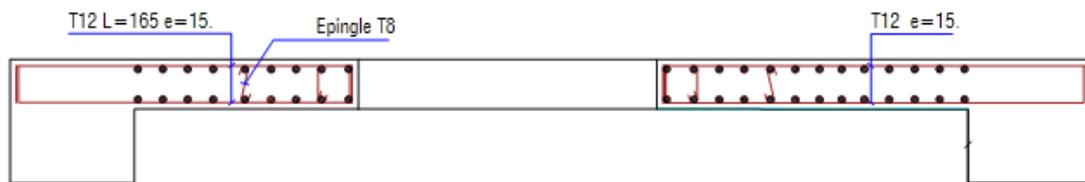


Figure VI-46 : coupe horizontale de Ferrailage des voiles de l'ascenseur.



**Figure VI-47: coupe horizontale de Ferrailage des voiles sous ouverture.**



**Figure VI-48 : coupe horizontale de Ferrailage des voiles avec ouverture.**

### **VII-Etude des fondations :**

#### **VII-1-Introduction :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

#### **VII-2-Rôles des fondations :**

##### **VII-2-1-Définition :**

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quelque soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

##### **VII-2-2-Rôle principal :**

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

- des charges verticales :

- comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.
- comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige.

- des charges horizontales (ou obliques) :

- comme des charges permanentes telles que la poussée des terres.
- comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

##### **VII-2-3-Rôles secondaires :**

- 1) La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
- 2) L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.
  - pas de glissement horizontal : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.

## Chapitre VII : Etude des fondations

- pas de basculement : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.

- pas de déplacement vertical : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires de l'ouvrage) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).

3) Une fondation doit être durable. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.

4) Une fondation doit être économique. Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

### VII-3-Type de fondations :

Les deux types de fondations sont :

- les fondations superficielles.

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier générale.

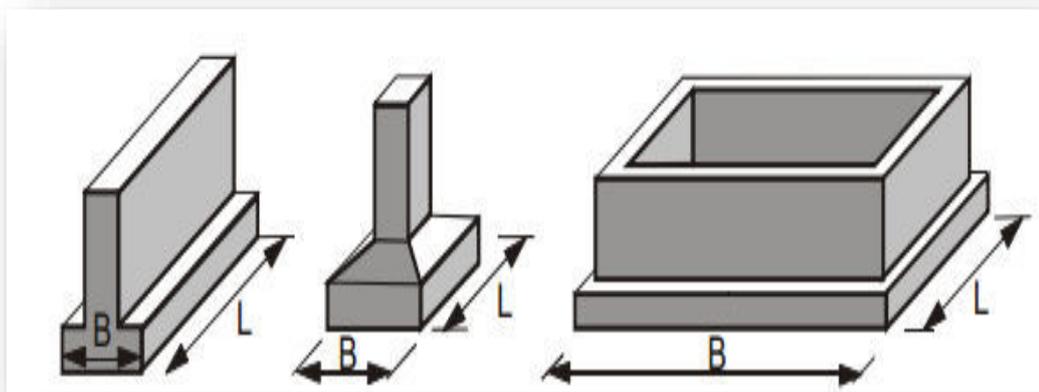


Figure VII-1 : Les différents types de fondations superficielles

- les fondations profondes et spéciales.

Les fondations sont dites superficielles si une des deux conditions suivantes est respectée :

$$H/L < 6 \text{ ou } H < 3 \text{ m}$$

Avec H : profondeur de la fondation et L : largeur de la fondation.

### VII-4-Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec  $\gamma_d$ .
- Poids spécifique des grains  $\gamma_s$ .
- Cohésion non drainée  $C_u$ .
- Angle de frottement effectif  $\phi$ .

Pour notre projet  $\bar{\sigma} = 2$  bars.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à  $H/10$ .

Avec :  $H$  : Hauteur totale du Tour  $H = 53.27$  m  $\longrightarrow H/10 = 5,33$  m

-Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon sol existe à une profondeur de **5,40 m**.

### VII-5-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

#### VII-5-1-Calcul de la semelle isolée :

##### VII-5-1-2-Pré dimensionnement :

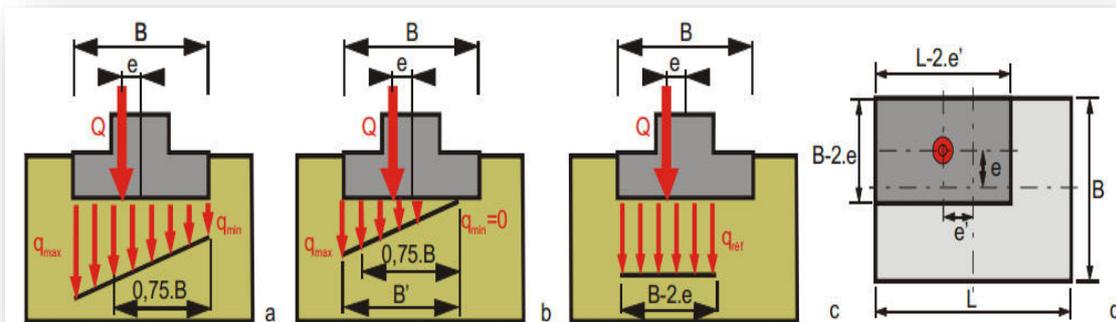


Figure VII-2 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement  $e$

## Chapitre VII : Etude des fondations

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) :

**ELU** :  $N_{u_{max}} = 2052,26 \text{ KN}$  ;  $M_{u_{max}} = 45,82 \text{ KN.m}$

**ELS** :  $N_{s_{max}} = 1476,97 \text{ KN}$  ;  $M_{s_{max}} = 32,60 \text{ KN.m}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$

$a = 60 \text{ cm}$ .

$b = 60 \text{ cm}$ .

\* **Condition d'homothétie** :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad \longrightarrow \quad A = B \text{ (semelles carrées)}$$

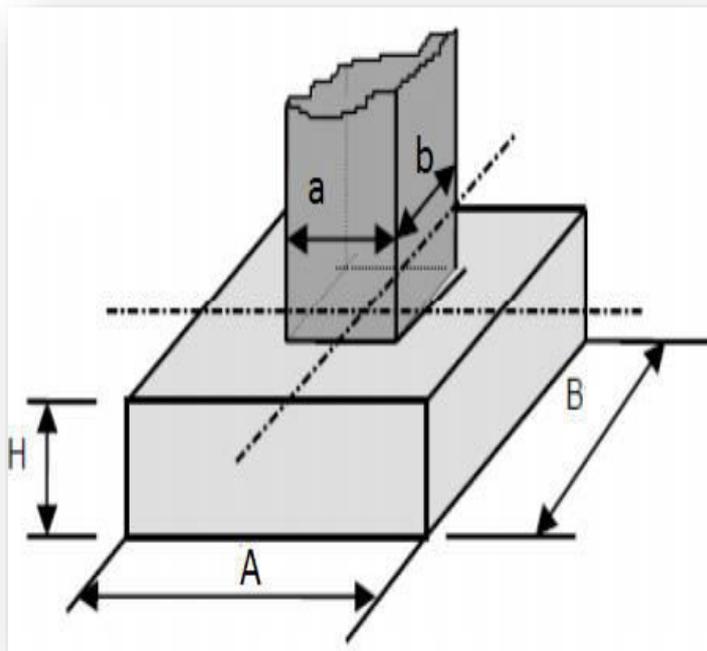


Figure VII-3 : Dimensions des semelles isolées.

On a :

**ELS :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \end{array} \right\} \Rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

$$(1) \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}} \times \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1476,97}{200} \times \frac{0,60}{0,60}}$$

$$\Rightarrow B \geq 2,71 \text{ m}$$

Donc finalement on choisie une semelle de (3 m × 3 m)

**\*Détermination de "d" et "ht" :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**) :

$$A - a \geq d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow 5,50 - 0,60 \geq d \geq \frac{3-0,60}{4}$$

$$\Rightarrow 2,40 \text{ m} \geq d \geq 0,60 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  On adopte: d = 95 cm

$$\text{D'ou : } h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 100 \text{ cm}$$

**\*Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le **BAEL 91**, on a :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{32,60}{1476,97} = 0,022 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,03 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{3}{6} = 0,500 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003(Art 10.1.5)**, on a :

$$e_0 = 0,03 \text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{3}{4} = 0,750 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### \*Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 171,33 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 156,89 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 167,72 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 167,72 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VII-5-1-3-Calcul du ferrailage :

$$\text{Poids propre de la semelle} = 0,50 \times (3) \times 25 = 112,500 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_s = 1476,97 + 112,500 = 1589,470 \text{ KN}$$

$$N_u = 2052,26 + 1,35 \times 112,500 = 2204,135 \text{ KN}$$

$$e_{s0} = 0,021 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{3}{6} = 0,500 \text{ m} \quad ; \quad e_{u0} = 0,021 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{3}{6} = 0,500 \text{ m}$$

$$e_{s0}; e_{u0} \leq \frac{B}{18} = \frac{3}{18} = 0,167 \text{ m}$$

#### A- ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Le ferrailage se calcul avec la **méthode de bielles**, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle, on utilise :

$$Nu' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) Nu = 2250,422 \text{ KN}$$

$$Ax_{st} = A_{yst} = \frac{Nu'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2250,422 (3-0,60)}{8 \times 0,95 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 20,44 \text{ cm}^2$$

On adopte : **11×HA16** de section **22.12 cm<sup>2</sup>**.

B- **ELS** :

**Fissuration préjudiciable :**

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad N_s' = \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times N_s = 1622,849 \text{ KN}, \quad \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \frac{N_s'(A-a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1622,849 \times (3-0,60)}{8 \times 0,95 \times 201,63 \times 10^{-1}} = 25,42 \text{ cm}^2$$

**Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL 91 révisées 99 (Art A.5.2, 42)**, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :  $h=1,00 \text{ m}$  ;  $P_c$  : Le périmètre utile.

$$P_c = [(a + h + b + h) \times 2] = 6,40 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 4,800 \text{ MN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \quad ; \quad N_{u0} : \text{Effort maximal tiré sur la semelle}$$

$$N_u = 1577,181 \text{ KN.}$$

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 2,56 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 9,00 \text{ m}^2 \quad \longrightarrow \quad N_u = 1,577 \text{ MN} < 4,800 \text{ MN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

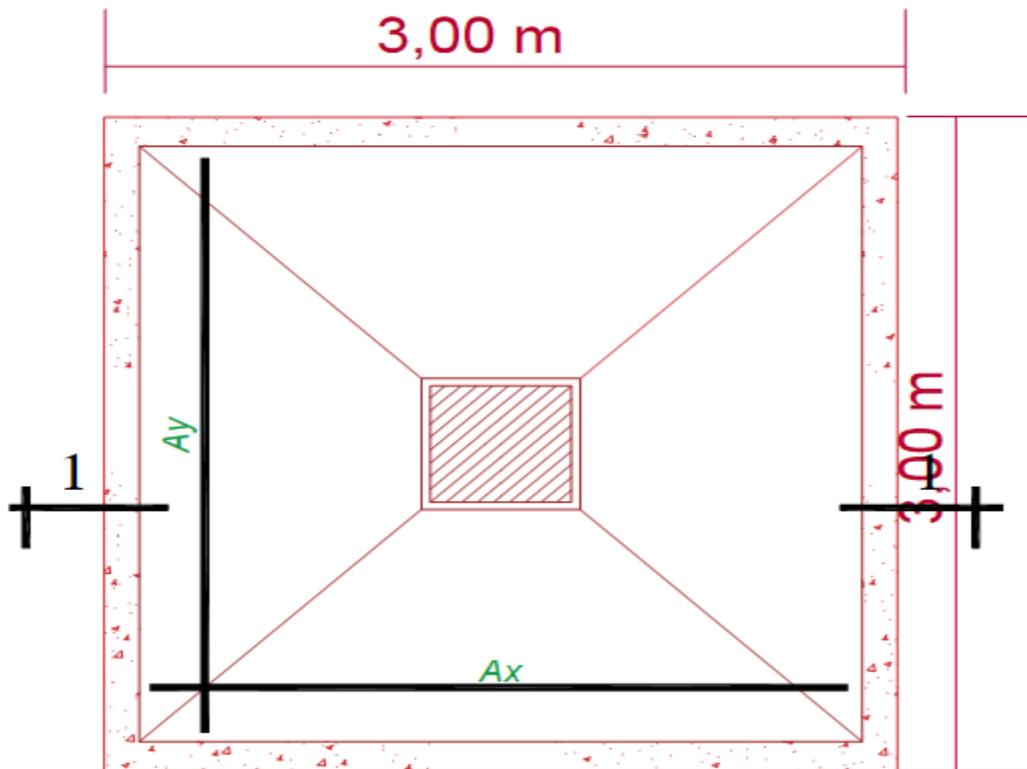


Figure VII-4 : exemple de coupe de ferrailage de semelle isolée centrée

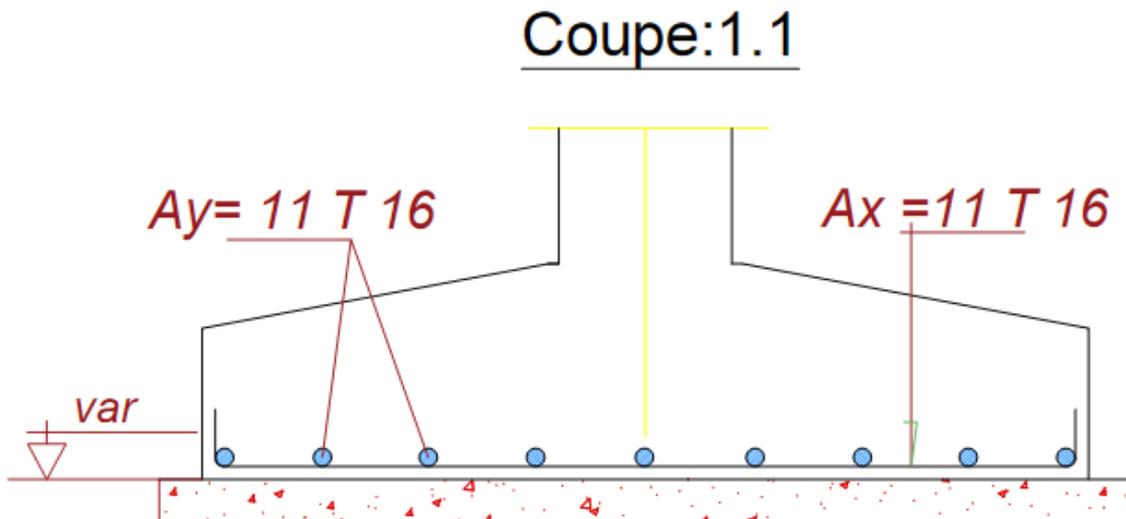
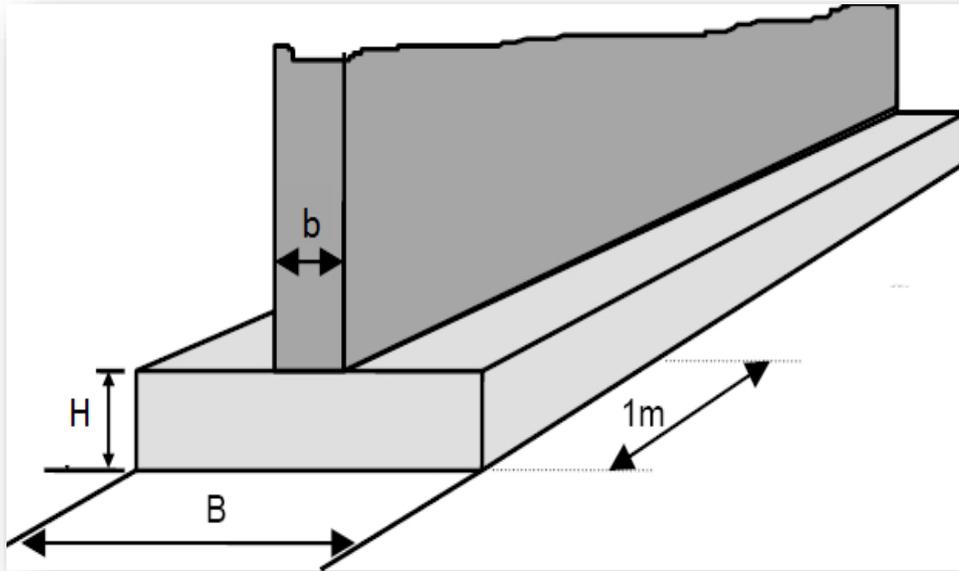


Figure VII-5 : exemple de coupe 1-1 de ferrailage de semelle isolée

### VII-5-2- Calcul de la semelle filante :



**Figure VII-6 : Dimensions des semelles filantes.**

### Exemple de calcul:

#### A- Dimensionnement :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{57,57}{3136,52} = 0,018$$

En prenant pour débiter :  $B = 3 \text{ m}$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} = \left(1 + \frac{3 \times (0,018)}{3}\right) \frac{3136,52 \times 10^{-3}}{0,25} = 12,77 \text{ m} ; \text{ On adopte : } B = 12,80 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{12,80 - 0,60}{4} = 3,05 \text{ m}$$

On choisit une hauteur totale :  $h = 340 \text{ cm}$

Poids propre :  $3,4 \times 12,80 \times 25 = 1088 \text{ KN/m}^2$

$$N_{ser} = 3136,52 + 1088 = 4224,52 \text{ KN/m}^2$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{57,57}{4224,52} = 0,014 \text{ m}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} = \left(1 + \frac{3 \times (0,014)}{12,80}\right) \frac{4224,52 \times 10^{-3}}{0,25} = 16,95 \text{ m} ; \text{ On adopte : } B = 17 \text{ m}$$

### **B- Ferrailage principal :**

$$N_u = 4109,70 \text{ KN}$$

$$M_u = 86,09 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,021 \text{ m} < \frac{B}{24} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_u(1+3\frac{e_0}{B})(B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{4109,70 \left(1+3\frac{0,021}{17}\right)(17-0,60)}{8 \times 3,51 \times 347,82} = 6,94 \text{ cm}^2$$

On adopte **8HA12/ml** de section **9.05cm<sup>2</sup> /ml**

### **C- L'espacement :**

$$\text{Esp} = 20 \text{ cm}$$

### **D- Ferrailage de répartition :**

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 9.05 \times \frac{17}{4} = 38,46 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte : } \mathbf{26x HA 14} \text{ de section } \mathbf{40.02cm^2}.$$

### **E- Calcul de la hauteur libre h' :**

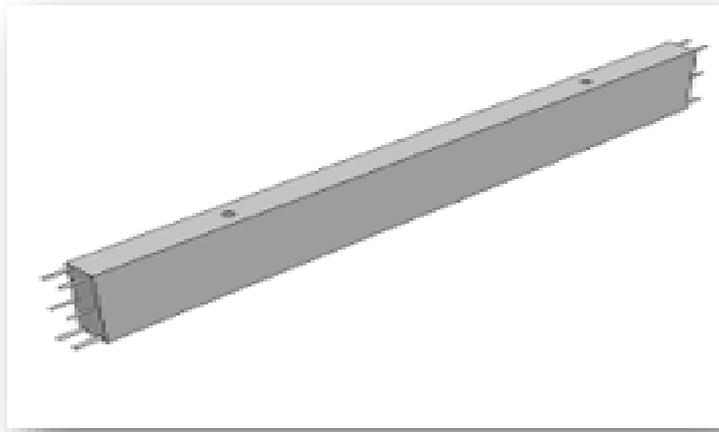
$$h' \geq 6\Phi + 6cm = 13,20 \text{ cm} ; \text{ On adopte : } h' = 15cm$$

### **F- Calcul l'espacement de cadres :**

$$S_t \leq \min(20cm; 15\Phi) = \min(20cm; 18cm)$$

Donc on prend:  $S_t = 20 \text{ cm}$

### VII-5-3- Etude des Longrines:



**Figure VII-7 : Longrine.**

#### **A- Définition :**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction  $\langle F \rangle$ .

#### **B- Dimensionnement de longrine :**

Les longrines auront les dimensions minimales indiquées ci-après:

- **(25\*30) cm<sup>2</sup>** : Pour les sols des fondations de consistance moyenne intermédiaire.
- **(30\*30) cm<sup>2</sup>** : Pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$$

Avec: N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

- ✓ Pour notre cas (site meuble) on prend une section de (30x30) cm<sup>2</sup>.
- ✓  $\alpha = 12$  (d'après RPA 99 / version 2003).

### **C- Ferrailage de la longrine :**

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15Ø)** d'après **RPA 99 / version 2003**.

#### **\*ELU :**

$$N_u = 2052,26 \text{ KN}$$

$$F_u = N_u / 12$$

$$F_u = 2052,26 / 12$$

$$F_u = 171,02 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 8 \times \text{HA12} = 9,05 \text{ cm}^2$$

#### **\*Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times (f_t / f_e) \times b \times d$$

$$A_s \geq 0,23 \times (1,8 / 400) 30 \times 22 = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1,15 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### **\*L'espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\text{Ø}) \quad S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1,2)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

$$\text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

#### **\*Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement :  $\text{Ø}_t = 8 \text{ mm}$ .

$$A_s = 1,5 \text{ cm}$$

#### **\*Condition des armatures transversales :**

$$\text{Ø}_t \geq 1/3 \text{Ø} \quad \text{Ø}_t \geq 1/3 \times 12$$

$$8 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

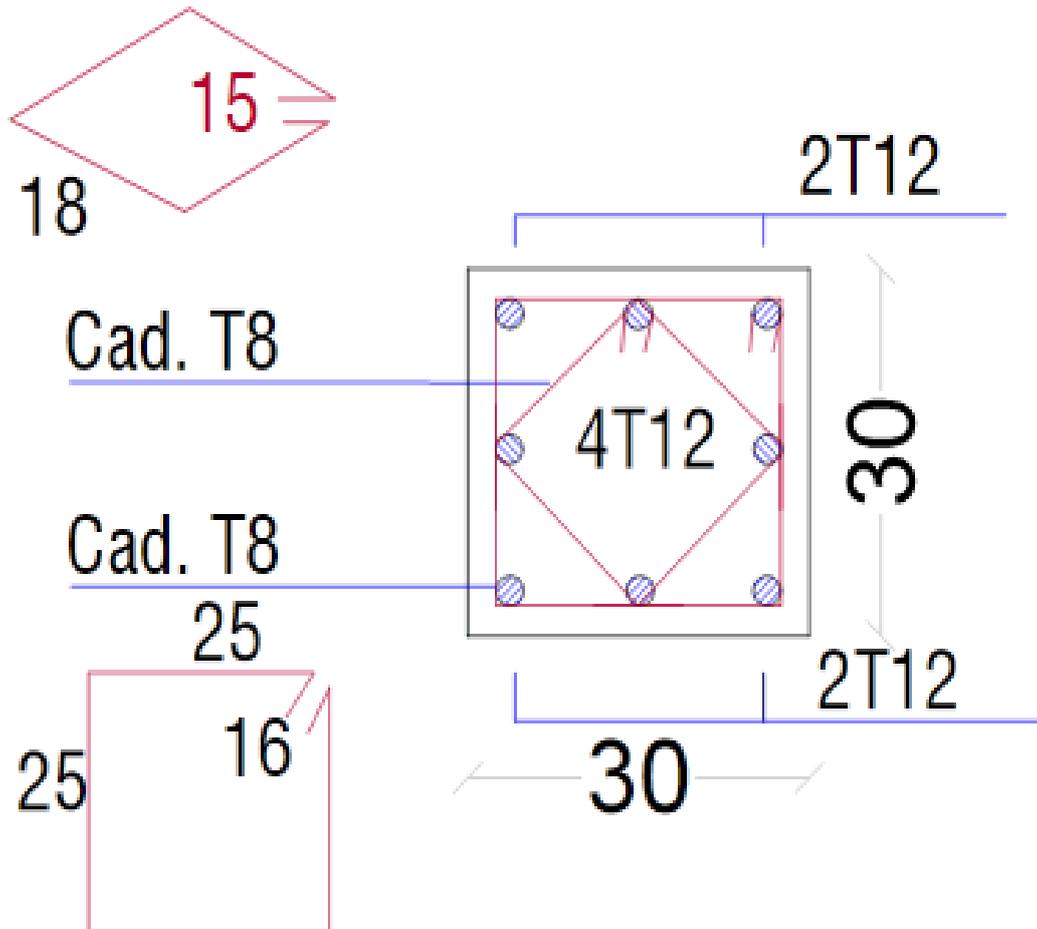


Figure VII-8 : coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée

- Commentaire :

Surface totale de la Tour à sa base : **928,852 m<sup>2</sup>**

$$S_s / S_b > 0,5$$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

### VII-5-4- Etude du radier général :

#### IV-5-4-1- Pré dimensionnement de radier général :

##### A- Epaisseur de Nervure du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

##### Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h$  égale à :  $h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{640}{10} = 64 \text{ cm}$ .

Avec  $L_{max}$  = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

##### Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ )

##### Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} ; L_{max} = 6,4\text{m} \rightarrow 80 \text{ cm} \leq hr \leq 128 \text{ cm}$$

##### Condition de la longueur élastique :

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{max} / \pi$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$L_{max}$  : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

$E_{vj}$  : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ( $E_{vj}$  10819MPa).

$b_1$  : Largeur de la 1<sup>ère</sup> type de nervure du radier = largeur du poteau+10cm= 60 + 10 = 70 cm.

$I$  : Inertie de la section du radier. ( $I = b \times h \times r^3 / 12$ ).

$K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40\text{MPa}$ ).

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4,80\right)^4 \frac{40}{10819}} = 102 \text{ cm}$$

## Chapitre VII : Etude des fondations

**Choix final** : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est **hr = 150cm ; b= 70 cm**.

### B- Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{640}{20} = 64 \text{ cm}$

Avec :  $L_{max}$  = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

### Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} ; L_{max} = 6,4\text{m} \Rightarrow 80 \text{ cm} \leq hr \leq 128 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de **ha = 110 cm** pour la dalle du radier

### C- calcul de surface minimale du radier :

la surface du radier est déterminer en vérifiant la condition suivante :

$$(N_{ser}/S) \geq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{D'ou :}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \quad N = G+Q = \mathbf{150604.26 \text{ KN}}$$

$$\sigma_{sol} = \mathbf{200 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{Donc : } S_{min} = \mathbf{753.021 \text{ m}^2}$$

L'emprise totale de bâtiment est de : **753.021m<sup>2</sup>**

**La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).**

### D- Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h_r/2, 30\text{cm}) = \mathbf{55\text{cm}}$$

$$\text{Soit : } D = 55 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } S_r = S_{BA} + D \times 2 \times (X+Y) = 928.85 + 0.55 \times 2 \times (31.81 + 29.20) = \mathbf{995.96 \text{ m}^2}$$

$S_r$  : Surface de radier.

$S$  : Surface totale de bâtiment.

$X$  : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est  $S_r = 995.96 \text{ m}^2$ .

$S_{\min} > S_{\text{bat}}$

### **E- Vérification du radier :**

#### **1- Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$W \geq \alpha \gamma h S_r$  Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier  $= W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 65557.35 \text{ KN}$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ )

h : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.10 + 0.55 = 1.65 \text{ m}$ )

$S_r$  : Surface du radier ( $S_r = 995.96 \text{ m}^2$ )

$$\alpha \gamma h S_r = 1.53131.653995.96 = 2465.001 \text{ KN}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 2465.00 \text{ KN} < 65557.35 \text{ KN}$$

**La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.**

#### **2- vérification de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à  $45^\circ$ .

la vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a le voile (V5) de longueur 4.2 m

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28}$$

$N_u$  : charge de calcul à l'ELU

$$N_u = \frac{Nu}{L} \quad \text{avec } L = 4.1 \text{ m}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 16298.1$$

$$N_u / \text{ml} = 16298 / 4.1 = 3.9 \text{ MN/ml.}$$

$u_c$  : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 6.4 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 5.04 \text{ MN/ml (C.B.A art A.5.2.4.3)}$$

$$N_u/\text{ml} = 3.88 \text{ MN} < N_u = 7.92 \text{ MN}$$

### 3- Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u = V_u / (b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$V : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = (q_u \times L_{\max})/2 = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

Avec :

$$N_u = 1,35 \times N_{\text{ser}} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1,35 \times 150604,26 + 1,35 \times 1095,55 = 204794,744 \text{ KN}$$

$$N_u = 204794,744 \text{ KN}$$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, L = 6,40m

$$V_u = (q_u \times L_{\max})/2 = \frac{204794,744 \times 1,1}{995,96} \times \frac{6,40}{2} = 0,724 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de}$$

risque de cisaillement.

### 4- Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique > à 1,5.

#### \*Calcul dû à l'effort normal :

$$G + Q = 64461,8051 \text{ KN}$$

#### \*Les moments d'actions sismiques :

##### • sens longitudinal :

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{R_x} = 26908,259 \text{ KN.m}$$

les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{st} = 64461,8051 \times 32,91/2 = 1060719,003 \text{ KN.m}$$

D'où :  $M_{stx}/M_{Rx} = 1060719,003 / 26908,259 = 39,420 > 1,5$

• **sens transversal :**

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{Ry} = 118806,690 \text{ KN.m}$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$M_{sty} = 118806,690 \times 30,37/2 = \mathbf{1804079,588 \text{ KN.m}}$$

D'où :  $M_{sty}/M_{Rx} = 1804079,588 / 118806,690 = 15,185 > 1,5$

**Finalement :** Donc pas de risque de renversement.

**5- Caractéristiques géométriques du radier :**

La forme du radier de notre projet est rectangulaire ( $31,81 \times 29,27$ ) m<sup>2</sup> avec un débordement de 55 cm, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$\left. \begin{array}{l} X_G = 16,455 \text{ m} \\ Y_G = 15,185 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} I_x = ((16,455 \times 2) \times (15,185 \times 2)^3) / 12 = 76821,187 \text{ m}^4 \\ I_y = ((15,185 \times 2) \times (16,455 \times 2)^3) / 12 = 90208,444 \text{ m}^4 \end{array}$$

**6- Calcul des contraintes sous fondation :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_R}{I} \times V$$

**M<sub>R</sub>** : Moment fléchissant dû au séisme.

**N<sub>s</sub>** : Effort dû à  $G + Q$ .

**σ<sub>m</sub>** : Contrainte moyenne de la charge répartie par unité de surface.

On doit vérifier :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times V \leq 1,3 \times \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_m = 1,3 \times \bar{\sigma}_{sol} = 1,3 \times 20 = 26 \text{ t/m}^2$$

### \*Sens transversal :

On adopte une dalle de propreté sous le radier général d'épaisseur 10 cm.

$$N_s = 204794,744 + \text{Poids propre de la dalle de propreté} = 204794,744 + 995,96 \times 0,1 \times 25$$

$$N_s = 207284,644 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} + \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{207284,644}{995,96} + \frac{26908,259}{90208,444} \times 15,185 = 27,27 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} - \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{207284,644}{995,96} - \frac{26908,259}{90208,444} \times 15,185 = 26,36 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{my} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 27,27 + 26,36}{4} = 27,04 \text{ t/m}^2 > 1,3\sigma_{sol} = 26 \text{ t/m}^2$$

### \*Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{207284,644}{995,96} + \frac{118806,690}{76821,187} \times 16,455 = 29,36 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} - \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{207284,644}{995,96} - \frac{118806,690}{76821,187} \times 16,455 = 24,27 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{mx} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 29,36 + 24,27}{4} = 28,09 \text{ t/m}^2 > 1,3\sigma_{sol} = 26 \text{ t/m}^2$$

La contrainte prise en considération dans les calculs de ferrailage est :

### \*Sens transversal :

$$q = \sigma_{my} - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 27,04 - \frac{1095,55}{995,96} = 25,94 \text{ t/m}^2$$

### \*Sens longitudinal :

$$q = \sigma_{mx} - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 28,09 - \frac{1095,55}{995,96} = 26,99 \text{ t/m}^2$$

### 7- Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r}$$

Avec :

$U_{zmax}$ : déplacement maximum «  $U_z$  » à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures : **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.**

$$U_{zmax} = 1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$K$  : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$K = 30000 \text{ KN/m}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol)}$$

$F_z$  : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures:

**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.**

$$F_z = 73302,13 + 1,2 \times 995,96 \times 25 = 103180,93 \text{ kN.}$$

$S_r$  : Surface du radier.

$$S_r = 995,96 \text{ m}^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K = 0,001 \times 30000 = 30 \text{ KN/m}^2 = 0,30 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 0,30 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{73302,13 + 0,1 \times 995,96 \times 25}{995,96} = 103,599 \text{ KN/m}^2 = 1,04 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 1,04 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$



IV-5-4-2-Ferraillage du radier :

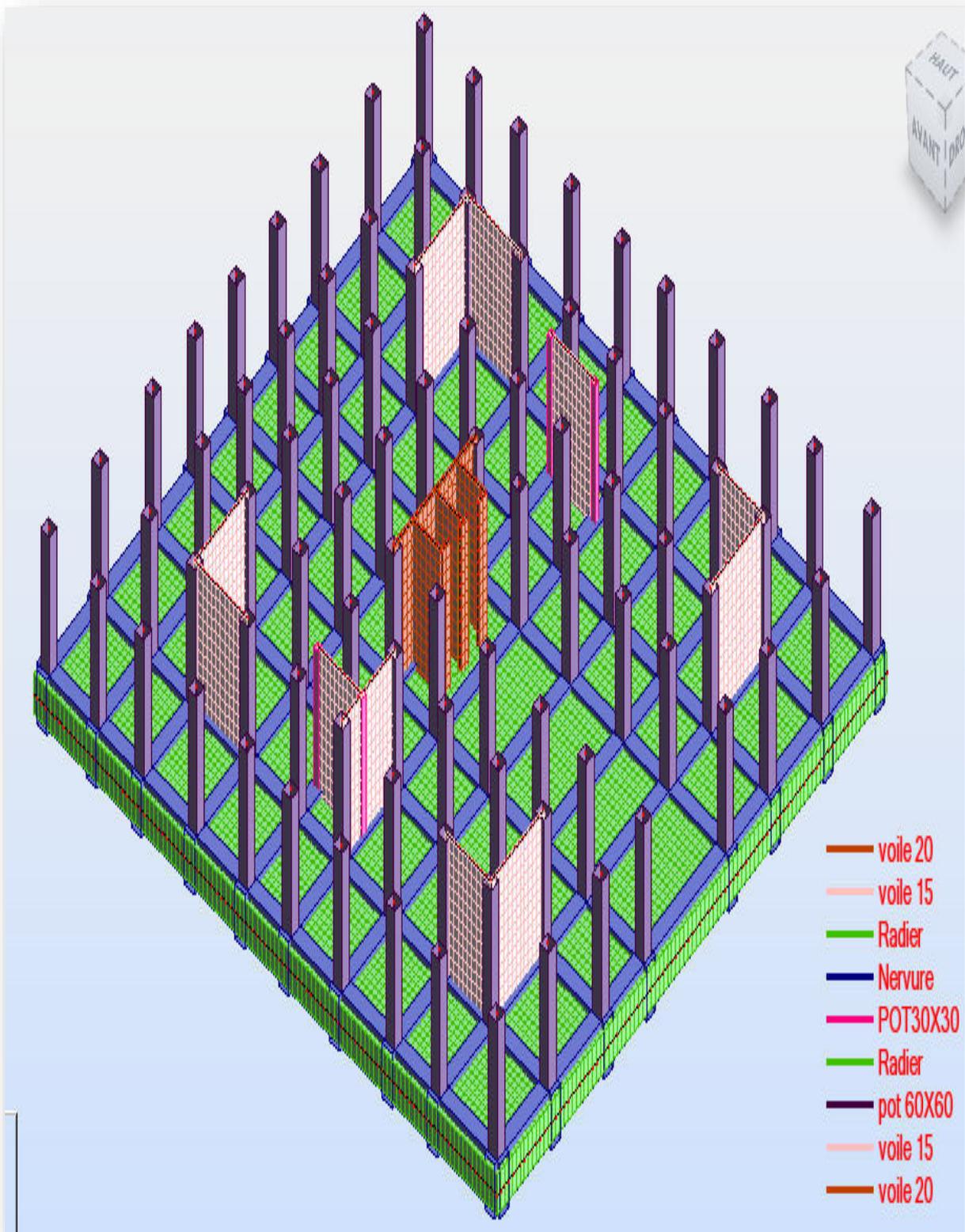


Figure VII-10 : schéma de radier général nervuré

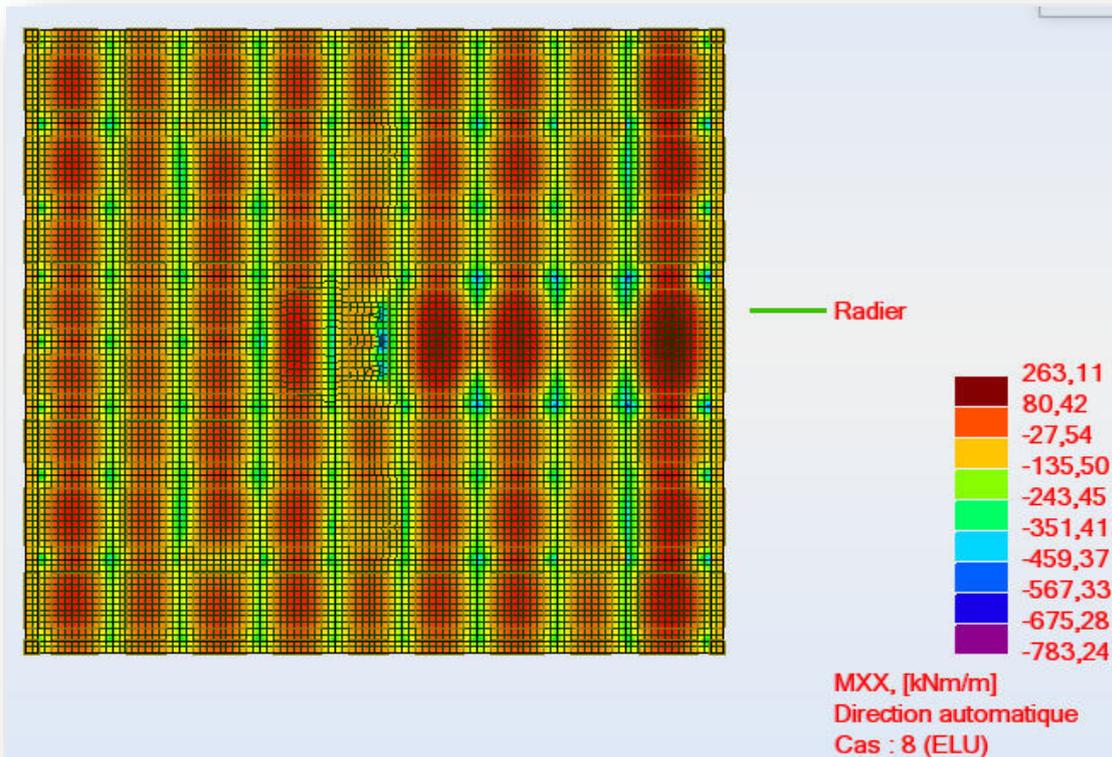


Figure VII-11: différentes sollicitations agissantes aux radier Moment:  $M_{xx}$  «ELU»

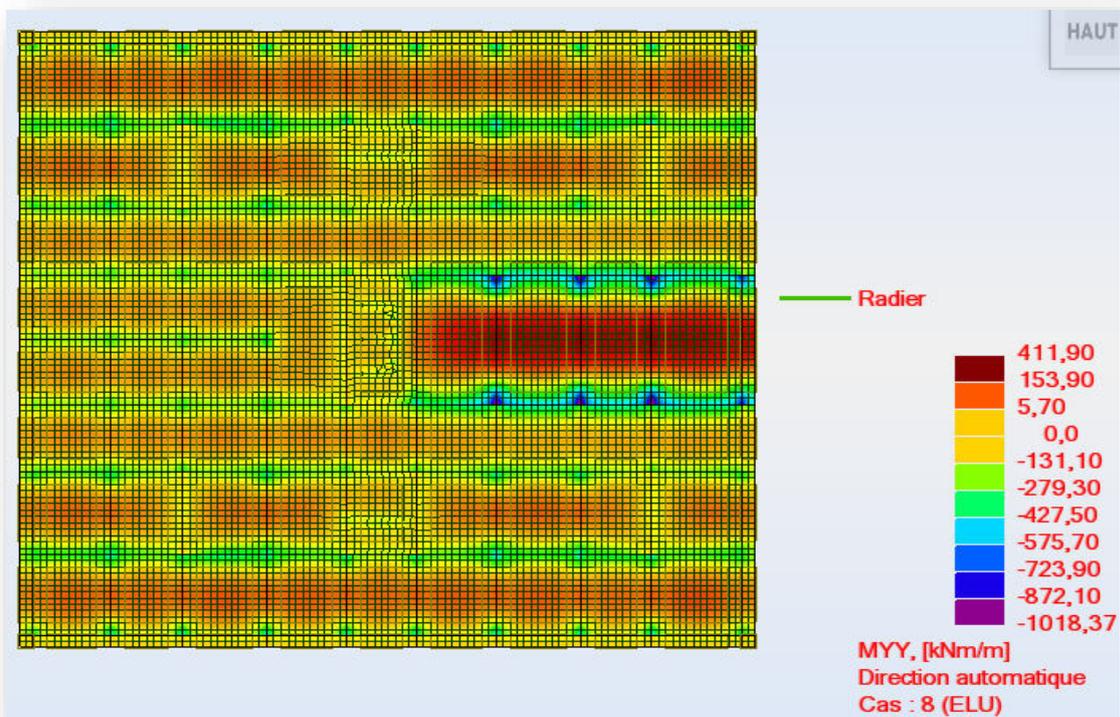


Figure VII-12: différentes sollicitations agissantes aux radier Moment:  $M_{yy}$  «ELU».

### A-Calcul de Ferrailage de la dalle radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 1,00×1,00 »m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant **XX'** et l'autre suivant **YY'**.

### Calcul de ferrailage à l'ELU :

#### En travée :

##### \* Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{263,11 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,99)^2} = 0,0189$$

$$\mu_u = 0,0189 < \mu_r = 0,392$$

➡ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0189})$$

$$\alpha = 0,0239$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,99 \times (1 - 0,4 \times 0,0239)$$

$$Z = 0,981 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{263,11}{0,981 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 07,71 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6×HA14** de section **09.24 cm<sup>2</sup>/ml**.

##### \* Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{411,90 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,99)^2} = 0,0296$$

$$\mu_u = 0,0296 < \mu_r = 0,392$$

➡ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0296})$$

$$\alpha = 0,0376$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,99 \times (1 - 0,4 \times 0,0376)$$

$$Z = 0,9751 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{411,90}{0,9751 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 12,14 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8×HA16** de section **16.08 cm<sup>2</sup>/ml**.

### \*Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 14,49 \text{ cm}^2$$

Donc :  $09,24 + 16,08 = 25,32 \text{ cm}^2 > 14,49 \text{ cm}^2$   Condition vérifiée.

### \*Vérification à l'ELS :

- Il faut vérifiée que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

#### En travée LX :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{263,11}{194,90} = 1,349$$

$$\frac{1,363-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$0,236 \leq 0,425$   Condition vérifiée.

#### En travée LY :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{411,90}{305,11} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$0,236 \leq 0,425$   Condition vérifiée.

#### En appui :

Même étapes de calcul faites pour les niveaux d'appuis :

\* Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = 0,0669$$

$$\alpha = 0,0867$$

$$Z = 0,9556$$

$$A_{st} = 27,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **14×HA16** de section **28.15 cm<sup>2</sup>/ml**.

\* Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = 0,1055$$

$$\alpha = 0,1397$$

$$Z = 0,9441$$

$$A_{st} = 44,63 \text{ cm}^2$$

On adopte : **23×HA16** de section **46.24cm<sup>2</sup>/ml**.

### **\*Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 14,49 \text{ cm}^2$$

Donc :  $28.15 + 46.24 = 74,39 \text{ cm}^2 > 14,49 \text{ cm}^2$   Condition vérifiée.

### **\*Vérification à l'ELS :**

- Il faut vérifiée que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

#### **En travée LX :**

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{929,97}{688,87} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$0,236 \leq 0,425$   Condition vérifiée.

#### **En travée LY :**

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1465,44}{1085,51} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$0,236 \leq 0,425$   Condition vérifiée.

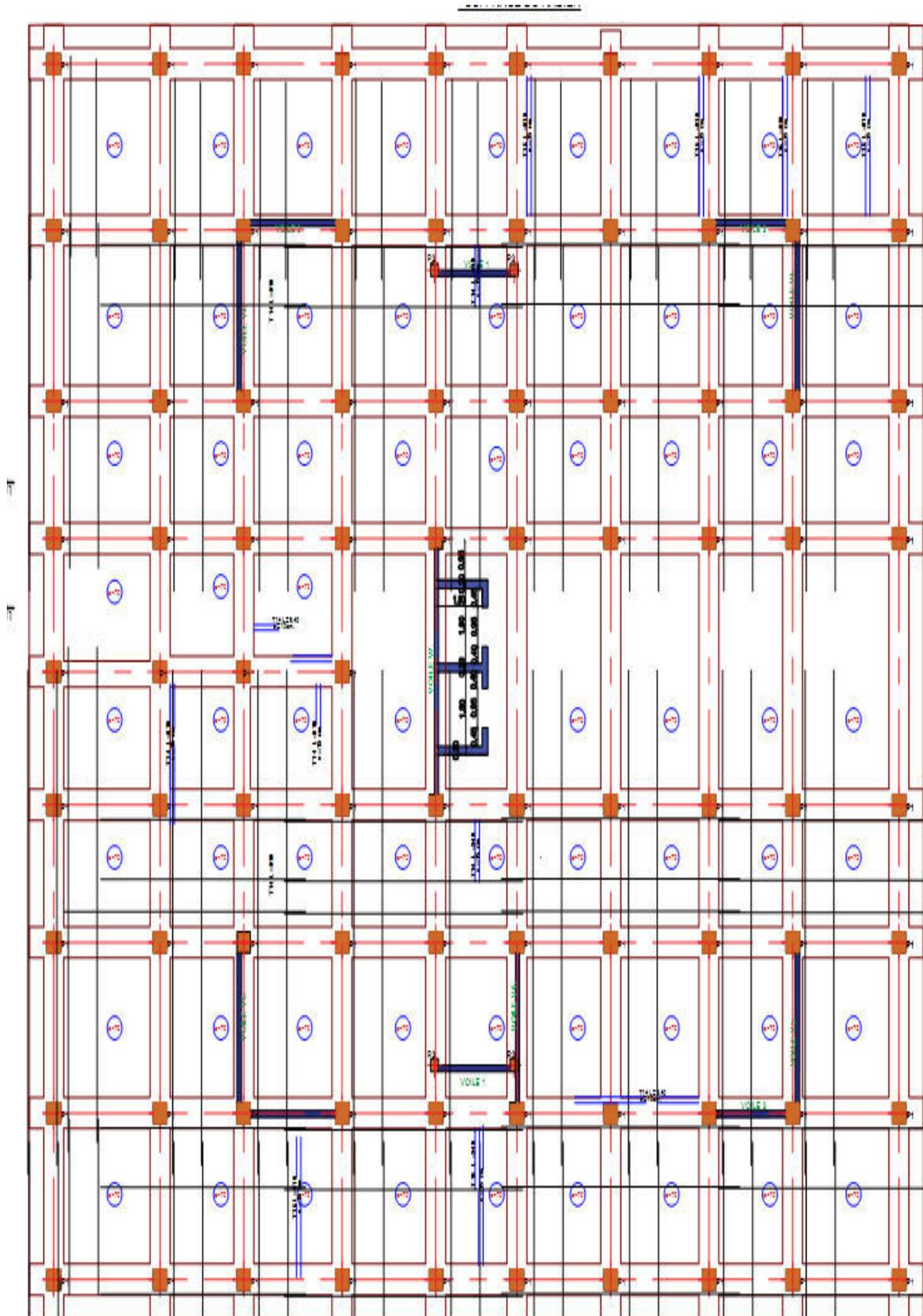
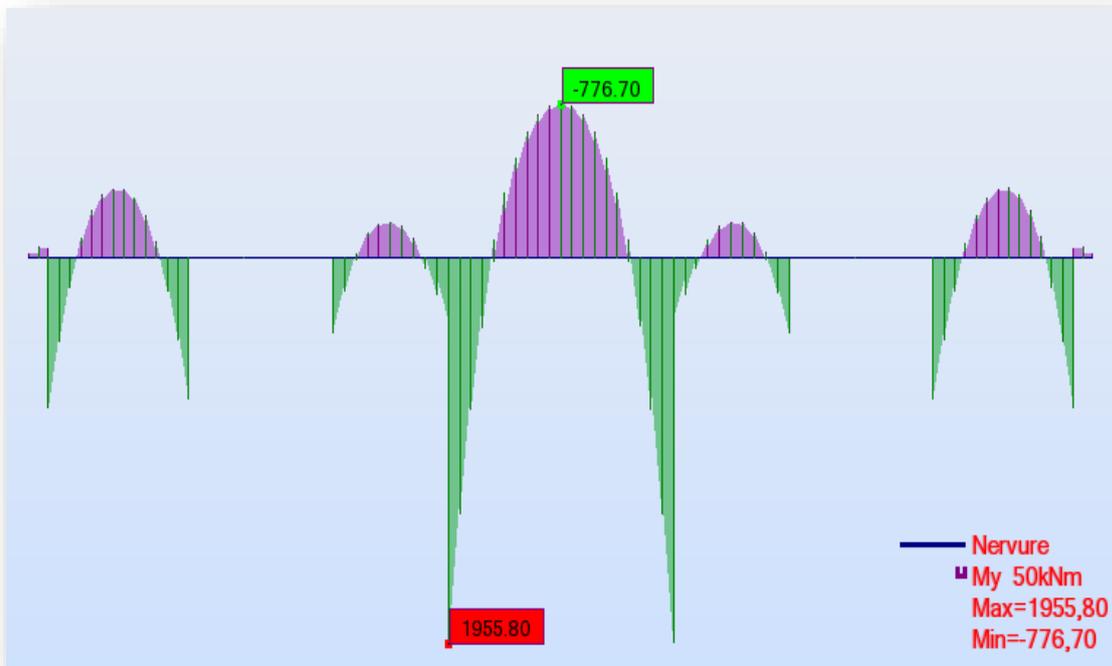


Figure VII-13 : ferrailage de radier général.

### B -Calcul de Ferrailage de nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante :



**Figure VII-14 : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures**

### 1-Ferrailage longitudinal :

#### ELU :

#### \*En travée :

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 776,79 \text{ KN.m}$ .

$$-M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

On a:  $b = 0,70 \text{ m}$ ;  $h_0 = 1,50 \text{ m}$ ;  $d = 0,9 \times h = 1,35 \text{ m}$

$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ .

$$\Rightarrow M_t = 0,70 \times 1,50 \times 14,17 \times (1,35 - \frac{1,50}{2}) = 08,9271 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$ : l'axe neutre est dans la table, les calculs faites en flexion simple avec une section qui était rectangulaire ( $b \times h$ ).

## Chapitre VII : Etude des fondations

$$\mu_u = \frac{M_{utmax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{776,79 \times 10^{-3}}{0,70 \times 14,17 \times (1,35)^2} = 0,0430$$

$$\mu_u = 0,0430 < \mu_r = 0,392$$

➡ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0430})$$

$$\alpha = 0,0549$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,35 \times (1 - 0,4 \times 0,0549)$$

$$Z = 1,3203$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{776,79}{1,3203 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 16,92 \text{ cm}^2$$

On adopte : **9×HA14** de section **18.10cm<sup>2</sup>/ml**.

**\*En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{uamax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{1955,80 \times 10^{-3}}{0,70 \times 14,17 \times (1,35)^2} = 0,1082$$

$$\mu_u = 0,1082 < \mu_r = 0,392$$

➡ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1082})$$

$$\alpha = 0,1434$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,35 \times (1 - 0,4 \times 0,1434)$$

$$Z = 1,2725$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{1955,80}{1,2725 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 44,19 \text{ cm}^2$$

On adopte : **22×HA16/ml** de section **44.23 cm<sup>2</sup>/ml**.

On adopte aussi **5×HA12** de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

**\*Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 14,49 \text{ cm}^2$$

Donc :  $44.23 + 18.10 + 5.65 = 67,98 \text{ cm}^2 > 14,49 \text{ cm}^2$  ➡ Condition vérifiée.

## Chapitre VII : Etude des fondations

### Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 70 \times 120 = 42 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Car on a choisi : } 22 \times \text{HA16} + 09 \times \text{HA16} + 5 \times \text{HA12} = 67,98 \text{ cm}^2.$$

### \*ELS

#### • En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{776,79}{575,233} = 1,33$$

$$\frac{1,33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$0,236 \leq 0,425 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### • En appui :

$$\gamma = \frac{1955,80}{1448,74} = 1,35$$

$$\frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$0,236 \leq 0,425 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

### -Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1965,34 \times 10^{-3}}{0,70 \times 1,35} = 2,08 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisibles : } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (4,29 ; 1,60 ; 07,00)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 12 \text{ mm}$

### Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA 99/version2003(Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale } St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq \min (30 ; 12 \phi_l ; 30\text{cm})$$

On prend : **St = 10cm**

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } \mathbf{St = 15cm}$$

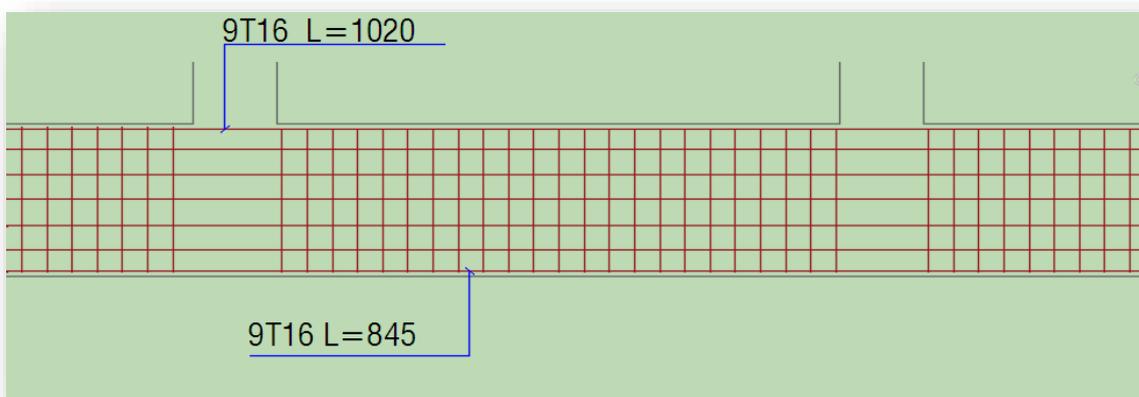
Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 $\phi_t$**  minimum.

**10 $\phi_t$  = 10 $\times$ 1,6 = 16 cm** ; alors on adopte longueur de **15 cm**

### \*Longueur de la zone nodale :

**h' = 2 $\times$ 150 = 240cm**.....RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

**h' = 300 cm.**



**Figure VII-15: ferrailage transversal des nervures aux niveaux de la travée**

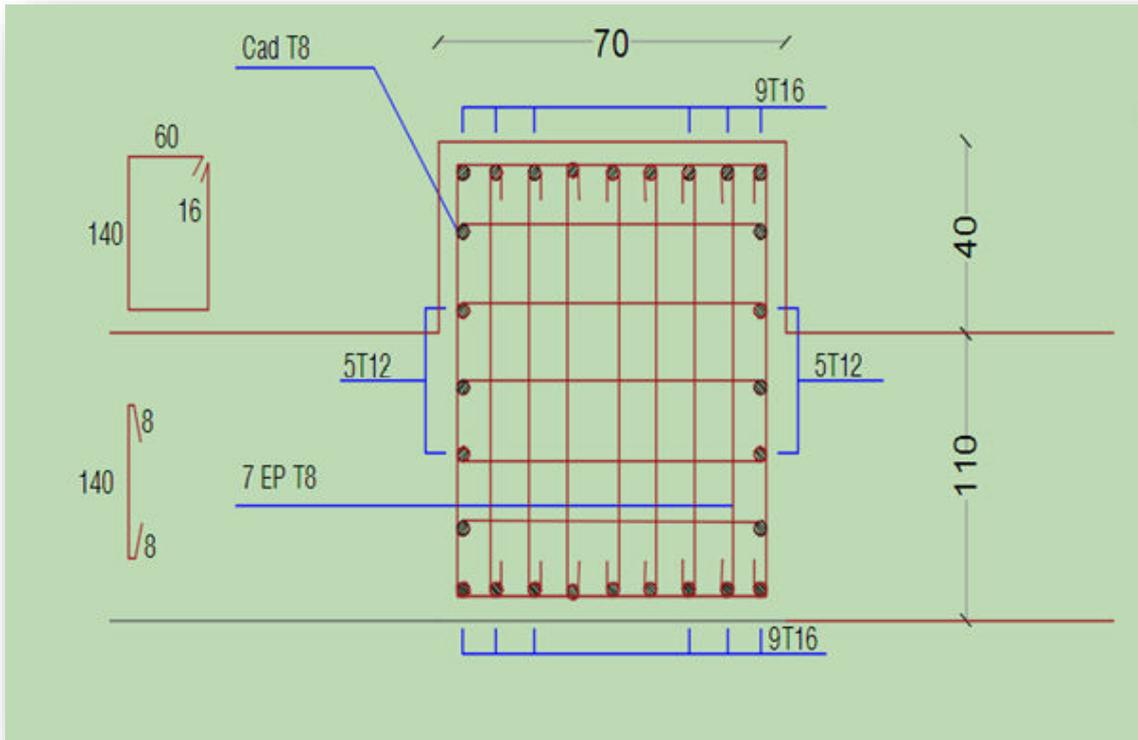


Figure VII-16: coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de la travée

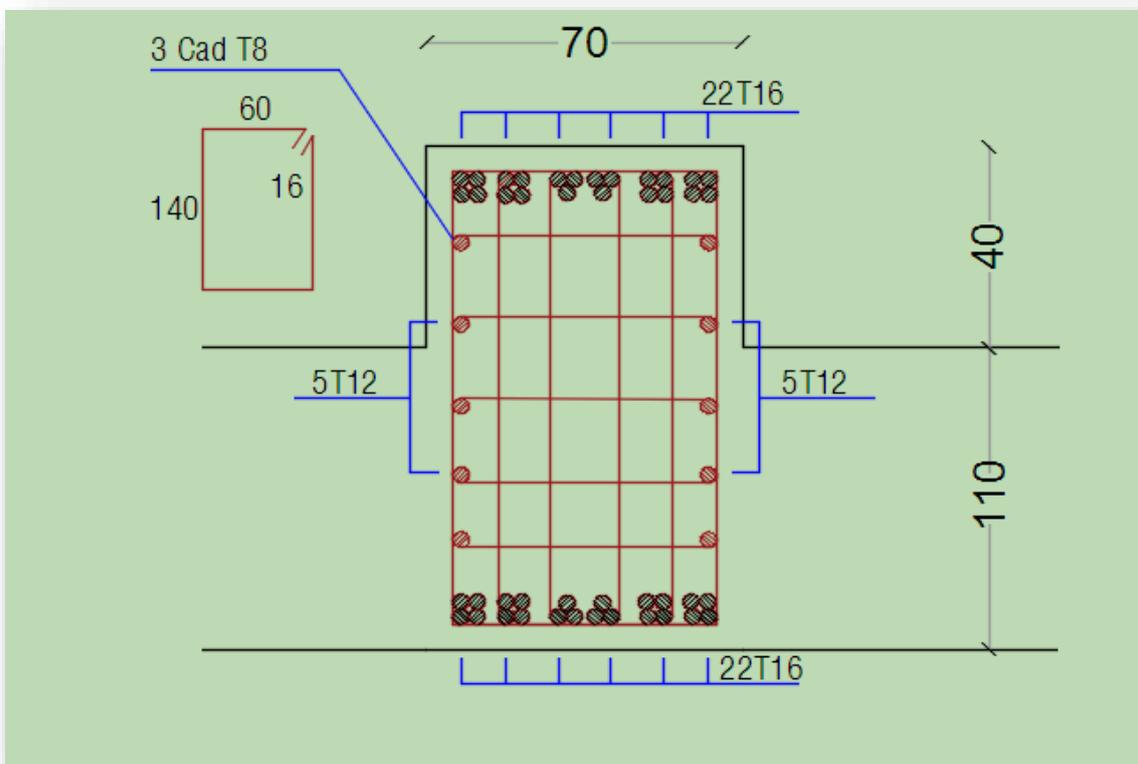


Figure VII-17: coupe de ferrailage des nervures aux niveaux des appuis

## Conclusion

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis aussi de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.
- Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. En effet, le pré dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques.

Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour

Obtenir une : -Structure de bonne stabilité.

-Structure économique.

Donc c'est une première et très importante expérience pour le futur professionnel d'un ingénieur.

## Bibliographie

- ❖ (1). Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- ❖ (2). Document technique réglementaire DTR BC 2 48 règles parasismique algériennes RPA 99 / version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen day Alger).
- ❖ (3). Perchat, J et al : (Pratique du BAEL 91). Eyrolles. 1998
- ❖ (4). Davidivici, D : (Formulaire du béton armé, Volume 2). Le moniteur. 1995
- ❖ (5). CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- ❖ (6). D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation.
- ❖ (7). Document technique réglementaire (D.T.R. C 2-47) Règlement neige et vent "R.N.V.1999".
- ❖ (8). Jean-Marie Paillé : (calcul des structures en béton).
- ❖ (9). Fascicule N° 62 - Titre V : REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL.
- ❖ (10). LCPC SETRA : FOND. 72 (FASCULE 5 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS).
- ❖ (11). Roger FRANK : Calcul des fondations superficielles et profondes.
- ❖ (12). Philippe Reiffsteck : Cours Fondation des ouvrages.

Logiciel :

- ❖ AUTOCAD 2015.....Dessin
- ❖ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....Calcul