

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA  
جامعة -البليدة-1



Faculté de Technologie  
كلية التكنولوجيا  
Département de Génie Civil  
دائرة الهندسة المدنية

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme  
DE MASTER EN GENIE CIVIL  
Options : STRUCTURE ET MAETIAUX  
ET  
STRUCTURE ET REPARATION

### THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT AVEC DECROCHEMENT EN ELEVATION EN BETON ARME

Devant les membres de jury :

Président: .....

Examineur : .....

Promoteur : M<sup>r</sup> DERBALA AMAR

Réalisée par :

Mlle : HAOUA IMANE

Mlle : MESGOU ROMAISSA

PROMOTION : 2013-2014

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ceux qui m'ont toujours aidé et soutenu durant toute ma scolarité.*

*A celle qui s'est sacrifiée et qui ma entourée de son affection, de son amour et m'a encouragée et protégée, celle qui m'a comblée de sa douceur et de sa compréhension, ma très chère maman.*

*A mon père qui a toujours été là quand j'avais besoin de lui.*

*A mes adorables et charmantes sœurs « SARAH, KAOUTAR, YOUSRA ET DOUAA ».*

*A mon frère « MOHAMED ».*

*A mon binôme « ROMAYSSA » pour son soutien et sa compréhension, avec qui j'ai partagé les meilleurs moments à qui je souhaite de bonheur et de réussite dans sa vie.*

*A mes chers amis en particulier « M. Mohamed, T. SOFIANE, F. ILYAS » pour son encouragement.*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aime.*

*Et en fin à tout les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce travail, ou même par un sourire.*

HAOUA IMANE  
MERCI.

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ceux qui m'ont toujours aidé et soutenu durant toute ma scolarité.*

*A celle qui s'est sacrifiée et qui ma entourée de son affection, de son amour et m'a encouragée et protégée, celle qui m'a comblée de sa douceur et de sa compréhension, ma très chère maman.*

*A mon père qui a toujours été là quand j'avais besoin de lui.*

*A mes adorables et charmantes sœurs « HYEY, KHADIDJA, HADIER, ZAHIA ».*

*A mon frère « ABDOU ».*

*A mon binôme « IMEN » pour son soutien et sa compréhension, avec qui j'ai partagé les meilleurs moments à qui je souhaite de bonheur et de réussite dans sa vie.*

*A mes chers amis en particulier*

*« NADIA, NABILA, SALIHA, AAFAF, AHLAM, MERIAM, MADJID, HAMIDOU, MOHAMAD, AMIN, ABDALKADER, DAOUD, OUSSAMA, BILALA, HAKIM ZAKI » pour son encouragement .*

*Sans oublier Mr ABDANOUR pour tous ses efforts et son aide*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aime.*

*Et en fin à tout les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce travail, ou même par un sourire.*

MESGOU ROMAIISA  
MERCI.

# REMERCIEMENTS

*Au terme de ce travail, nous remercions d'abord Dieu le tout puissant qui nous a donné volonté, patience, santé et surtout persévérance durant nos années d'études.*

*En termes de reconnaissance, on tient à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail, en particulier :*

*Notre promoteur Mr DERBALA A pour son aide, ses conseils et sa disponibilité, a contribué à l'amélioration et à la finalité de notre travail.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants du département Génie civil de l'université de Blida1, car ce travail n'aurait pu se concrétiser sans la matière première qu'ils ont mise à notre disposition.*

*On remercie également nos amis qui ont apporté une aide de près ou de loin sans exception.*

# Introduction

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre structure qui est en forme irrégulière « L ».

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent surtout l'état de l'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après Celui de 21 MAI 2003 frappé à BOUMERDESS.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment constitué de deux parties dont une à 9 étages et l'autre de 6 étages (décrochement en élévation) avec 1 sous-sol et de voire l'effet de la suppression de ces trois étages sur le comportement en général du bâtiment et sur les fondations, qui sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, poutrelle, escalier, les dalles).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Plan de masse.....	2
<b>Figure I.2</b> : Plan étage courant à usage d'habitation.....	3
<b>Figure I.3</b> : dimension en plan .....	4
<b>Figure I.4</b> : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU .....	6
<b>Figure I.5</b> : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS .....	6
<b>Figure 1.6</b> : Diagramme contraintes-déformations de l'acier .....	7
<b>Figure II.1</b> : Coupe verticale du planche terrasse.....	13
<b>Figure II.2</b> : Coupe verticale du plancher courant.....	13
<b>Figure II.3</b> : Constitution d'un mur extérieur.....	15
<b>Figure II.4</b> : Section réduite du poteau.....	18
<b>Figure II.5</b> : Section réduite du poteau.....	20
<b>Figure II.6</b> : Schéma du voile.....	24
<b>Figure III.1</b> : dimension du corps creux .....	25
<b>Figure III.2</b> : les poutrelles .....	30
<b>Figure III.3</b> : disposition constructive des armatures de la table de compression .....	40
<b>Figure III.4</b> : acrotère .....	41
<b>Figure III.5</b> : sollicitation de l'acrotère .....	41
<b>Figure III.6</b> : Diagramme des Effets à l'ELU .....	43
<b>Figure III.7</b> : disposition des armatures .....	43
<b>Figure III.8</b> : distance à l'axe neutre .....	45
<b>Figure III.9</b> : ferrailage de l'acrotère .....	47
<b>Figure III.10</b> : Dimensions de l'escalier .....	48
<b>Figure III.11</b> : schéma statique de l'escalier .....	49

<b>Figure III.12 :</b> charges sur l'escalier .....	51
<b>Figure III.13 :</b> diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant.....	52
<b>Figure III.14 :</b> : ferrailage de l'escalier .....	57
<b>Figure III.15 :</b> : schéma statique du balcon .....	58
<b>Figure III.16 :</b> diagramme des efforts internes .....	59
<b>Figure III.17 :</b> schéma de ferrailage du balcon .....	61
<b>Figure III.18 :</b> dimension de dalle .....	62
<b>Figure III.19 :</b> ferrailage de la dalle pleine.....	66
<b>Figure III.20 :</b> dimension de la dalle machine .....	67
<b>Figure IV.1 :</b> Spectre de réponse .....	80
<b>Figure IV.2 :</b> disposition des voiles (modèle 1).....	80
<b>Figure IV.3.</b> disposition des voiles (modèle final) .....	85
<b>Figure V.1 :</b> Schéma de ferrailages des poteaux .....	103
<b>Figure V.2 :</b> Arrêt des barres .....	112
<b>Figure V.3 :</b> schéma de ferrailage des poutres sens porteurs .....	114
<b>Figure V.4 :</b> schéma de ferrailage de poutres non porteuses .....	114
<b>Figure V.5 :</b> Schéma des contraintes développées dans un voile .....	116
<b>Figure V.6 :</b> Schéma descriptif pour le calcul de la bande .....	116
<b>Figure V.7 :</b> disposition des voiles .....	117
<b>Figure V. 8 :</b> schéma de ferrailage de poteau du voile (RDC,1 <sup>er</sup> ) .....	121
<b>Figure V.9 :</b> schéma de ferrailage du voile <b>Vy1</b> (RDC,1 <sup>er</sup> ) .....	121
<b>Figure V .10 :</b> diagrammes des moments résistants .....	123
<b>Figure V.11 :</b> Schéma de ferrailage de linteau .....	126
<b>FigureVI.1 :</b> l'effet de cisaillement du sol .....	128
<b>Figure VI.2;</b> Surface de l'ouvrage .....	131
<b>Figure VI.3;</b> Radier nervuré .....	133

<b>Figure VI.4.</b> Schéma statique du bâtiment .....	135
<b>Figure VI.5 .</b> Contraintes sous le radier .....	136
<b>Figure VI.6.</b> Ferrailage de la Dalle du Radier .....	140
<b>Figure VI.7.</b> Ferrailage des nervures XX et YY .....	143
<b>Figure VI.8.</b> Schéma statique du débord .....	144
<b>Figure VI.9:</b> Diagramme des Moments. ....	144
<b>Figure VI.10.</b> Ferrailage du Débord .....	145
<b>Figure VI.11:</b> Schéma statique représente la poussée de terre sur le voile périphérique...	146
<b>Figure VI.12.</b> Ferrailage du voile périphérique .....	150



## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableaux II.1:</b> Charge permanente du plancher terrasse inaccessible .....	13
<b>Tableaux II.2:</b> Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	14
<b>Tableau II.3:</b> Charges permanentes des dalles pleines .....	14
<b>Tableau II.4:</b> Charges permanentes du mur double cloison .....	15
<b>Tableau II.5:</b> Charges permanentes dues au balcon .....	15
<b>Tableau II.6:</b> Dégression en fonction du nombre d'étages.....	16
<b>Tableau II.7 :</b> choix des sections des poteaux .....	22
<b>Tableau. II.8 :</b> Choix des sections des poteaux .....	23
<b>Tableau III.1 :</b> Efforts obtenus par CAQUOT.....	31
<b>Tableau III.2 :</b> Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée .....	32
<b>Tableau III.3 :</b> Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis .....	33
<b>Tableau III.4</b> Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS .....	35
<b>Tableau.III.5:</b> Récapitulatif du calcul de la flèche.....	37
<b>Tableau.III.6:</b> Charge à l'ELU et l'ELS.....	51
<b>Tableau.III.7:</b> Ferrailage de l'escalier .....	53
<b>Tableau.III.8:</b> Vérification à l'E.L.S .....	55
<b>Tableau.III.9:</b> Vérification de la flèche de l'escalier.....	56
<b>Tableau.III.10:</b> Combinaison des charges .....	58
<b>Tableau.III.11:</b> Calcul des efforts internes .....	58
<b>Tableau.III.12:</b> : Ferrailage du balcon .....	59
<b>Tableau.III.13:</b> Vérification des contraintes du balcon .....	61

<b>Tableau.III.14:</b> Ferrailage de la dalle pleine .....	<b>63</b>
<b>Tableau.III.15 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	<b>65</b>
<b>Tableau.III.16:</b> Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens $L_x$ ) .....	<b>69</b>
<b>Tableau III.17 :</b> Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens $L_y$ ) .....	<b>69</b>
<b>Tableau III.18 :</b> Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis .....	<b>70</b>
<b>Tableau III.19 :</b> Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens .....	<b>71</b>
<b>Tableau IV.1</b> Période et facteurs de participation massique du modèle initial .....	<b>78</b>
<b>Tableau IV.2.</b> Vérification des déplacements inter étages (modèle initial) .....	<b>79</b>
<b>Tableau IV.3.</b> participation massique du modèle 1.....	<b>81</b>
<b>Tableau IV.4 :</b> Vérification des déplacements inter étages de modèle1 .....	<b>82</b>
<b>Tableau IV.5:</b> vérification l'effort normal réduit .....	<b>82</b>
<b>Tableau IV.6:</b> augmentation des sections .....	<b>83</b>
<b>Tableau IV.7 :</b> participation massique du modèle 2 .....	<b>83</b>
<b>Tableau IV.8 :</b> Vérification des déplacements inter étages de modèle 2 .....	<b>84</b>
<b>Tableau IV.9.</b> participation massique du modèle final .....	<b>85</b>
<b>Tableau IV.10 :</b> Vérification des déplacements inter étages de modèle final .....	<b>86</b>
<b>Tableau IV.11:</b> augmentation des sections .....	<b>87</b>
<b>Tableau IV.12.</b> Vérification l'effet p- $\Delta$ inter étages du modèle final .....	<b>88</b>
<b>Tableau V.1 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ) .....	<b>90</b>
<b>Tableau V.2 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ) .....	<b>91</b>
<b>Tableau V.3 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) .....	<b>91</b>
<b>Tableau V.4 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).....	<b>92</b>
<b>Tableau V.5 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).....	<b>92</b>
<b>Tableau V.6 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) .....	<b>93</b>
<b>Tableau V.7 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).....	<b>93</b>
<b>Tableau V.8 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).....	<b>94</b>
<b>Tableau V.9 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) .....	<b>94</b>
<b>Tableau V.10 :</b> Choix des armatures des poteaux .....	<b>95</b>

<b>Tableau V.11</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux .....	96
<b>Tableau V.12</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux .....	96
<b>Tableau V.13</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux .....	97
<b>Tableau V.14</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux .....	98
<b>Tableau V.15</b> : Espacements maximales selon RPA99 .....	99
<b>Tableau V.16</b> : Choix des armatures transversales pour les poteaux .....	100
<b>Tableau VI.17</b> : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure .....	102
<b>Tableau V.18</b> : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	104
<b>Tableau V.19</b> : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	105
<b>Tableau V.20</b> : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	105
<b>Tableau V.21</b> : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle) .....	106
<b>Tableau V.22</b> : Choix des armatures pour les poutres porteuses .....	107
<b>Tableau V.23</b> : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable) .....	107
<b>Tableau V.24</b> : Vérification de la condition de non fragilité .....	108
<b>Tableau V.21</b> : Vérification des poutres principales à l'ELS .....	109
<b>Tableau V.22</b> : Vérification des poutres secondaires à l'ELS .....	109
<b>Tableau V.23</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement .....	110
<b>Tableau V.24</b> : Calcul des armatures transversales .....	111
<b>Tableau V.25</b> : Vérification de la Flèche des Poutres. XX .....	112
<b>Tableau V.26</b> : Vérification de la Flèche des Poutres. YY .....	112
<b>Tableau V.27</b> : Ferrailage vertical des voiles et poteaux.....	118
<b>Tableau V.28</b> : Choix des armatures .....	119
<b>Tableau V.29</b> : ferrailage horizontal .....	120
<b>Tableau V.30</b> : ferrailage des poteaux du voile.....	<b>121</b>
<b>Tableau VI.1</b> : Sections des semelles filantes.....	129
<b>Tableau VI.2</b> : Efforts normaux appliqués sur le radier. ....	131
<b>Tableau VI.3</b> : Choix de hauteur des nervures .....	134
<b>Tableau VI.4</b> : Représentant les valeurs de Nr, Mr, e0 .....	135

<b>Tableau VI.5:</b> Contraintes sous le radier à l'ELU.....	137
<b>Tableau VI.6:</b> Contraintes sous le radier à l'ELS .....	137
<b>Tableau VI.7:</b> Calcul des moments à l'ELU .....	139
<b>Tableau VI.8:</b> Calcul des moments à l'ELS .....	139
<b>Tableau VI.9:</b> Ferrailage des panneaux du radier.....	139
<b>Tableau VI.10 :</b> Vérification des contraintes.....	140
<b>Tableau VI.11.</b> Ferrailage des nervures (sens porteur) .....	141
<b>Tableau VI.12 :</b> Ferrailage des nervures (sens non porteur) .....	141
<b>Tableau VI.13.</b> Vérification des contraintes.....	142
<b>Tableau VI.14.</b> Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.....	145
<b>Tableau VI.15.</b> Ferrailage du voile périphérique.....	147
<b>Tableau VI.16.</b> Vérification des contraintes a l' ELS.....	149
<b>Tableau VI.17.</b> Redimensionnement des Armatures.....	149
<b>Tableau VI.18.</b> Vérification des contraintes (correction).....	149



**INTRODUCTION :**

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+9+1SS) à usage d'habitation avec le réez de chaussée a usage commercial. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de **Blida** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton arme **CBA 93, BAEL 91** et aux règles parasismiques **RPA 99 version 2003**

**I.1 présentation de l'ouvrage :**

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme L est comporte de 2 cotés (R+9 et R+6) avec un sous sol.

Le bâtiment se compose de:

- Un sous sol a usage dépôt
- Un réez de chausse a sage commercial
- Le 1<sup>ère</sup> et le 2<sup>ème</sup> étages est constitués de bureaux
- Les autres étages sont à usage d'habitation avec trois logements par étage sauf le 7<sup>ème</sup> jusqu'au 9<sup>ème</sup> étage deux appartements.
- Une terrasse inaccessible dans les 2 cotés.

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2 selon le RPA99/2003. C'est un ouvrage courant ou d'importance moyenne (bâtiments d'habitation ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

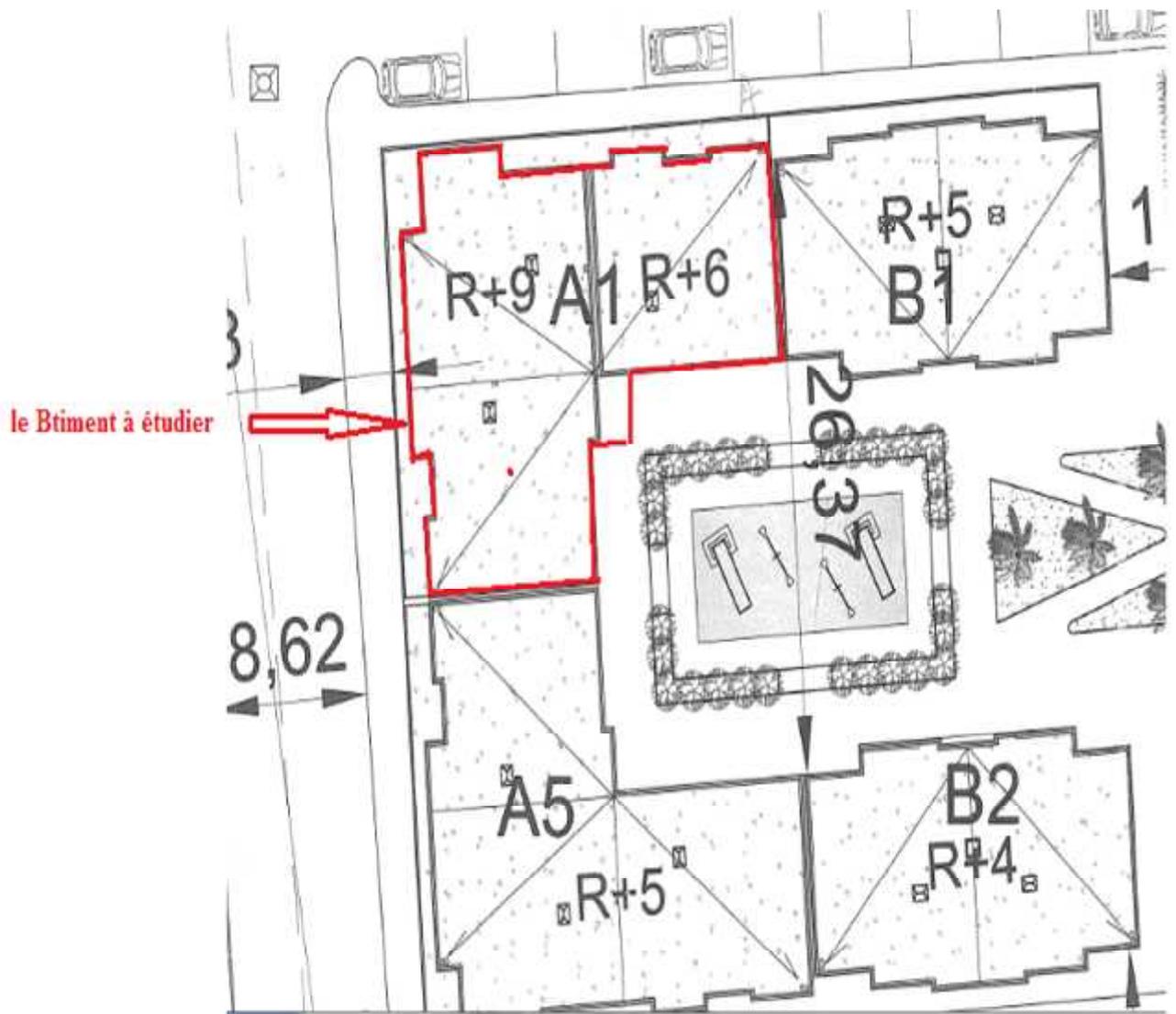


Figure. I.1: Plan de masse

### I.1.1 Dimensions en plan :

Les plus grandes dimensions sont :

- Longueur :  $L = 21.48\text{m}$
- Largeur :  $l = 17.78\text{ m}$

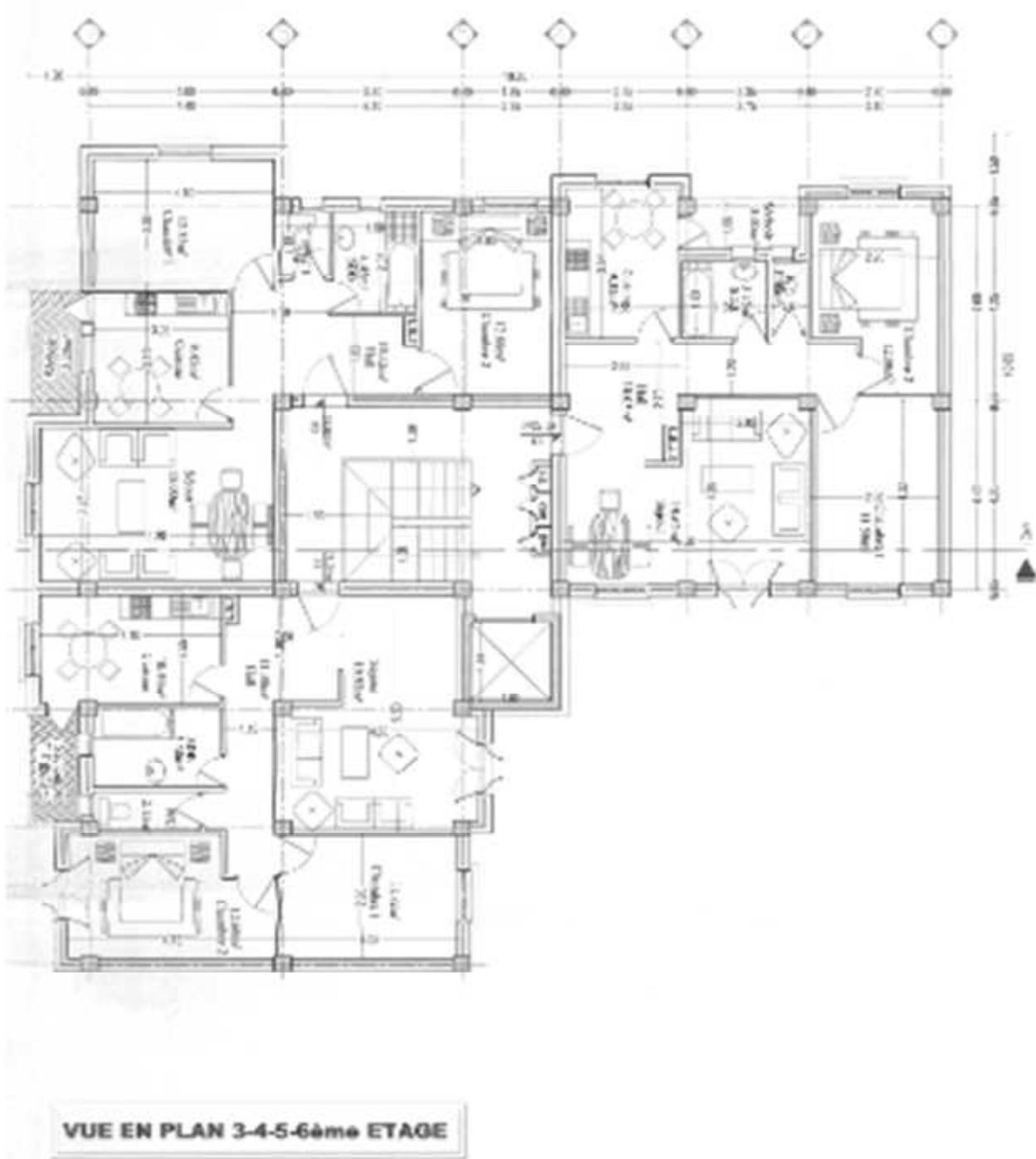
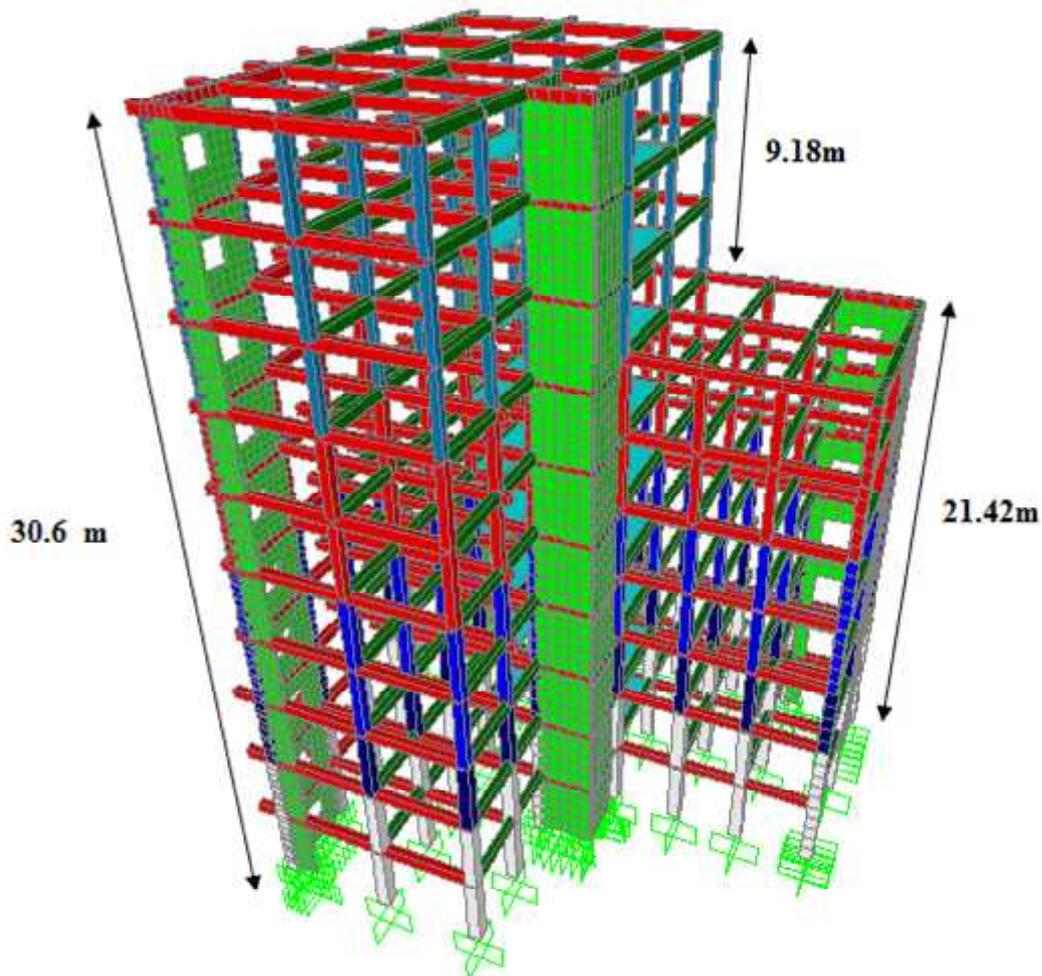


Figure. I.2: Plan étage courant à usage d'habitation

**I.1.2 Dimensions en élévation :**

Les dimensions en élévation du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- La hauteur d'étage est de 2,85m pour le sous-sol et 3,06m pour tous les étages.
- La hauteur totale du bâtiment est de 30.60m.



**Figure I.3 :** dimension en plan

**I.1.3 Système structural :**

La stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales est assurée par une structure résistante constituée de portiques et des voiles en béton armé.

**I.2 Les matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures (CBA93).

**I.2.1 Le béton :**

Le rôle du béton est de reprendre les efforts de compression. Le béton à utiliser dans notre structure est dosé avec du CPA à 350Kg/m<sup>3</sup> dont les caractéristiques sont les suivantes :

**I.2.1.1 Résistance à la compression :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " $f_{c28}$ ") déterminée par essai sur éprouvettes normalisées.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée par la formule suivante :

$$-f_{cj} = j / (4.76 + 0.85j) \quad f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$-f_{cj} = j / (1.4 + 0.95j) \quad f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

Dans ce projet on admet une résistance à la compression de 25MPa.

**I.2.1.2 Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$-f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

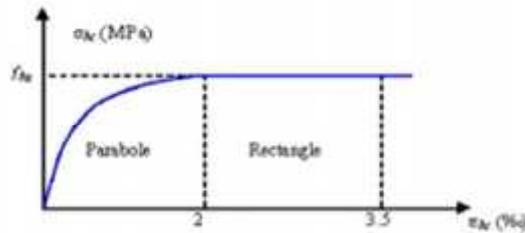
$$-f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

D'où : avec une résistance caractéristique à la compression de 25MPa, on aura :  $f_{t28} = 2,1$  MPa.

**I.2.1.3 Contraintes limites :****a. A l'état limite ultime :**

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme dit "parabole rectangle". En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.



**Figure I.4:** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

Avec :

–  $f_{bu}$ : Contrainte ultime du béton en compression,  $f_{bu} = 0.85f_{cj}/\theta\gamma_b$

–  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1,5 pour les combinaisons normales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

–  $\theta$ : coefficient qui tient compte de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures, 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement  $\tau_u$  est limitée par :

–  $\bar{\tau} = \min \{ 0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa} \} = 3,33\text{MPa}$ , dans le cas d'une fissuration peu nuisible ;

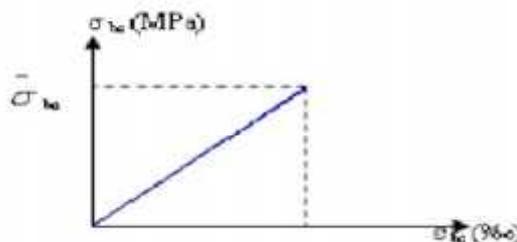
–  $\bar{\tau} = \min \{ 0.15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa}$ , dans le cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

**b. A l'état limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme contraintes-déformations du béton reste dans le domaine élastique linéaire, défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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



**Figure I.5:** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

### 1.2.1.4 Modules de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{i28} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée (pour un chargement de longue durée)  $E_{v28}$  est donné par la formule suivante :

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

### 1.2.2 L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. On le combine avec le béton pour corriger la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction. L'acier doit être conforme aux textes réglementaires en vigueur.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont :

- Fe E400 HA (Limite d'élasticité garantie :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- Fe E240 RL (Limite d'élasticité garantie :  $f_e = 240 \text{ MPa}$ ).

#### 1.2.2.1 Contraintes limites :

##### a. A l'état limite ultime :

La contrainte limite des aciers est donnée par :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$  ;

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles ;
- $\gamma_s = 1.15$  cas de générale.

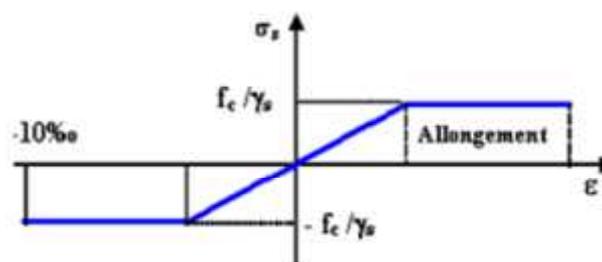


Figure 1.6: Diagramme contraintes-déformations de l'acier

L'allongement :  $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$

L'allongement (où le raccourcissement) est limité à 10 %

**b. A l'état limite de service :**

Les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa.};$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ (1/2) f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \};$

–  $\eta$  : Coefficient de fissuration, avec :

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL) ;

$\eta = 1,65$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

**1.3 Les règlements utilisés :**

Les calculs effectués et les dispositions constructives adoptées dans le cadre de ce projet sont conformes aux règles de calculs et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie.

- Le C.B.A 93 ;
- D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes 1999 avec addenda de 2003 » ;
- DTR-B.C.2.2 : « charges permanentes et d'exploitation » ;
- BAEL 91 : Béton armé aux états limites.

**1.4 Caractéristiques du sol d'assise :**

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue après les investigations géotechniques est de 2 bars.

**INTRODUCTION :**

Les dimensions des éléments seront déterminées en utilisant les formules de pré dimensionnement qui découlent des limitations de déformations. Ces dimensions doivent aussi vérifier les conditions imposées par la réglementation [CBA93,BAEL91] et en particulier les valeurs minimales imposées par le RPA.

**II.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :**

L'ouvrage étudié comporte des planchers à corps creux pour les étages courants (habitation, bureaux), et de type dalles pleines pour les cages des escaliers et les balcons et RDC (commerce).

**II.1.1 Plancher à corps creux :**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (ou condition de Limitation de la flèche) [2] :

$$ht \geq \frac{L}{225}$$

Avec :

- L: portée maximale entre nus d'appuis ;
- **ht**: hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression)

$$L = \min \{L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)\}$$

$$\text{donc : } L = \max \{460\text{cm}; 440\text{cm}\} \quad L = 440\text{cm} \quad L=440-30=410\text{cm}$$

$$\text{d'où: } ht \geq 410/22,5 \quad ht \geq 18.22\text{cm} \quad ht = 20\text{cm}$$

on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$ht = d + e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm (hauteur de corps creux)}$$

$$e = 4 \text{ cm (épaisseur de la dalle de compression)}$$

**II .1 .2 dalle pleine**

Elle concerne les escaliers, RDC (commerce)et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur . L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes [5] :

**II.1.2.1 Résistance au feu**

- $e = 7$  cm pour une heure de coupe-feu .
- $e = 11$  cm pour deux heures de coupe feu.

**II.1.2.2 Condition d'isolation acoustique :**

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e " selon la nature des bruits : [2]

$$\text{-Contre les bruits aériens : } M_{\text{plancher}} \geq 400 \text{ Kg /m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2$$

$$e \Rightarrow 16 \text{ cm.}$$

$$\text{-Contre les bruits d'impacts : } M_{\text{plancher}} \geq 350 \text{ Kg /m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$$

$$e \Rightarrow 14 \text{ cm.}$$

**II.1.2.3 Condition de rigidité**

- Dalle reposant sur deux appuis :  $L_{\text{max}}/35 < e < L_{\text{max}}/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_{\text{max}}/50 < e < L_{\text{max}}/40$

$L_{\text{max}}$  étant la portée de la dalle.

**Dalle pleine (RDC commerce) :**

La dalle repose sur 4 cotés

$$L_x = 440\text{cm} - 30\text{cm} = 410\text{cm}$$

$$\frac{410}{50} < e < \frac{410}{40} \quad 8,20 \text{ cm} < e < 10,25 \text{ cm}$$

**Dalle pleine ( balcon ) :**

La dalle repose sur 2 cotés

$$L_x = 150 \text{ cm}$$

$$\frac{150}{35} < e < \frac{150}{30} \quad 4,25\text{cm} < e < 5 \text{ cm}$$

**Dalle pleine (escalier) :**

$$L_x = 440 \text{ cm}$$

La dalle repose sur 3 cotés

$$\frac{410}{50} < e < \frac{410}{40} \quad 8,20 \text{ cm} < e < 10,25 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

on adopte pour toutes les dalles pleines **e=16 cm.**

**II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

Le pré dimensionnement des poutres se fait conformément aux règles CBA93, les vérifications des dimensions arrêtées se feront selon les exigences du RPA99 v 2003.

**II .2 .1 poutres porteuses :**

- $\frac{L_{max}}{16} < h < \frac{L_{max}}{10}$
- $0,3 h < b < 0,7 h$

Avec :

$L_{max}$  : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux

$h$  : la hauteur de la section

$b$  : la largeur de la section.

**La hauteur (h) :**

$$L_{max} = 4,30 \text{ m} \rightarrow (430/16) \leq h \leq (430/10) \\ 26,87\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}$$

Soit :  **$h = 40 \text{ cm.}$**

**La largeur (b) :**

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40) \\ 12 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit :  **$b = 30 \text{ cm.}$**

**Notation :**

On prend **b=30cm** car les murs extérieurs en épaisseur 30 cm.

**Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :**

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [1]$$

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

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**II.2.2 poutre non porteuse :**

- $\frac{L_{max}}{16} < h < \frac{L_{max}}{10}$

- $0,3 h < b < 0,7 h$

Avec :

$L_{max}$  : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteau

$h$  : la hauteur de la section

$b$  : la largeur de la section.

**La hauteur (h) :**

$$L_{max} = 4,10 \text{ m} \rightarrow (410/16) \leq h \leq (410/10)$$

$$25,63 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$ .

**La largeur (b) :**

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Vérification selon les exigences du RPA99 v2003 :**

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [1]$$

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

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

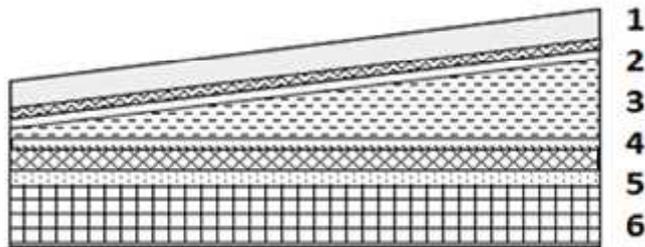
$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

**Les dimensions finales des poutres sont :**

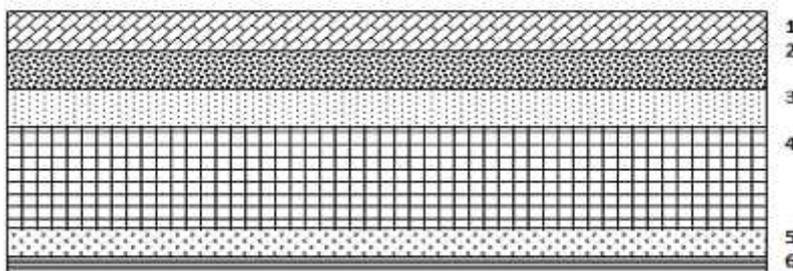
- Les poutres porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$ .
- Les poutres non porteuse :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$ .

**II. 3 EVALUATION DES CHARGES :****II.3.1 Plancher terrasse :****a-Charge permanente (plancher en corps creux) :****Figure II.1 :** Coupe verticale du plancher terrasse

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,72</b>

**Tableau II-1** Charge permanente du plancher terrasse inaccessible**b- Charge d'exploitation :**

$$Q = 1,0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{plancher terrasse inaccessible}) .$$

**II.3.2 Plancher étage courant :****a-Charge permanente (plancher en corps creux) :****Figure II.2 :** Coupe verticale du plancher courant

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	1,00
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,34</b>

**Tableau II.2 :** Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

**b- Charge d'exploitation :**

Q= 1,5 kN/m<sup>2</sup> (usage : habitation).

Q=2,5kN/m<sup>2</sup> (usage : bureau).

**II.3.3 Plancher RDC en dalle pleine :**

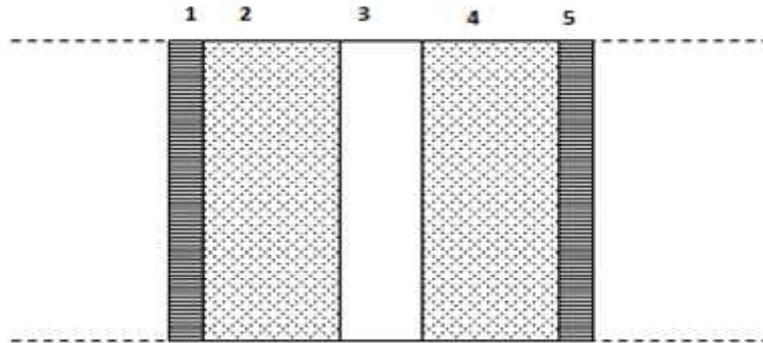
**a-Charge permanente :**

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,16	25	4.00
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Cloison de distribution	0.10	-	1.00
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,7</b>

**Tableau II.3 :** Charges permanentes des dalles pleines

**b- Charge d'exploitation :**

Q= 5 ,00 kN/m<sup>2</sup> (usage : commerce).

**II.3.4 Maçonnerie :****Murs extérieurs (doubles cloisons) :****Figure II.3:** Constitution d'un mur extérieur

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.15	-	1.30
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	-	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>				<b>2.76</b>

**Tableau II.4 :** Charges permanentes du mur double cloison**II.3.5 balcon :****a-Charge permanente :**

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Plancher dalle pleine	0.16	25	4.00
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>				<b>4,94</b>

**Tableau II.5.** Charges permanentes dues au balcon

**b- Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

**II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :**

Un poteau est un élément structurel vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Les murs porteurs en béton peuvent avoir un rôle semblable.

**II.4.1 charges revenant au poteau :**

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux. que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2]

Sous le terrasse :  $Q_0$

Sous le 9ème étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 8ème étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7ème étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6ème étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5ème étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$  [6] (page 16)

Niveau	$Q_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{cumulée}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
T	1,00	1,00
P9	1,5	2,5
P8	1,5	3,85
P7	1,5	5,05
P6	1,5	6,1
P5	1,5	7
P4	1,5	7,75
P3	1,5	8,5
P2	2,5	9,93
P1	2,5	11,33
RDC	5,00	14,325
P sous sol	2,5	15,636

**Tableau II.6 :** Dégression en fonction du nombre d'étages.

**II.4.2 Calcul des sections des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (calculé en considérant le poteau le plus sollicité), déterminé par la descente de charges.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes [1] :

$$\text{Min } (b, h) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

- La section des aciers ne doit pas dépasser 4% de la section du béton [3].
- L'effort normal ultime  $N_u$  agissant dans un poteau (compression centrée) doit être au

plus égal à la valeur suivante [3] :  $N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$  ..... [3]

avec

\*  $N_u$  : effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$  ;

\*  $\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ) ;

$\lambda$  : élancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$  ;

$l_f$  : longueur de flambement ;

$i$  : rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$  ;

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$  ;

\*  $B$  : surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ) ;

\*  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ) ..... situation durable ;

\*  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ) ..... situation durable ;

\*  $f_e$  : limite élastique de l'acier feE40 ( $f_e = 400\text{MPa}$ ) ;

\*  $f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ) ;

\*  $A_s$  : section d'acier comprimée ;

\*  $Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $l_{cm}$  d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$ ) [ $m^2$ ].

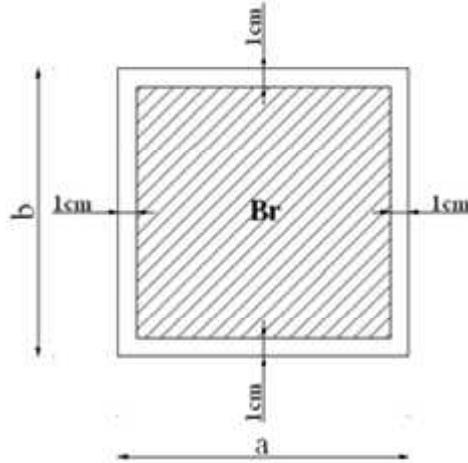


Figure II.4: Section réduite du poteau

\* Selon le "BAEL 91 modifié 99" [3]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda}{35}} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \frac{50^2}{\lambda} \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$  :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,066N_u$$

**\* Le minimum requis par “RPA99 version 2003” [1]**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec

$(a ; b)$  : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

**\* Vérification à l'ELS**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} \leq 0,6f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec

$N_{ser}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{ser}=N_G+N_Q$ )

$B$  : section de béton du poteau

$A_s$  : section des armatures : ( $A_s=1\%B$ )

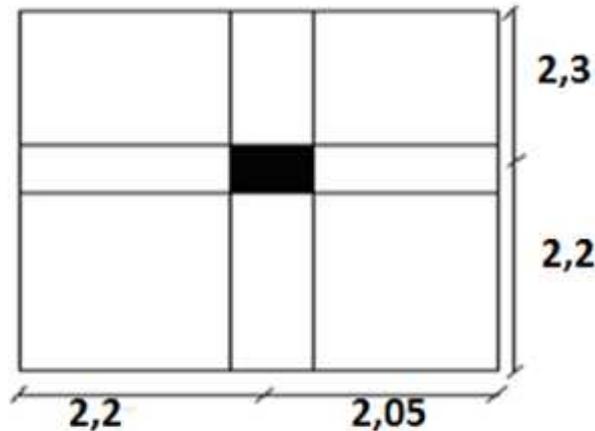
$n$  : coefficient d'équivalence :  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

$\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**Poteau central :**



**Figure II.5:** Section réduite du poteau

Surface des planchers supportées par ce poteau = 19,125m<sup>2</sup>.

**Poids revenant au 10<sup>ème</sup> niveau :**

- Poids du plancher terrasse .....  $G \times S = 6,72 \times 19,125 = 128,52 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,5 \times (0,40 - 0,20) \times 0,30 \times 25 = 6,75 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,25 \times (0,40 - 0,20) \times 0,30 \times 25 = 6,375 \text{ kN}$

**$G_T = 141.645 \text{ KN}$**

Poids revenant au 10<sup>ème</sup> niveau  $G_{10} = G_T = 141.645 \text{ kN}$

**Poids revenant au 9<sup>ème</sup> niveau :**

- Poids du plancher courant  $(.G_{CC} \times S_1) + (G_{D.P} \times S_2) = (5,34 \times 14,615) + (6,7 \times 4,51) = 108,261 \text{ kN}$
- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,435 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .....  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,5 \times (0,40 - 0,16) \times 0,30 \times 25 = 8,1 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,25 \times (0,40 - 0,16) \times 0,30 \times 25 = 7,65 \text{ kN}$

**$G = 130,45 \text{ KN}$**

Poids revenant au 9<sup>ème</sup> niveau  $G_9 = G + G_{10} = 272.095 \text{ kN}$

**Poids revenant au 8<sup>ème</sup> niveau :**

poids revenant au 8<sup>ème</sup> niveau  $G_8 = G + G_9 = 402.545 \text{ kN}$

**Poids revenant au 7<sup>ème</sup> niveau :**

Poids revenant au 7<sup>ème</sup> niveau  $G_7=G+G_8=532.995 \text{ kN}$

**Poids revenant au 6<sup>ème</sup> niveau :**

Poids revenant au 6<sup>ème</sup> niveau  $G_6=G+G_7=663.445 \text{ kN}$

**Poids revenant au 5<sup>ème</sup> niveau :**

Poids revenant au 5<sup>ème</sup> niveau  $G_5=G+G_6=793.895 \text{ kN}$

**Poids revenant au 4<sup>ème</sup> niveau :**

Poids revenant au 4<sup>ème</sup> niveau  $G_4=G+G_5=924.345 \text{ kN}$

**Poids revenant au 3<sup>ème</sup> niveau :**

Poids revenant au 3<sup>ème</sup> niveau  $G_3=G+G_4=1054.795 \text{ kN}$

**Poids revenant au 2<sup>ème</sup> niveau :**

Poids revenant au 2<sup>ème</sup> niveau  $G_2=G+G_3=1185.245 \text{ kN}$

**Poids revenant au 1<sup>er</sup> niveau :**

Poids revenant au 1<sup>er</sup> niveau  $G_1=G+G_2=1315.695 \text{ kN}$

**Poids revenant au RDC:**

- Poids du plancher courant .....  $G \times S = 6,7 \times 19,125 = 128,13 \text{ kN}$

- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,16) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,525 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale .  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,5 \times (0,40 - 0,16) \times 0,30 \times 25 = 8,1 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,25 \times (0,40 - 0,16) \times 0,30 \times 25 = 7,65 \text{ kN}$

$$\mathbf{G=150,40KN}$$

Poids revenant au poteau du RDC  $G_{RDC}=G+G_1=1466.095 \text{ kN}$

**Poids revenant au poteau du sous sol :**

- Poids du plancher courant .....  $G \times S = 6,7 \times 19,125 = 128,13 \text{ kN}$

- Poids du poteau .....  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (2,84 - 0,16) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,03 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale .  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,5 \times (0,40 - 0,16) \times 0,30 \times 25 = 8,1 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire .....  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,25 \times (0,40 - 0,16) \times 0,30 \times 25 = 7,65 \text{ kN}$

$$\mathbf{G=149,91KN}$$

Poids revenant au poteau du sous sol  $G_{SS}=G+G_{RDC}=1616.005$  kN

**Exemple de calcul :**

**Calcul de poteau du 9<sup>ème</sup> étage :**

$$\text{Pour le 9<sup>ème</sup> étage on a : } \begin{cases} N_{GT} = 141.645 \text{ kN} \\ N_G = 130,45 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{G9} = N_{GT} + N_G = 272.095 \text{ kN}$$

$$N_{Q9} = Q_9 \times S = 2.5 \times 19,125 = 47,80 \text{ kN}$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 439.028 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u9} \quad Br \geq 2,89710^{-2} m^2$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a-0,02)^2 \quad a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,190m$$

$$a=b=19,02\text{cm}$$

Le choix: **a=b=30 cm**

**Vérification de la section à l'ELS :**

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 319.895 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} = 3.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Niveaux	G	Q	ELU	ELS	BR	a=b	RPA	Choix	$\sigma_{ser}$	obs
9 <sup>ème</sup>	272.095	47.81	439.05	319.91	289.77	19.02	30x30	30	3.09	VEF
8 <sup>ème</sup>	402.545	73.63	653.88	476.18	431.56	22.77	30x30	30	4.60	VEF
7 <sup>ème</sup>	532.995	96.58	864.42	629.58	570.51	25.89	30x30	30	6.08	VEF
6 <sup>ème</sup>	663.445	116.66	1070.64	780.11	706.63	28.58	30x30	35	5.54	VEF
5 <sup>ème</sup>	793.895	133.88	1272.57	927.77	839.90	30.98	30x30	35	6.59	VEF
4 <sup>ème</sup>	924.345	148.22	1470.19	1072.56	970.33	33.15	30x30	35	5.83	VEF
3 <sup>ème</sup>	1054.795	162.56	1667.82	1217.36	1100.76	35.18	30x30	40	6.62	VEF
2 <sup>ème</sup>	1185.245	189.91	1884.95	1375.16	1244.07	37.27	30x30	40	5.91	VEF
1 <sup>ème</sup>	1315.695	216.69	2101.22	1532.38	1386.80	39.24	30x30	40	6.58	VEF
RDC	1466.095	273.87	2390.03	1739.97	1577.42	41.72	30x30	45	6.05	VEF
S.SOL	1616.005	298.92	2629.99	1914.93	1735.75	43.66	30x30	45	6.66	VEF

**Tableau II.7 : choix des sections des poteaux**

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le

tableau suivant :

<b>Etages</b>	<b>Sections des poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>
sous sol et RDC	45x45
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	40x40
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	35x35
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	30x30

**Tableau. II.8 :** Choix des sections des poteaux

### II.4.3. LES VOILES :

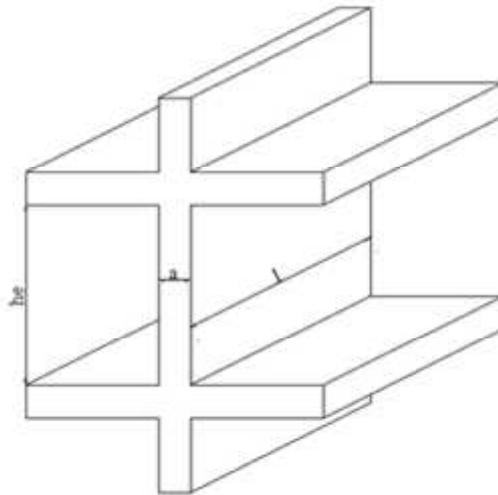
#### A.4.3.1. INTRODUCTION :

D'après l'article 7.7.1 du RPA99/2003, les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$l$  :Longueur du voile.

$a$  :Epaisseur du voile

$h_e$  :hauteur de l'étage



**Figure II.6:** Schéma du voile

D'après le "*RPA 99 version 2003*" [1], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " $h_e$ " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66m \rightarrow a > \frac{h_e}{20} = 13,3cm$$

On prend :  $a = 15\text{ cm}$

D'après le "*RPA 99 version 2003*" [1] :  $a_{\min} = 15cm$

$a = 15cm = a_{\min} = 15cm \dots \dots \dots$  vérifiée

**Introduction :**

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments résistants principaux qui contribuent au contreventement directement.
- Les éléments non structuraux qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Cependant, ces derniers doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- les planchers.
- L'acrotère.
- Les escaliers.
- les balcons et les dalles pleines.

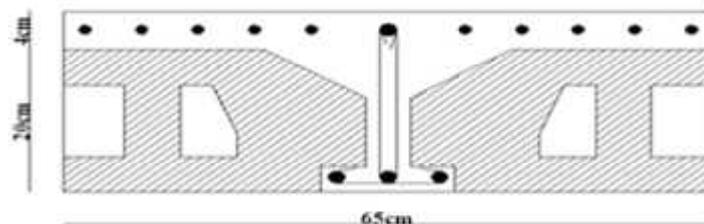
**III.1. ETUDE DES PLANCHERS :****III.1.1. Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

**III.1.2. Plancher en corps creux :**

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$  avec une dalle de compression de  $5 \text{ cm}$  d'épaisseur.



**Figure III.1 :** dimension du corps creux

**a. Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

**a.1. Dimensions de la poutrelle :**

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{410}{25} \leq h \leq \frac{410}{20}$$

$$\Rightarrow 16,4 \leq h \leq 20,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 18 \text{ cm} & ; & h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

**a.2. Calcul des moments :**

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

**a.2.1. Méthode forfaitaire [3] :**

**a.2.1.1. Domaine d'application :**

**H<sub>1</sub> :**  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$

**H<sub>2</sub> :** Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans la travée en continuité. différente

**H<sub>3</sub> :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

**H<sub>4</sub> :** Fissuration non préjudiciable.

**a.2.1.2. Exposé de la méthode :**

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_i \geq \text{Max} \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_i \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

$M_0$  : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

### **Moment sur appuis :**

- $M=0,2M_0$ .....appuis de rive
- $M=0,6M_0$ .....pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

### **a.2.2. Méthode de CAQUOT [3] :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

#### **a.2.2.1. Exposé de la méthode :**

##### **• Moment sur appuis :**

\*  $M_a = 0,15M_0$ .....Appuis de rives

\*  $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ .....Appuis intermédiaires

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

##### **• Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l'_w$ " à gauche et " $l'_e$ " à droite, avec :

$l'=l$ .....pour une travée de rive

$l'=0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

• **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_w}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l_w} \\ T_e = -\left(\frac{ql_w}{2} + \frac{M_e}{l_w}\right) \end{cases}$$

Avec :

$T_w$ : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$ : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**a.3. Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.

\* **1<sup>ère</sup> étape :** Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée L=4,10m
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
  - Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Surcharge due à l'ouvrier Q=1kN/m<sup>2</sup>

**Evaluation des charges et surcharges :**

• **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle.....0,12x0,05x25=0,15kN/ml

Poids du corps creux.....0,65x0,20x14=1,82kN/ml

**G=1,97kN/ml**

- **Charges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

**Combinaison des charges :**

**E.L.U :**  $q_u=1,35G+1,5Q=3,64 \text{ kN/ml}$

**E.L.S :**  $q_{ser}=G+Q=2,62 \text{ kN/ml}$

**Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,10)^2}{8} = 7,65 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (4,10)^2}{8} = 5,50 \text{ kNm}$$

**Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u=7.65 \text{ kNm} ; b=12 \text{ cm} ; d=4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=14,17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,22 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

\* **2<sup>ème</sup> étape :** Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té"

**Evaluation des charges et surcharges :**

**Plancher terrasse :**

- **Charge permanentes :**

$$G=6,72 \times 0,65=4,36 \text{ kN/ml}$$

- **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

**Plancher courant :**• **Charge permanente :**

$$G=5,43 \times 0,65=3,47 \text{ kN/ml}$$

• **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml} \quad (\text{Habitation})$$

$$Q=2,5 \times 0,65=1,625 \text{ kN/ml} \quad (\text{Bureau})$$

**Combinaison des charges :**• **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,86 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=5,01 \text{ kN/ml}$$

• **Plancher courant :*****Habitation :***

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,14 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4,44 \text{ kN/m}$$

***Bureau :***

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=7,12 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=5,09 \text{ kN/m}$$

**Conclusion :**

Le plancher courant (bureau) est le plus sollicité.

• **Poutrelles à sept travées :**

**Figure III.2 :** les poutrelles

$$\begin{cases} q_u = 7,12 \text{ kN / ml} \\ q_{ser} = 5,09 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire:

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Alors, on utilise la méthode de CAQUOT.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes suivants :

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Tw	Te	Tw	Te
1	-0,40	-0,29	1-2	1,73	0,03	0,02	6,18	-1,91	4,42	-1,36
2	-6,77	-4,84	2-3	4,10	7,39	5,28	16,39	-14,99	11,72	-10,71
3	-8,40	-6,01	3-4	3,8	5,78	4,13	13,10	-15,26	9,37	-10,91
4	-5,81	-4,15	4-5	1,95	-0,79	-0,56	3,57	-5,40	2,55	-3,86
5	-2,86	-2,86	5-6	2,55	2,22	1,59	10,26	-8,80	7,33	-6,29
6	-4,33	-4,33	6-7	2,45	2,92	2,09	9,01	-7,69	6,44	-5,49
7	-3,22	-3,22	7-8	2,80	5,46	3,90	10,87	-11,92	7,77	-8,52
8	-1,05	-1,05								

Tableau III .1 :Efforts obtenus par CAQUOT

### Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

#### b. Calcul du ferrailage :

- On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\underline{\text{E.L.U.}}: M_{tu}^{max}=7,39\text{kNm}$$

$$M_{au}^{max}=8,40\text{kNm}$$

$$T_u^{max}=16,39\text{kN}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : M_{tser}^{max} = 5,28 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max} = 6,01 \text{ kNm}$$

### **b.1. Ferrailage en travée :**

$h = 18 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 16,2 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 63,09 \text{ kNm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
7,39	0,030	Oui	0	0,038	15,94	Oui	10‰	348	1,33

**Tableau.III.2** : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

### **b.1.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,33 \text{ cm}^2 ; 1,27 \text{ cm}^2\} = 1,33 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T10+1T8  $A_s = 2,07 \text{ cm}^2$

### **b.2. Ferrailage sur appuis :**

On a :  $M_{au}^{max} = 8,40 \text{ kNm} < M_{tab} = 63,09 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) en flexion simple.

$M_u(knm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
8,40	0,188	Oui	0	0,262	14,49	Non	3,18‰	348	1,66

**Tableau.III.3 :** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

**b.2.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,234cm^2$$

$$A_s = 1,66cm^2 > A_s^{min} = 0,234cm^2$$

Le choix 1T10+1T12  $A_s = 1,92cm^2$

**c. Vérifications :**

**c.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{max} = 16,39kN$ .

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,2 f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Tel que :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d} = 0,843MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Au voisinage des appuis :**

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [3] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 11,92kN$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{11,92 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 162} = 0,681MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [3] :**

$$A_s = 1,92cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,342cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [3] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{16,39.10^3}{0,9 \times 120 \times 162} = 0,936 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**c.2.1. Vérification des contraintes du béton [3] :**

Soit “y” la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l’axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance “y” de l’axe neutre :

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

D’après l’organigramme de la vérification d’une section rectangulaire à l’ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

**Détermination de l’axe neutre :**

On suppose que l’axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b = 65 \text{cm}(\text{travée})$  ;  $b_0 = 12 \text{cm}(\text{appuis})$  ;  $c = c' = 2 \text{cm}$

y : Est solution de l’équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d’inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l’hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance “y” et le moment d’inertie “I” se Calculent par les formules suivantes :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
<i>Travée</i>	5,28	2,07	0	3,48	5936,96	3,09	Vérifiée
<i>Appuis</i>	6,01	1,92	0	3,37	5569,97	3,63	Vérifiée

**Tableau.III.4 :** Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

**c.2.2. Vérification de la flèche :** ( Victor Davidovici, Formulaire du Béton Armé: Volume1;'Eléments de Calcul ;'Moniteur, 1996. )

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=18cm; b_0=12cm; d=16,2cm; L=4,10m; M_{tser}=5,28kNm; M_0=10,70kNm; A_s=2,07cm^2;$

$$\bullet \frac{h}{L} = 0,0439 < 0,0625 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$$

$f_e=400MPa.$  Alors:  $\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0106 < 0,0105 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

$$\bullet \frac{h}{L} = 0,0439 < 0,0493 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$$

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [3].

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

$$\bar{f} = 0,88cm \dots \dots \dots (L=4,10m)$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durées.

**- Position de l'axe neutre " $y_1$ " [BAEL] :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène " $I_0$ " [BAEL] :**

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs (Victor Davidovici)**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_I$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
5,28	2,07	2,89	0,0106	157,45	3,878	1,551	0,5812	19988,82	6756,50	10511,25

**Tableau.III.5 :** Récapitulatif du calcul de la flèche

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,4cm \quad (L = 4,10m)$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 0,78cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,38cm < \bar{f} = 0,88cm \dots\dots\dots vérifiée$$

**d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

- **“BAEL 91 modifié 99” [3] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

- **“RPA 99 version 2003” [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_t$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,51 \text{ cm} ; 1 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm}) = 0,51 \text{ cm}$$

On adopte :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

**- Selon le “BAEL 91 modifié 99” [3] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 7,987.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 14,58 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,26.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

**- Selon le “RPA 99 version 2003” [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 4,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 9,0 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 4,5cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 9,0cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

**e. 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.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65cm$ )

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles ( $AP$ )

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles ( $AR$ )

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$Fe=520MPa$  (quadrillage de  $TS.TIE520 \rightarrow \emptyset \leq 6mm$ )

On a :  $L=65cm$

Donc on obtient :  $A_1=0,5cm^2/ml$

On prend :  $6T5=1,18cm^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

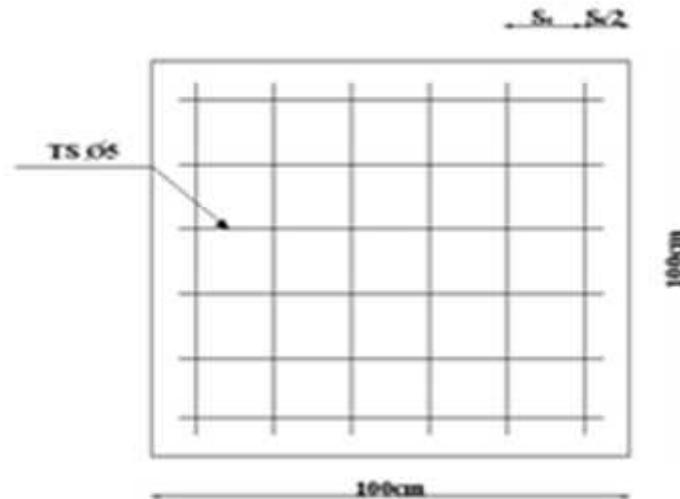
**Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49cm^2$$

Soit :  $6T5=1,18cm^2 \rightarrow S_t=20cm$

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



**Figure III.3** : disposition constructive des armatures de la table de compression

**III.2. ACROTERE:****III.2.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1kN/ml$ .

Le calcul se fait pour une bande de  $1m$  de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100cm$
- Hauteur  $H=60cm$
- Epaisseur  $e=10cm$

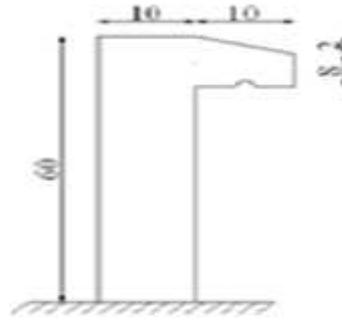


Figure III.4 :acrotère

III.2.2 Evaluation des charges

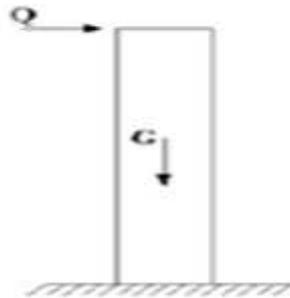


Figure III.5 :sollicitation de l'acrotère

a. **Charges permanentes :**

- Surface de l'acrotère

$$S = \left[ (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ;  $\rho = 14 \text{ kN/m}^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

$$G = 2,117 \text{ kN/ml}$$

b. **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

- L'action des forces horizontales  $Q_h$  : ( $F_p$ )

D'après RPA L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4AC_p W_p$  [1]

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [ $A=0,25$ ].....groupe 2.

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [ $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère =2,117kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,12=1,694kN$ .

$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,694kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,694kN$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

**G=2,117kN/ml et Q=1,694kN/ml**

### III.2.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

#### E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,858kN$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,525kNm$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,541kN$$

#### E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,117kN$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,016kNm$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,694kN$$

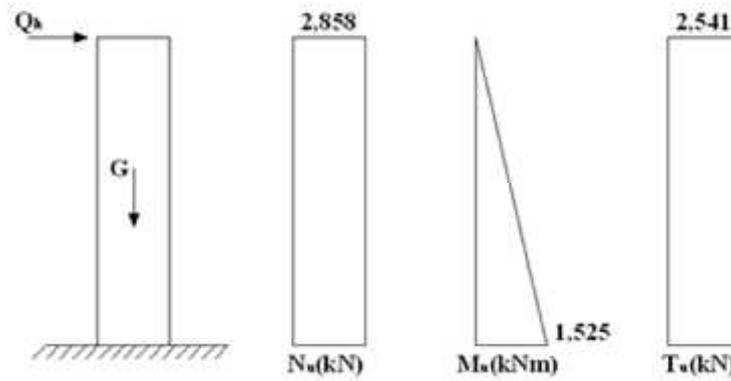


Figure III.6 : diagramme des efforts à l'ELU

**III.2.4 Ferrailage de l'acrotère:**

$h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

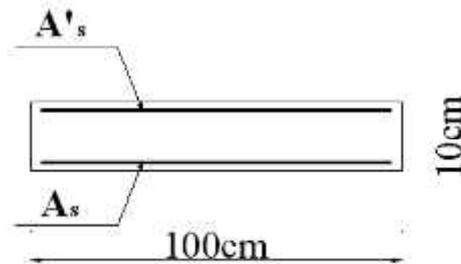


Figure III.7 :disposition des armatures

**Calcul de l'excentricité:**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53,35\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

**Calcul du moment fictif "Mf" :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,611\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0176$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,937 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,80 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,60 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,43 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### III.2.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEI 91 MODIFIE 99 »

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour  $6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

### III.2.6. Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisi } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} = 18 \text{ cm}$$

III.2.7. Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48cm$$

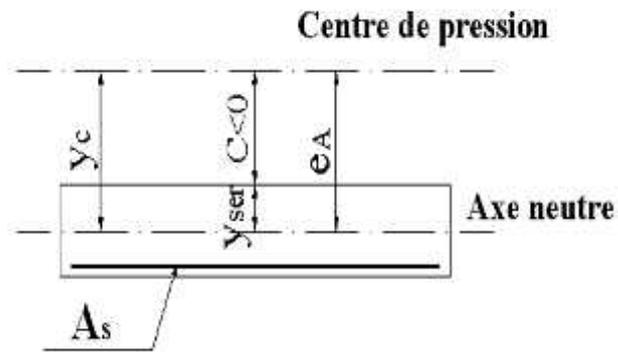


Figure III.8 :distance à l'axe neutre

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :  $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 52cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [3], on doit résoudre l'équation suivant :

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

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,261 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 46,13 \text{ cm}$

Car :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 46,13 + 43 = 89,13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$$

### Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1900,79 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

### III.2.8. Vérification des contraintes :

#### a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{211710 \times 461310}{19007910^4}\right) \times 313 = 1,608 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**b. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_y}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 45,238 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

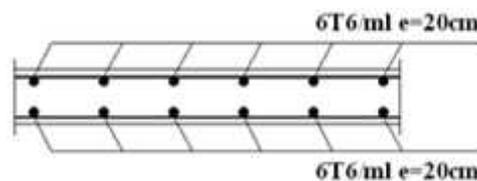
$$\sigma'_s = 8,708 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.2.9. Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,541 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,028 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$



**Figure III.9 :** ferrailage de l'acrotère

**III.3. ESCALIER :**

**III.3 Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier : escalier droit et escalier balancé.

**III.3.2. Définition des élément d'un escalier :**

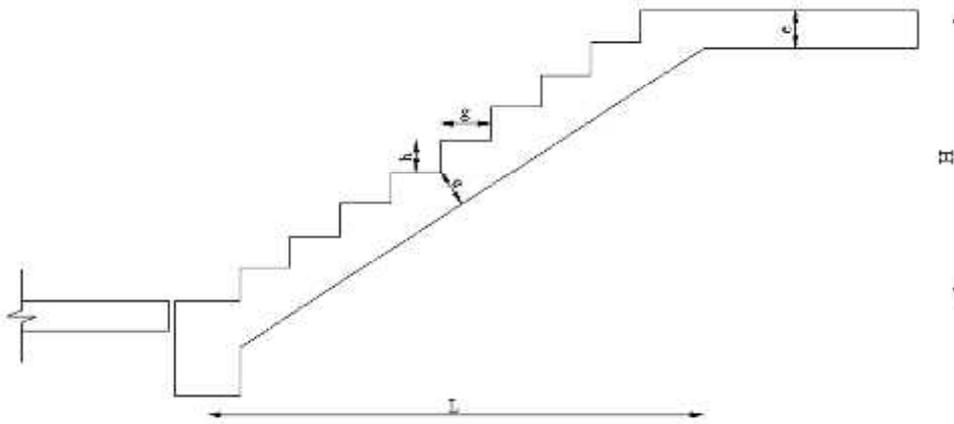
On appelle « marche » la partie horizontale (*M*) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (*C.M*) de ces gradins.

*h* : Hauteur de la marche.

$g$  : Largeur de la marche.

$L$  : Longueur horizontale de la paillasse.

$H$  : Hauteur verticale de la paillasse.



**Figure III.10 :** Dimensions de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$ .

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

$n$  : Le nombre des contre marches

$(n-1)$  : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

$n$  : La racine de l'équation

**Schéma statique de l'escalier :**

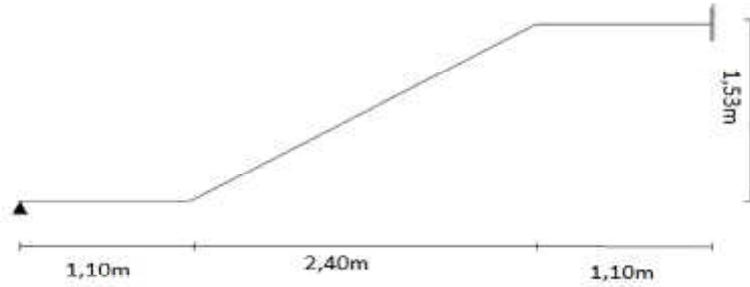


Figure III.11 : schéma statique de l'escalier

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

**Solution :**

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches .....  $n = 9$
- le nombre des marches .....  $n - 1 = 8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,30m = 30cm$$

**a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

**b. Détermination de l'épaisseur de la pailasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 15,33 \leq e \leq 23cm$$

Avec :  $l = 4,60m$

On prend donc l'épaisseur  $e = 20 cm$

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la pailasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

**c. Angle d'inclinaison de la paillese :**

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

**III.3.3. Evaluation des charges :**

**a. Palier :**

**a. 1. Charges permanentes :**

- Carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) .....	0,50KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ) .....	0,40KN/m <sup>2</sup>
- Lit de sable ( $e=3\text{cm}$ ) .....	0,54KN/m <sup>2</sup>
- Dalle pleine ( $e=20\text{cm}$ ) .....	5,0KN/m <sup>2</sup>
- Enduit en ciment ( $e=2\text{cm}$ ) .....	0.36KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>1</sub>=6,8KN/m<sup>2</sup></b>

**a. 2. Charge d'exploitation :**

$$Q_1=2,50\text{KN/m}^2$$

**b. Paillese :**

**b. 1. Charges permanentes:**

- Poids propre de la paillese $\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 32,51}\right) =$ .....	5,92KN/m <sup>2</sup>
- Carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) .....	0,50KN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ) .....	0,40KN/m <sup>2</sup>
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} =$ .....	2,13KN/m <sup>2</sup>
- Garde corps .....	1,00KN/m <sup>2</sup>
- Enduit en ciment ( $e=2\text{cm}$ ) .....	0,36KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>2</sub>=10,31KN/m<sup>2</sup></b>

**b. 2. Charge d'exploitation :**

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

**III.3.4. SCHÉMA STATIQUE :**

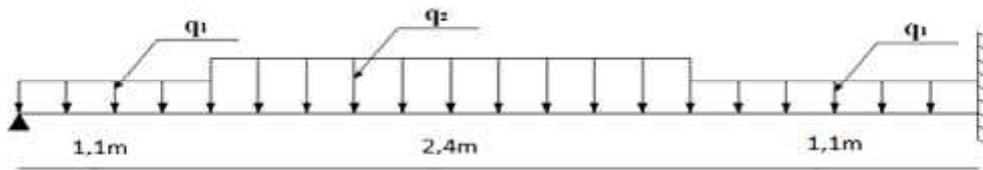


Figure III.12 :charges sur l’escalier

III.3.5. Combinaisons des charges :

**E.L.U :**

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

**E.L.S :**

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

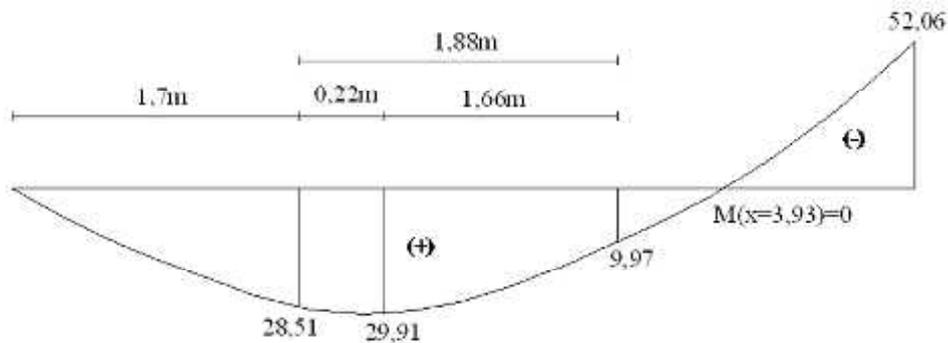
	q <sub>1</sub> (KN/ml)	q <sub>2</sub> (KN/ml)
ELU	12,93	17,66
ELS	9,3	12,81

Tableau III.6: Charge à l’ELU et l’ELS

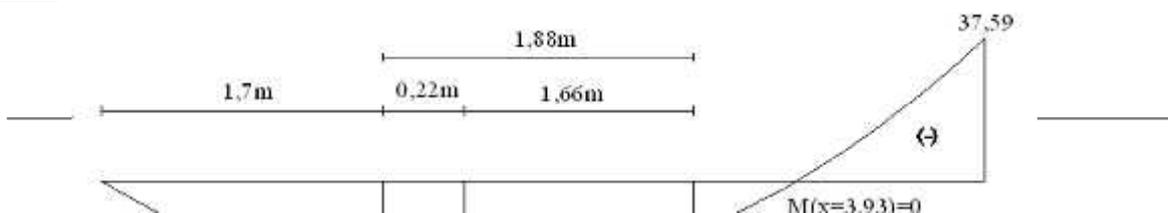
III.3.6. Diagramme des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

**E.L.U :**

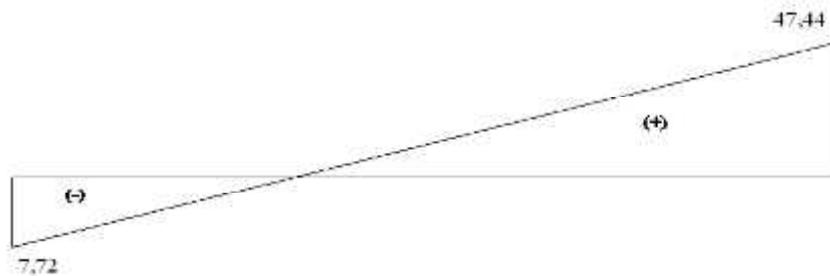


**E.L.S :**

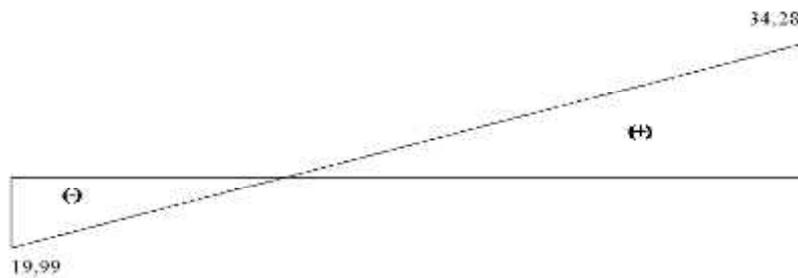


• **Effort tranchant :**

**E.L.U :**



**E.L.S :**



**Figure III.13 :** diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant

**III.3.7. Calcul des armatures :**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$   
 Tel que :  $b=100cm$  ;  $h=20cm$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

$M_u$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$	$\alpha$	$Z$	$A_s^{cal} / ml$	<b>Choix</b>	$A_s^{adp} / ml$
-------	-------	---------------	--------	----------	-----	------------------	--------------	------------------

	(KNm)			(cm <sup>2</sup> )		(cm)	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	25,32	0,0551	Oui	0	0,0709	17,48	4,16	5T12	5,65
<b>Appuis</b>	43,74	0,0952	Oui	0	0,1253	17,09	7,35	7T12	7,92

**Tableau III.7 : Ferrailage de l'escalier**

**Espacement :**

- En travée :**  $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend :  $esp = 25cm$

- Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{6} = 16,66cm$

On prend :  $esp = 15cm$

**Armature de répartition :**

- En travée :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41cm^2/ml \leq A_r \leq 2,82cm^2/ml$

Le choix est de  $5T8 = 2,51cm^2$  avec  $S_t = 25cm$

- Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98cm^2/ml \leq A_r \leq 3,96cm^2/ml$

Le choix est de  $6T8 = 3,02cm^2$  avec  $S_t = 20cm$

**III.3.8. Vérifications :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2$$

En travée :  $A_s = 5,65cm^2 > A_s^{min} = 2,17cm^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

Sur appui :  $A_s = 7,92cm^2 > A_s^{min} = 2,17cm^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

**b. Effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{45,95 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,255MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots$$
 vérifiée

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 45,95.10^3 - \frac{43,74.10^6}{0,9 \times 180} = -224,05KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,255MPa < 0,05f_{c28} = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. **Vérification à l'E.L.S :**

c. 1. **Vérification des contraintes du béton :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=18cm ; b=100cm ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	18,34	5,65	4,74	18451,27	4,71	Vérifiée
<b>Appui</b>	31,68	7,92	5,45	24107,25	7,16	Vérifiée

**Tableau III.8:** Vérification à l'E.L.S

**c. 2. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{460} = 0,0434 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,00313 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{20}{460} = 0,0434 \geq 0,056 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [3].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \end{array} \right. ; \quad L = 4,60 \text{ m} > 5m$$

• **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_f \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictifs.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$  ;  $E_v=10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fi}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fv}$ ( $\text{cm}^4$ )
18,34	5,65	0,0031	180,33	6,70	2,68	0,156	72090,66	38670,92	50779,22

Tableau III.9 : Vérification de la flèche de l'escalier

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,31\text{cm} \\ f_v = 0,71\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,40\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{640}{500} = 1,28\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,40\text{cm} < \bar{f} = 1,28\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

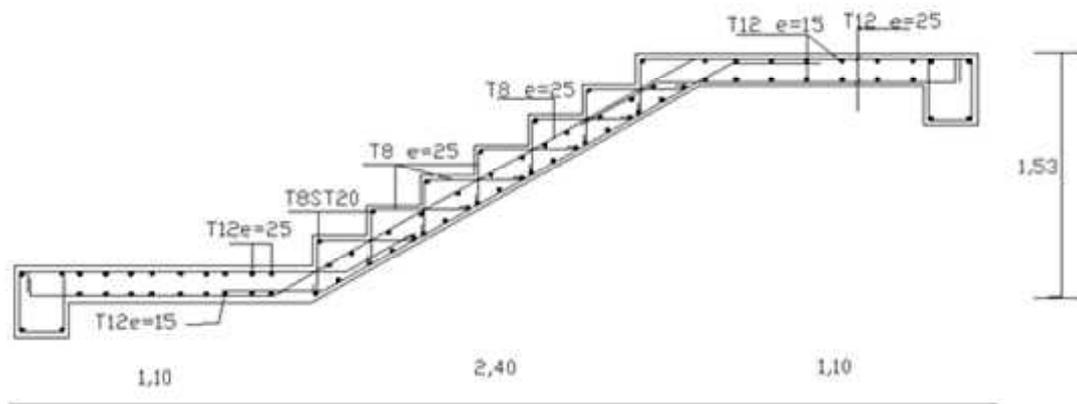


Figure III.14 : ferrailage de l'escalier

**III.4. BALCON :****III.4.1. Introduction :**

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon.

- Balcon type : dalle de deux appuis, assimilée à une console de portée  $1,50m$ .

**Epaisseur de balcon:**

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$$

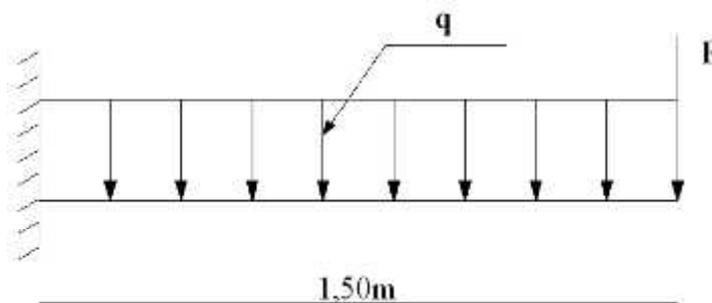
On prend:  $e=20cm$

- Le balcon se calcul comme une console soumise à:
  - Son poids propre.
  - La surcharge d'exploitation.
  - Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de  $1m$ .

**III.4.2. Evaluation des charges :**

- Charge permanente:  $G=6,7kN/m^2$
- Charge d'exploitation:  $Q=3,50kN/m^2$
- Charge concentrée "F" : (Poids du mur)
- 
- Mur extérieur:  $G=2,76kN/m^2$
- Hauteur du mur:  $h=3,06 - 0,40=2,66m$   
 $F=2,76 \times 2,66 \times 1=7,34kN$

**III.4.3. SCHÉMA STATIQUE :**

**Figure III.15 :** schéma statique du balcon

## III.4.4. COMBINAISON DES CHARGES :

	ELU	ELS
$q(kN/ml)$	14,30	10,20
$F(kN)$	9,90	7,34

Tableau.III.10 : Combinaison des charges

## III.4.5. CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

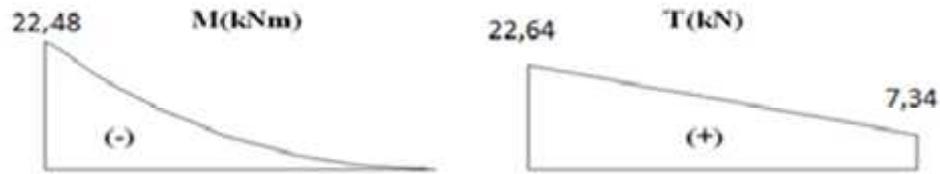
- **Moment fléchissant:**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:**  $T(x) = (qx + F)$

	ELU	ELS
<b>M (kNm)</b>	-30,93	-22,48
<b>T (kN)</b>	31,35	22,64

Tableau.III.11 : Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes:E.L.U.:

**E.L.S:**



**Figure III.16 :** diagramme des efforts internes

**III.4.6. Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de  $1m$ .

$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; f_e=400MPa$

$M_u(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$	Esp(cm)
30,93	0,067	Oui	0	0,087	17,37	5,11	8T12	9,05	15

**Tableau.III.12:** Ferrailage du balcon

**Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 15cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26cm^2 \leq A_r \leq 4,52cm^2$$

Le choix est de:  $6T8/ml = 3,02cm^2$  avec:  $S_t = 20cm$

**III.4.7. Vérifications :**

**a. Condition de non fragilité:**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 18 \times (2,1/400)$$

$$A_{s \text{ min}} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Alors :  $A_s \text{ choisit} > A_s \text{ min}$  ..... Condition vérifiée.

**b. Vérification de l'effort tranchant:**

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{31,35.10^3}{1000 \times 180} = 0,174MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**c. Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**c.1. Vérification des contraintes:**

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec:  $n=15$  ;  $c'=2cm$  ;  $d=18cm$  ;  $b=100cm$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \max\left(\frac{fe}{2}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right) = 201,16MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
22,48	9,05	5,76	21629,02	5,98	vérifiée	190,82	vérifiée

**Tableau.III.13:** Vérification des contraintes du balcon

**c.2. Vérification de la flèche [3]:**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{185} = 0,133 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{9,05}{100 \times 18} = 0,005 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,133 > 0,01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

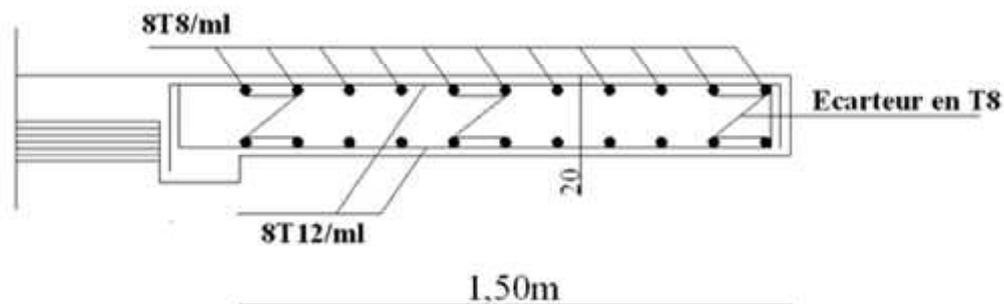
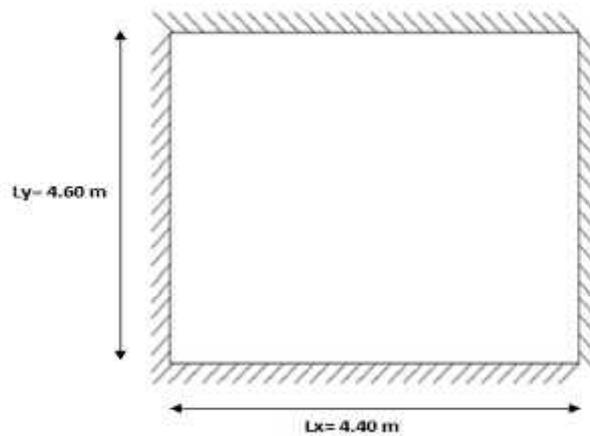


Figure III.17 : schéma de ferrailage du balcon

### III.5. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

**III.5.1. Evaluation des charges :****Figure III.18 :** dimension de dalle

$$G=6,7 \text{ kN/m}^2 \quad Q=5,00 \text{ kN/m}^2.$$

**ELU :**

$$q_u=1,35G+1,5Q=16,54 \text{ kN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_{ser}=G+Q=11,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{4,60} = 0,956 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**III.5.2. Calcul des moments :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [3].

$$\rho = 0,956 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13.128 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11.651 \text{ kNm}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 9.846 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 8.738 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 6,564 \text{ kNm}$$

**III.5.3. Ferrailage de la dalle :**

b=100cm ; h=16 cm ; d=0,9h=14,4cm ; f<sub>e</sub>=400MPa ; f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2,1MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	<i>Sens</i>	<i>M<sub>u</sub></i> (kNm)	<i>μ</i>	<i>A<sub>s</sub>'</i> (cm <sup>2</sup> )	<i>α</i>	<i>Z</i> (cm)	<i>A<sub>s</sub><sup>cal</sup></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>Choix</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>adp</sup></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>Esp</i> (cm)
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	9.846	0,0335	0	0,0426	14,15	1,21	4T8	2.01	25
	<i>y-y</i>	8.738	0,0297	0	0,0377	14,18	1,77	4T8	2.01	25
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i> <i>y-y</i>	6,564	0,0223	0	0,0281	14,23	1,32	4T8	2.01	25

**Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle pleine**

**Espacement :**

**Travée :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 32 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

$$\underline{\text{Sens y-y}} : esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**Appuis :**

$$\underline{\text{Sens x-x}} : esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\underline{\text{Sens y-y}} : esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**III.5.4. Condition de non fragilité :**

$$\text{On a: } 12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

$$h=e=16 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,30 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,956 \end{cases}$$

**Travée :**

- Sens x-x :  $A_x = 1,41 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- Sens y-y :  $A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

**Appuis :**

- Sens x-x :  $A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- Sens y-y :  $A_y = 2,01 \text{ cm}^2 < A_s^{\min} = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

**III.4.5. Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16.54 \times 4,40 \times 4.60}{2 \times 4,40 + 4.60} = 24.98 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24.25 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 24.98 kN$$

$$\tau_u = \frac{24.98 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,173 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**III.3.6. Vérification à l'ELS :**

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,956 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,9236 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 10,94 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 10.10 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 9,3 kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 8,59 kNm \\ M_a = 0,3 M_x = 3,28 kNm \end{cases}$$

**b. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	9,3	2,01	2.66	4782.87	5.172	15	OK
	y-y	8,59	2,01	2.66	4782.87	5.33		
<b>Appuis</b>	x-x	3,28	2,01	2.66	4782.87	1.824	15	OK
	y-y							

**Tableau III.15 : Vérification des contraintes à l'ELS**

**c. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,036 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{Non - vérifier} \\ 0,036 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Non - vérifier} \\ 1,395 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifiée que :  $f^{adm} = L/500 < f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$

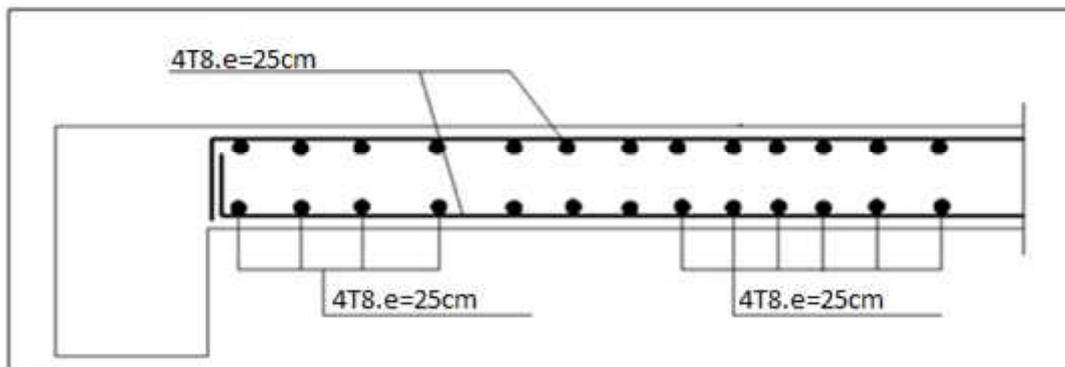
$f^{adm} = 4400/500 = 8,8 \text{ mm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times 11,70 \times 4400^4}{384 \times 10818,86 \times 3,41 \times 10^8} \approx 15,47 \text{ mm}$$

On prend **e= 20 cm**

$$f_{max} = \frac{5 \times 11,64 \times 4400^4}{384 \times 10818,86 \times 6,66 \times 10^8} \approx 7,88 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.



**Figure III.19 : ferrailage de la dalle plein**

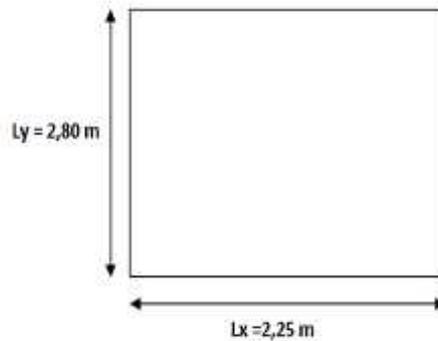
**III.6. ETUDE DE LA DALLE MACHINE :**

**III.6.1. Introduction :**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

**III.6.2. Pré dimensionnement :**

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



**Figure III.20 :** dimension de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

**a. Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{225}{50} \leq e \leq \frac{225}{40}$$

$$4.5cm \leq e \leq 5.625cm$$

**b. Condition de l'E.N.A. :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25cm$

On prend : **e=25cm**

**III.6.3. Détermination des charges et surcharges :**

**Charges permanentes :**

- Poids de la dalle machine supportée..... 50,00 kN/m<sup>2</sup>
  - Poids propre de la dalle.....0,25x25=6,25 kN/m<sup>2</sup>
- G=56,25 kN/m<sup>2</sup>**

**Surcharge d'exploitation :**

**Q=1,00 kN/m<sup>2</sup>**

**III.6.4. Combinaisons des charges :**

**E.L.U :  $q_u=1,35G+1,5Q=77,438kN/m^2$**

**E.L.S** :  $q_{\text{ser}}=G+Q=57,25\text{kN/m}^2$

### III.6.5. Calcul des effort [3] :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

**Calcul de "ρ"** :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{2.80} = 0,803 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

**E.L.U** :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0561 \Rightarrow M_x = 22\text{kNm} \\ \mu_y = 0,5959 \Rightarrow M_y = 13,109\text{kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,85 M_x = 18,7 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85 M_y = 11,14 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=0,3M_x= 6,6 \text{ kNm}$$

$$M_{ay}=0,3M_y= 3,932 \text{ kNm}$$

$$M_a=\text{Max} ( M_x ; M_{ay} ) = 6,6 \text{ kNm}$$

### III.6.6. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm<sup>2</sup> qui travaille en flexion simple.

**III.6.6.1. Ferrailage en travée :**

**a. Dans le sens "L<sub>x</sub>" :**

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm ; c=2cm ; σ<sub>bc</sub>=14,17MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa

$M_{tx}$ (kNm)	$\mu$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
18.7	0,0260	0	0,0329	22,20	2.42	5T8	2,51

**Tableau.III.16:** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L<sub>x</sub>)

**Espacement :**

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Dans le sens "L<sub>y</sub>" :**

On a: b=100cm; h=25cm; d=d<sub>x</sub> - Ø<sub>x</sub>=21,7cm; c=2cm; σ<sub>bc</sub>=14,17MPa; σ<sub>s</sub>=348MPa

$M_{ty}$ (kNm)	$\mu$	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
11.14	0,016	0	0,020	21,52	1.48	5T8	2.51

**Tableau.III.17:** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L<sub>y</sub>)

**Espacement :**

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.6.6.2. FERRAILLAGE SUR APPUIS**

On a : b=100cm ; h==25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; σ<sub>bc</sub>=14,17MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa

$M_a$ (kNm)	$\mu$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
6,6	0,0092	0	0,0115	22,39	0,847	5T8	2,51

**Tableau.III.18:** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

**Espacement :**

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm (sens x - x) & \dots\dots\dots vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h; 45cm) = 45cm (sens y - y) & \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

**III.6.7. Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 66.83kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 58.07kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 66.83kN$$

$$\tau_u = \frac{66.83 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,297MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

**III.6.8. Vérification à l'E.L.S :**

**a. Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

• **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63MPa$$

Avec :

$\eta = 1,6$  pour HA ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,0803 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

**E.L.S :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0628 \Rightarrow M_x = 18.20 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,7111 \Rightarrow M_y = 12.94 \text{ kNm} \end{cases}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 15.47 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10.99 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0,3 M_x; 0,3 M_y) = 4.641 \text{ kNm}$$

1- **Détermination de la valeur de "v" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

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

		$M_t$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	As (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	15.47	2,51	3,756	14994,12	3.87	vérifiée	29.008	vérifiée
	(y-y)	10.99	2,51	3,683	13889,07	2.91		21.38	
Appuis		4.641	2,51	3,756	14994,12	1.16		8.702	

**Tableau.III.19:** Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

**b.Vérification de la condition de non fragilité [3] :**

$$h = 25 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,19cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00cm^2 \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence [1]} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,803 \end{cases}$

• **Sens L<sub>x-x</sub>** :

Sur appuis :  $A_x = 2,51cm^2/ml > 2,19cm^2$  ..... vérifiée

En travée :  $A_x = 2,51cm^2/ml > 2,19cm^2$  ..... vérifiée

• **Sens L<sub>y-y</sub>** :

Sur appuis :  $A_y = 2,51cm^2/ml > 2,00cm^2$  ..... vérifiée

En travée :  $A_x = 2,51cm^2/ml > 2,00cm^2$  ..... vérifiée

**b. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$D'après [3] \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,111 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,111 > 0,028 \dot{a} 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,115.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**IV.1 Introduction :**

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

**IV.2 Objectifs de l'étude dynamique :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**IV.3 Choix de la méthode :**

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
  - La méthode d'analyse spectrale.
  - La méthode d'analyse dynamique accélérogramme.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans le RPA99/2003.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (article 4.1.2 du RPA99/2003), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

**IV.4 Méthode dynamique modale spectrale :**

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

**IV.4.1 Spectre de réponse :**

Selon le RPA 99/2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec

$g$  : accélération de la pesanteur,

$A$  : coefficient d'accélération de zone,

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement,

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$Q$  : Facteur de qualité.

**IV.4.2 Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisée par le "*RPA99 version 2003*" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W=46427.273KN$  (calcul automatique) avec **SAP 2000**

**Avec**

**A** : coefficient d'accélération de zone.

\* groupe d'usage : 2  
\* zone sismique : III }  $\longrightarrow$  **A=0.25**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

**R** : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment dépasse 30m (R+9 étage, h=30.6 m).et le contreventement et assuré par des portiques et des voiles on a choisie un coefficient de comportement (R=5).

**Q** : facteur de qualité

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2]$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	oui	0

Tableau. facteur de qualité

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.20$$

$$Q//yy = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.20$$

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99 version 2003". Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \quad \text{et} \quad T_{\min} = 0,05 h_N^{3/4} = 0,650s \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

Où

$h_N$  : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau;

$L$  : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a :  $h_N = 30.6m$

$$\text{Selon } x-x : L_x = 21.48m \Rightarrow T_x = 0,594s \quad \min(T_x, T_{\min}) = 0,594s$$

$$\text{Selon } y-y : L_y = 17.78m \Rightarrow T_y = 0,653s \quad \min(T_y, T_{\min}) = 0,653s$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site 3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site 3}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad [1]$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,5}{0,594} \right)^{2/3} = 1,965$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,5}{0,653} \right)^{2/3} = 1,845$$

On trouve

$$V^x = \frac{0,25(1,965)(1,20)}{5} 292248 = 3445.60kN \Rightarrow 0,8V^x = 2726.48kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,845)(1,20)}{5} 29224.8 = 3235.185kN \Rightarrow 0,8V^y = 2588.148kN$$

$$\text{D'après le fichier des résultats du } \mathbf{SAP2000} \text{ on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 1934.569kN \\ F_2 = V_t^y = 1621.328kN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y > 0,8V^y$$

$$\begin{cases} r_x = 1,78 \\ r_y = 1,99 \end{cases}$$

#### **IV.5 VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTER ÉTAGES :**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page40 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

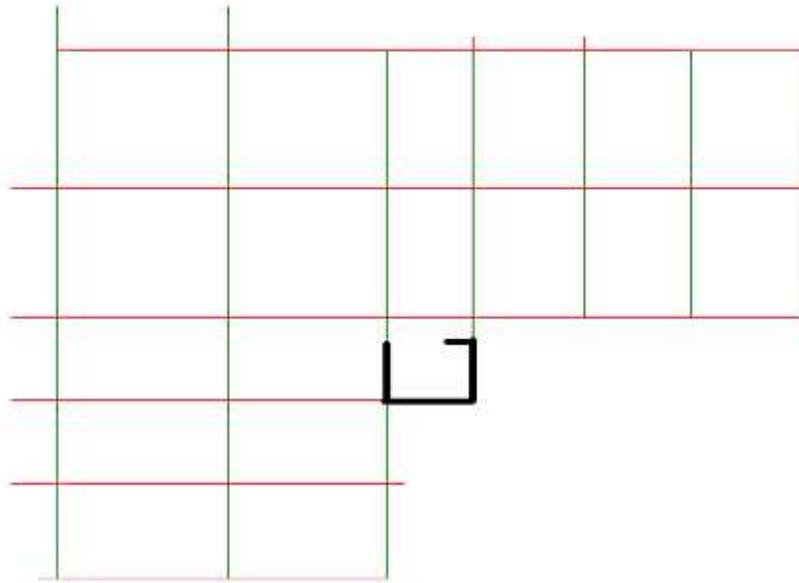
$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec} \quad \begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens

$x-x$  (idem dans le sens  $y-y, \Delta_K^y$ )



Modèle initial

**Modèle initial :**

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.238841	0.03118	0.32083	0.000008897	0.03118	0.32083	0.000008897
2	1.066803	0.58359	0.0902	0.00005361	0.61477	0.41104	0.00006251
3	0.837982	0.05816	0.26997	8.521E-07	0.67293	0.68101	0.00006336
4	0.495078	0.04803	0.02024	0.00002096	0.72096	0.70125	0.00008433
5	0.343664	0.0669	0.09545	0.00026	0.78786	0.79669	0.00034
6	0.297903	0.01008	0.000001548	0.000005875	0.79794	0.79669	0.00035
7	0.270679	0.07228	0.05818	0.00005362	0.87022	0.85488	0.0004
8	0.19896	0.00508	5.658E-07	7.872E-07	0.8753	0.85488	0.0004
9	0.166335	0.01857	0.0452	0.00005591	0.89387	0.90007	0.00046
10	0.156735	0.01083	0.000006362	0.00016	<b>0.90469</b>	<b>0.90008</b>	0.00062
11	0.131616	0.0248	0.02257	0.00003024	0.92949	0.92265	0.00065
12	0.123722	0.00513	0.00076	0.00574	0.93462	0.9234	0.00639

**Tableau. IV.1:** Période et facteurs de participation massique du modèle initial

**Remarque :**

Les résultats du tableau précédent correspondent à la structure comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur.

**CONSTATATIONS :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0.845s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>ème</sup> mode
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y

Nous remarquons que la structure est très souple, l'ajout des voiles est nécessaire selon le **RPA 99** pour rigidifier la structure.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
30.6	46.894	51.59	417.3566	513.3205	35.3241	34.33745	30.6	Nn Vef
27.54	42.925	48.139	382.0325	478.98305	48.8254	49.75	30.6	Nn Vef
24.48	37.439	43.139	333.2071	429.23305	54.4858	62.39645	30.6	Nn Vef
21.42	31.317	36.868	278.7213	366.8366	35.4487	56.84435	30.6	Nn Vef
18.36	27.334	31.155	243.2726	309.99225	42.4441	61.64025	30.6	Nn Vef
15.3	22.565	24.96	200.8285	248.352	48.3804	64.8541	30.6	Nn Vef
12.24	17.129	18.442	152.4481	183.4979	43.7613	54.59565	30.6	Nn Vef
9.18	12.212	12.955	108.6868	128.90225	44.7314	53.70015	30.6	Nn Vef
6.12	7.186	7.558	63.9554	75.2021	42.0614	49.9689	30.6	Nn Vef
3.06	2.46	2.536	21.894	25.2332	21.894	25.2332	30.6	Vef

**Tableau IV.2.** Vérification des déplacements inter étages (modèle initial)

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on :

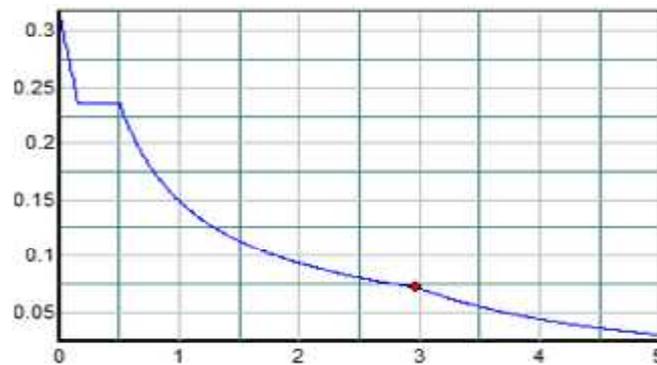
- Augmenter les dimensions des poteaux et des poutres déjà existants,
- Rajouter des voiles dans la structure.

Le "**RPA99 version 2003**" rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

- **Représentation graphique du spectre de réponse :**

Sa/g



**Figure IV.1.** Spectre de réponse

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur, ( $g = 10N$ )

$A$  : coefficient d'accélération de zone, ( $A=0.25$ )

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement, ( $\eta = 0.0882$ )

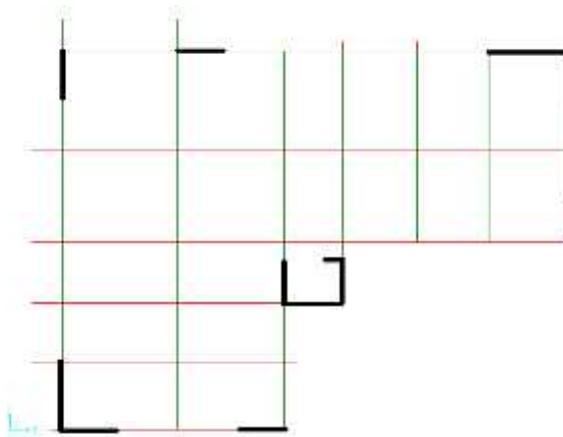
$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement ( $R = 5$ ).

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, ( $T_1 = 0.15\text{sec}$ ,  $T_2 = 0.50\text{sec}$ )

$Q$  : Facteur de qualité. ( $Q = 1,20$ )

**Modèle 1 :**

**a). Caractéristiques dynamique propres du modèle 1 :**



**Figure IV.2.** disposition des voiles (modèle 1)

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.837 \text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement a x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.837134	0.57263	0.07203	0.00001367	0.57263	0.07203	0.00001367
2	0.779936	0.07811	0.52699	0.00002997	0.65074	0.59902	0.00004365
3	0.527178	0.00061	0.05318	0.00001637	0.65135	0.6522	0.00006001
4	0.293567	0.14292	0.00053	0.00007322	0.79427	0.65273	0.00013
5	0.233499	0.00316	0.17246	0.00007348	0.79742	0.82518	0.00021
6	0.176173	0.04414	0.00486	0.00002902	0.84157	0.83005	0.00024
7	0.142314	0.05924	0.00101	0.00003248	0.9008	0.83105	0.00027
8	0.113069	0.000009778	0.00031	0.24249	0.90081	0.83137	0.24276
9	0.110644	0.00066	0.07798	0.00077	<b>0.90147</b>	<b>0.90935</b>	0.24352
10	0.10109	0.000008343	6.566E-08	0.02093	0.90148	0.90935	0.26445
11	0.091476	0.00004744	0.000004703	0.02549	0.90153	0.90935	0.28994
12	0.088388	0.00661	0.00002243	0.10374	0.90814	0.90938	0.39368

Tableau IV.3. participation massique du modèle

b). Résultantes des forces sismiques :

$$\bullet \quad D_x = 2.5 (0.8819) \left( \frac{0.5}{0.594} \right)^{0.66} = 1.96 \longrightarrow V^x = \frac{0.25(1.96)(115)}{5} \cdot W$$

$$\longrightarrow V^x = 0,1127W$$

$$\bullet \quad D_y = 2.5 (0.8819) \left( \frac{0.5}{0.653} \right)^{0.66} = 1.85 \longrightarrow V^y = \frac{0.25(1.85)(115)}{5} \cdot W$$

$$\longrightarrow V^y = 0,1063.W$$

$$\bullet \quad W = 29425,888 \text{kN} \longrightarrow \begin{cases} V^x = 3316.297 \text{kN} \\ V^y = 3127.971 \text{kN} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2653.037 \text{kN} \\ 0,8V^y = 2502.376 \text{kN} \end{cases}$$

$$\bullet \quad \begin{cases} F_1 = V_t^x = 2369.804 \text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 2359.095 \text{kN} \end{cases}$$

$$\bullet \Rightarrow \begin{cases} V_t^x < 0.8V^x \\ V_t^y < 0.8V^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0,8.V_t^x}{V_t^x} = 1.11 \\ r_y = \frac{0,8.V_t^y}{V_t^y} = 1.06 \end{cases}$$

Z(m)	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
30.6	35	32.7	194.25	173.31	23.31	21.2	30.6	vérifiée
27.54	30.8	28.7	170.94	152.11	26.64	18.02	30.6	vérifiée
24.48	26	25.3	144.3	134.09	26.64	20.67	30.6	vérifiée
21.42	21.2	21.4	117.66	113.42	21.09	21.73	30.6	vérifiée
18.36	17.4	17.3	96.57	91.69	21.09	21.2	30.6	vérifiée
15.3	13.6	13.3	75.48	70.49	20.535	20.14	30.6	vérifiée
12.24	9.9	9.5	54.945	50.35	18.87	18.02	30.6	vérifiée
9.18	6.5	6.1	36.075	32.33	16.65	15.37	30.6	vérifiée
6.12	3.5	3.2	19.425	16.96	13.32	11.66	30.6	vérifiée
3.06	1.1	1	6.105	5.3	6.105	5.3	30.6	vérifiée

**Tableau IV.4 :** Vérification des déplacements inter étages de modèle1

**c). Vérification du critère de l’effort normal réduit :**

$$\bullet \quad v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

- Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  : G+Q ±E

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$N_d$ (KN)	hxb(cm)	$B_c$ (mm2)	v	observation
RDC	1717.931	45x45	202500	0.3393444	Non vérifiée
1	1517.073	40x40	160000	0.37926825	Non vérifiée
2	1320.803	40x40	160000	0.33020075	Non vérifiée
3	1125.863	40x40	160000	0.28146575	vérifiée
4	956.693	35x35	122500	0.31238955	Non vérifiée
5	789.903	35x35	122500	0.25792751	vérifiée
6	626.513	35x35	122500	0.20457567	vérifiée
7	463.822	30x30	90000	0.20614311	vérifiée
8	305.108	30x30	90000	0.13560356	vérifiée
9	150.109	30x30	90000	0.06671511	vérifiée

**Tableau IV.5:** vérification l’effort normal réduit

**NB :** l'effort normal réduit a été vérifié dans l'ensemble des étages sauf pour le 4<sup>ème</sup> et le 2<sup>ème</sup> et le 1<sup>ème</sup> le RDC donc on est obligé d'augmenter les sections de ces derniers.

Niveau	N <sub>d</sub> (KN)	Hxb(cm)	B <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )	v	observation
RDC	1782.096	50x50	250000	0.02851	vérifiée
1	1587.455	50x50	250000	0.25399	vérifiée
2	1376.73	45x45	202500	0.27194	vérifiée
4	1000.015	40x40	160000	0.250000	vérifiée

**Tableau IV.6:** augmentation des sections

### Modèle 2 :

#### a). Caractéristiques dynamique propres du modèle 2 :(augmentation des sections des poteaux)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T = 0.80 sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 1<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.805231	0.5881	0.04566	0.00001315	0.5881	0.04566	0.00001315
2	0.756283	0.04951	0.53669	0.00001345	0.63762	0.58236	0.0000266
3	0.511407	0.00034	0.0573	0.00001669	0.63796	0.63966	0.00004329
4	0.289882	0.14905	0.00104	0.00007272	0.787	0.6407	0.00012
5	0.230796	0.00353	0.17883	0.00005534	0.79053	0.81953	0.00017
6	0.178803	0.04227	0.00333	0.00001351	0.8328	0.82287	0.00018
7	0.140163	0.06485	0.00116	0.00001402	0.89765	0.82403	0.0002
8	0.109527	0.00065	0.08193	0.00083	0.8983	0.90595	0.00103
9	0.106685	0.000001265	0.00024	0.21446	0.8983	0.90619	0.21549
10	0.095398	0.0000166	2.575E-08	0.02721	0.89831	0.90619	0.2427
11	0.087494	0.03491	0.00041	0.00038	<b>0.93322</b>	<b>0.9066</b>	0.24309

**Tableau IV.7 :** participation massique du modèle 2

#### b). Résultantes des forces sismiques :

$$\bullet D_x = 2.5 (0.8819) \left( \frac{0.05}{0.594} \right)^{0.66} = 1.96 \longrightarrow V^x = \frac{0.25(196)(115)}{5} \cdot w$$

→  $V^x = 0,1127W$

•  $D_y = 2.5 (0.8819) \left(\frac{0.05}{0.065}\right)^{0.66} = 1.85 \rightarrow V^y = \frac{0.25(1.85)(115)}{5} \cdot W$

→  $V^y = 0,1063 \cdot W$

•  $W = 29872.349 \rightarrow \begin{cases} V^x = 3366.613kN \\ V^y = 3175.4301kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2693.290kN \\ 0,8V^y = 2540.344kN \end{cases}$

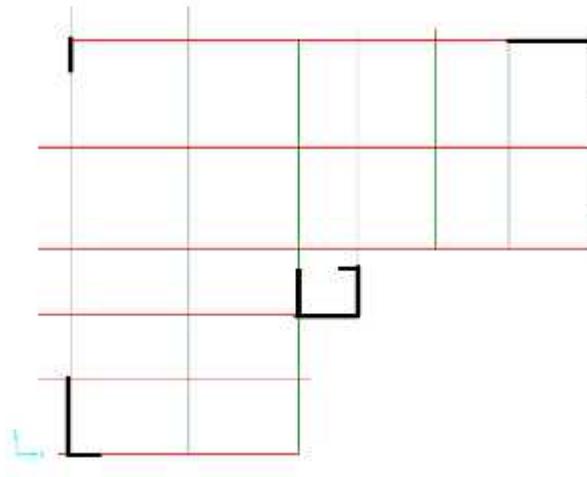
•  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2447.599kN \\ F_2 = V_t^y = 25420.228kN \end{cases}$

•  $\Rightarrow \begin{cases} V_t^x < 0.8V^x \\ V_t^y < 0.8V^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0,8 \cdot V_t^x}{V_t^x} = 1.10 \\ r_y = \frac{0,8 \cdot V_t^y}{V_t^y} = 1.04 \end{cases}$

Z(m)	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
30.6	33.7	31.5	185.35	163.8	23.65	18.2	30.6	vérifiée
27.54	29.4	28	161.7	145.6	26.4	19.24	30.6	vérifiée
24.48	24.6	24.3	135.3	126.36	26.4	20.28	30.6	vérifiée
21.42	19.8	20.4	108.9	106.08	19.8	20.8	30.6	vérifiée
18.36	16.2	16.4	89.1	85.28	20.35	20.28	30.6	vérifiée
15.3	12.5	12.5	68.75	65	18.7	18.72	30.6	vérifiée
12.24	9.1	8.9	50.05	46.28	17.6	16.64	30.6	vérifiée
9.18	5.9	5.7	32.45	29.64	15.4	14.04	30.6	vérifiée
6.12	3.1	3	17.05	15.6	11	10.4	30.6	vérifiée
3.06	1.1	1	6.05	5.2	6.05	5.2	30.6	vérifiée

**Tableau IV.8 :** Vérification des déplacements inter étages de modèle 2

**Remarque :** on réduit les voiles car la structure devient très rigide suivant y-y.

**modèle final:****a). Caractéristiques dynamique propres du modèle final :****Figure IV.3.** disposition des voiles (modèle final)

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.87 \text{ sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement a x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.873546	0.53013	0.06927	0.00003266	0.53013	0.06927	0.00003266
2	0.821043	0.09824	0.4712	4.907E-07	0.62836	0.54047	0.00003315
3	0.583411	0.00308	0.10433	0.00001019	0.63144	0.64481	0.00004334
4	0.313599	0.15649	0.00239	0.00006812	0.78793	0.64719	0.00011
5	0.245309	0.00152	0.17884	0.00007237	0.78945	0.82603	0.00018
6	0.220937	0.03563	0.00115	0.0000248	0.82508	0.82718	0.00021
7	0.149069	0.07743	0.00199	0.00001931	0.90251	0.82917	0.00023
8	0.116946	0.00014	0.08024	0.000051	0.90265	0.90941	0.00073

**Tableau IV.9.** participation massique du modèle final

**b). Résultantes des forces sismiques :**

- $D_x = 2.5 (0.8819) \left(\frac{05}{0594}\right)^{0.66} = 1.96 \longrightarrow V^x = \frac{025(196)(115)}{5} . W$   
 $\longrightarrow V^x = 0,1127W$

- $D_y = 2.5 (0.8819) \left(\frac{05}{0653}\right)^{0.66} = 1.85 \longrightarrow V^y = \frac{025(185)(115)}{5} . W$   
 $\longrightarrow V^y = 0,1063.W$

- $W = 29287.124 \rightarrow \begin{cases} V^x = 3300.658kN \\ V^y = 3113.221kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2640.527kN \\ 0,8V^y = 2490.577kN \end{cases}$

- $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2253.68kN \\ F_2 = V_t^y = 2188.901kN \end{cases}$

- $\Rightarrow \begin{cases} V_t^x < 0.8V^x \\ V_t^y < 0.8V^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0,8.V_t^x}{V_t^x} = 1.17 \\ r_y = \frac{0,8.V_t^y}{V_t^y} = 1.13 \end{cases}$

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
30.6	35.2	37	205.92	209.05	22.815	23.73	30.6	vérifiée
27.54	31.3	32.8	183.105	185.32	23.4	25.425	30.6	vérifiée
24.48	27.3	28.3	159.705	159.895	25.155	26.555	30.6	vérifiée
21.42	23	23.6	134.55	133.34	25.155	25.99	30.6	vérifiée
18.36	18.7	19	109.395	107.35	25.155	25.425	30.6	vérifiée
15.3	14.4	14.5	84.24	81.925	23.4	23.73	30.6	vérifiée
12.24	10.4	10.3	60.84	58.195	21.645	20.905	30.6	vérifiée
9.18	6.7	6.6	39.195	37.29	18.72	17.515	30.6	vérifiée
6.12	3.5	3.5	20.475	19.775	14.04	12.995	30.6	vérifiée
3.06	1.1	1.2	6.435	6.78	6.435	6.78	30.6	vérifiée

**Tableau IV.10 :** Vérification des déplacements inter étages de modèle final

Niveau	N <sub>d</sub> (KN)	Hxb(cm)	B <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )	v	observation
RDC	1782.096	50x50	250000	0.02851	vérifiée
1	1587.455	50x50	250000	0.25399	vérifiée
2	1376.73	45x45	202500	0.27194	vérifiée
3	1125.863	40x40	160000	0.28146575	vérifiée
4	1000.015	40x40	160000	0.250000	vérifiée
5	789.903	35x35	122500	0.25792751	vérifiée
6	626.513	35x35	122500	0.20457567	vérifiée
7	463.822	30x30	90000	0.20614311	vérifiée
8	305.108	30x30	90000	0.13560356	vérifiée
9	150.109	30x30	90000	0.06671511	vérifiée

**Tableau IV.11:** augmentation des sections

**d). Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

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.

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 K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

NIV	Vx (KN)	Vy (KN)	Pk (KN)	$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)	Hk(m)	$\theta_x$	$\theta_y$	observation
1 <sup>er</sup>	410.61	408.866	1.718785	22.815	23.73	3.06	0.03120	0.03259	ok
2 <sup>ème</sup>	761.956	757.747	3.85628	23.4	25.425	3.06	0.03870	0.04228	ok
3 <sup>ème</sup>	1004.351	984.519	5.87275	25.155	26.555	3.06	0.04806	0.05176	ok
4 <sup>ème</sup>	1260.131	1223.408	8.60053	25.155	25.99	3.06	0.05610	0.05970	ok
5 <sup>ème</sup>	1514.088	1457.867	11.68884	25.155	25.425	3.06	0.06346	0.06661	ok
6 <sup>ème</sup>	1735.226	1654.752	14.79549	23.4	23.73	3.06	0.06520	0.06933	ok
7 <sup>ème</sup>	1915.285	1820.825	17.9682	21.645	20.905	3.06	0.06636	0.06741	ok
8 <sup>ème</sup>	2071.716	1989.071	21.41739	18.72	17.515	3.06	0.06324	0.06163	ok
9 <sup>ème</sup>	2195.89	2125.325	24.98137	14.04	12.995	3.06	0.05219	0.04991	ok
RDC	2253.531	2189.933	28.65338	6.435	6.78	3.06	0.02673	0.02899	ok

**Tableau IV.12.** Vérification l'effet p- $\Delta$  inter étages du modèle final

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.



**V.1. INTRODUCTION :**

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le *BAEL 91/3*] et le *RPA99 version 2003 [1]*.

**V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :****V.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée ( $M, N$ ) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " $N$ " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " $M$ " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**a. Situation durable:**

- **Béton:**  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier:**  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance *FeE400* ;  $\sigma_s=348MPa$

**b. Situation accidentelle:**

- **Béton:**  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- **Acier:**  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance *FeE400* ;  $\sigma_s=400MPa$

**V.2.2. Combinaisons d'actions :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Situation durable :  $1,35G+1,5Q$  et  $G+Q$
- Situation accidentelle :  $G+Q+E$  et  $0,8G\pm E$

Avec:

$G$ : Charges permanentes.

$Q$ : Surcharge d'exploitation.

$E$ : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1-  $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- 2-  $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
- 3-  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

**V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

D'après le *RPA99 version 2003*, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de  $12mm$ .
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser  $20cm$ .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

**Situation accidentelle :**

- Combinaison :  $0.8G+E$

**a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )**

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $cm^2$ )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	- 1294.999	60.321	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	-1006.19	63.728	SEC	0	0	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	-870.099	55.448	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	-609.646	54.453	SEC	0	0	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	-360.424	53.637	SPC	0	1.47	8.1

**Tableau V.1 :** Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

- *Combinaison : 0.8G+E*

**b. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	446.099	37.615	SPC	0	7,71	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	276.031	59.932	SPC	0	7.27	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	177.337	51.253	SPC	0	6.47	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	67.013	47.987	SPC	0	4,76	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	59.726	30.45	SPC	0	3,72	8.1

**Tableau V.2 :** Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

- *Combinaison : 0.8G+E*

**c. ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{\max}$ (kNm)	$N^{\text{corr}}$ (Kn)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	89.266	-666.59	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	102.847	-8.452	SPC	0	6.25	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	121.131	-88.29	SPC	0	7.73	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	106.579	-53.588	SPC	0	8,57	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	73.959	-7.235	SPC	0	7,57	8.1

**Tableau V.3 :** Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

- Combinaison :  $G+Q+E$

a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	-1861.36	39.264	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	- 1406.494	67.059	SEC	0	0	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	- 1178.058	47.114	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	-846.413	57.052	SEC	0	0	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	-498.183	55.795	SPC	0,58	0	8.1

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

- Combinaison :  $G+Q+E$

b. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	324.033	28.43	SPT	0	5,67	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	195.993	60.553	SPT	0	6,24	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	111.743	52.166	SPT	0	5,07	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	39.618	52.635	SPT	0	4.8	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	42.547	33.26	SPT	0	3.77	8.1

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

- Combinaison :  $G+Q+E$

c. ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{\max}$ (kNm)	$N^{\text{corr}}$ (Kn)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	92.623	-1043.14	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	119.894	-18.411	SPC	0	7.24	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	131.162	-236.015	SPC	0	6.91	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	116.247	-149.598	SPC	0	8.53	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	82.015	-27.95	SPC	0	8.32	8.1

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

- Combinaison :  $1.35G+1.5Q$

a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	-2374.89	7.183	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	- 1831.945	15.163	SEC	0	0	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	-194.067	11.742	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	- 1108.107	12.446	SEC	0	0	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	-657.005	10.873	SEC	0	0	8.1

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

- *Combinaison : 1.35G+1.5Q*

**b. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	-208.74	17.632	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	-94.516	47.534	SPC	0	1.94	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	-8.796	13.539	SPC	0	0.93	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	-21.85	10.573	SPC	0	0.62	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	30.14	14.45	SPC	0	1.12	8.1

**Tableau V.8** : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

- *Combinaison : 1.35G+1.5Q*

**c. ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{\max}$ (kNm)	$N^{\text{corr}}$ (Kn)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	46.54	-1240.31	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	45x45	73.571	-129.356	SPC	0	3.38	18.22
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	37.344	-640.384	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	35.732	-414.661	SEC	0	0	11.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	34.808	-360.809	SEC	0	0	8.1

**Tableau V.9** : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

**V.2.4. Choix des armatures :**

On remarque que le ferraillage maximum a été obtenu par la combinaison **0,8G+E**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	RPA $A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	7.71	22.5	100	150	4T20+8T14	24.88
2 <sup>ème</sup>	45x45	7.27	18.22	81	121.5	4T20+8T14	24.88
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	7.73	14.4	64	96	4T20+8T14	24.88
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	8.57	11.02	49	73.5	4T20+8T14	24.88
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	7.57	8.1	36	54	4T20+8T14	24.88

**Tableau V.10 :** Choix des armatures des poteaux

**V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes limites :

**a. Béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{bc} = 15 MPa$$

**b. Acier :**

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 201,63 MPa$$

Avec :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 MPa$$

a.  $N^{\text{ser}}_{\text{max}} ; M^{\text{ser}}_{\text{cor}} :$ 

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\text{max}}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Véf
S/sol RDC ,1 <sup>er</sup>	50x50	-	5.216	SEC	92,9	201.63	6,22	15	OK
2 <sup>ème</sup>	45x45	-	10.529	SEC	90,1	201.63	6,07	15	OK
4 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup>	40x40	-	9.517	SEC	97,5	201.63	6,59	15	OK
6 <sup>ém</sup> ,5 <sup>ème</sup>	35x35	-810.448	9.112	SEC	85,8	201.63	5,85	15	OK
8 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	-480.895	7.975	SEC	68,5	201.63	4,76	15	OK

Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux

b.  $N^{\text{ser}}_{\text{cor}} ; M^{\text{ser}}_{\text{max}} :$ 

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{\text{max}}$ (kN)	$N^{\text{corr}}$ (kN.m)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Véf
S/sol RDC ,1 <sup>er</sup>	50x50	31.438	-	SEC	61	201.63	4.2	15	OK
2 <sup>ème</sup>	45x45	32.701	-	SEC	30,2	201.63	7,6	15	OK
4 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup>	40x40	27.354	-	SEC	59,1	201.63	4,21	15	OK
6 <sup>ém</sup> ,5 <sup>ème</sup>	35x35	28.375	-76.179	SEC	40,9	201.63	3,38	15	OK
8 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	31.016	-98.581	SEC	61,3	201.63	5,19	15	OK

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux

c.  $N_{min}^{ser}$  ;  $M_{cor}^{ser}$  :

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (kN)	$M^{corr}$ (kN.m)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Véf
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	-	12.83	SEC	14	201.63	0.99	15	OK
2 <sup>ème</sup>	45x45	-69.066	34.62	SEC	29,4	201.63	2,36	15	OK
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	-	8.572	SEC	17,6	201.63	1,25	15	OK
6 <sup>èm</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	-15.517	7.763	SEC	10,7	201.63	0,9	15	OK
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	30x30	-22.524	10.587	SEC	19,5	201.63	1,7	15	OK

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux

**V.2.6. Vérification de l'effort tranchant :**

**V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

• **Selon le BAEL 91 modifié 99 [3] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

• **Selon le RPA 99 version 2003 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élançement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élançement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élançement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	21.189	0.0941	14.84	0.075	1.875	2.50	OK
2 <sup>ème</sup>	45x45	28.209	0.1547	16.48	0.075	1.875	2.50	OK
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	17.076	0.1185	18.55	0.075	1.875	2.50	OK
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	17.52	0.1589	21.201	0.075	1.875	2.50	OK
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	17.994	0.2221	24.734	0.075	1.875	2.50	OK

**Tableau V.14:** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

### V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- **Selon BAEL91 modifié 99 [3] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section droite.

$h$  : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_{et}}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{ MPa}$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_l$ (mm)	ST	
				Zone nodale	Zone courante
S/sol RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	4T20+8T14	20 et 14	10	14
2 <sup>ème</sup>	45x45	4T20+8T14	20 et 14	10	14
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	4T20+8T14	20 et 14	10	14
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	4T20+8T14	20 et 14	10	14
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	30x30	4T20+8T14	20 et 14	10	14

**Tableau V15:** Espacements maximales selon RPA99

**Remarque :**

puisque les valeurs calculés de  $S_t$  sont plus grandes que les valeurs de RPA on prend :

Dans la zone nodale :  $t \leq 10 \text{ cm}$

On prend un espacement  $t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \phi_l) = 12 \text{ cm}$ , Où  $\phi_l$  est le diamètre Minimal des armatures longitudinales du poteau.

on a  $\phi_{1, \min} = 14 \text{ cm}$  : On prend  $t' = 14 \text{ cm}$

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC ,1 <sup>er</sup>	50x50	2.142	4,284	3,75	21.189	N	10	0.397	6T8	3.02
						C	14	0.556	6T8	3.02
2 <sup>ème</sup>	45x45	2.142	4.76	3,75	28.209	N	10	0.587	6T8	3.02
						C	14	0.822	6T8	3.02
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	2.142	5.35	2.5	17.076	N	10	0.266	6T8	3.02
						C	14	0.373	6T8	3.02
6 <sup>ém</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	2.142	6.12	2.5	17.52	N	10	0.312	6T8	3.02
						C	14	0.438	6T8	3.02
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	30x30	2.142	7.14	2.5	17.994	N	10	0.374	6T8	3.02
						C	14	0.524	6T8	3.02

**Tableau V.16 :** Choix des armatures transversales pour les poteaux

• **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_1$  en zone III.

Pour :

$\phi = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 100 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 70 \text{ cm}$

**VI.2.3.4. Ferraillage des poteaux du sous sol :**

• **Sous sol :**

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par:

$$A_s \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_T \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (*)$$

Avec :

-  $N_u$ : Efforts normal de compression simple pondéré.

-  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire

-  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire

-  $\alpha$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\lambda$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

-  $\lambda$  : L'élancement d'EULER du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

-  $L_f$  : longueur de flambement, on prend  $L_f=0,7L_0$

-  $i$  : rayon de giration de la section du béton seul avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

-  $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{c28}= 25 \text{ MPa}$

-  $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers  $f_e = 400 \text{ MPa}$

-  $B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

$$\text{Poteaux carrée} \dots\dots\dots B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$$

#### a). Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC})= 2374.89 \text{ kN}$$

- Poids du plancher.....6,7x19,125= 128,13kN
- Poids du poteau..... (2.84-0,16)x(0,50)<sup>2</sup> x25 =16.75kN
- Poids de la poutre sens (y-y) .....4,5x(0,40-0,16)x0,30x25= 8,1kN
- Poids de la poutre sens(x-x)..... 4,25x(0,40-0,16)x0,30x25 =7,65kN

---


$$\mathbf{G= 160.63 \text{ kN}}$$

Surcharge d'exploitation :  $Q=5.00 \times 19.125=95.625 \text{ kN}$

$$N_{u1}=1,35G+1,5Q=360.288 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol :  $N_{u(ss)}=N_u(\text{RDC})+N_{u1}=2735.178 \text{ kN}$

**b). Calcul du ferraillage :**

Le **sous sol** est de section rectangulaires  $B=50 \times 50 \text{ cm}^2$

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 14.43$
- $\lambda = \frac{2.84 \cdot 0,7 \cdot 10^2}{14.43} = 13.77 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$
- $Br = (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{2735.178 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{2304 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -2.676 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,9\% B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 22.5 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T20+8T14=24.88cm<sup>2</sup>.

**c). Vérification à l'ELS :**

$$N_{\text{ser(RDC)}} = 1732.945 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser1}} = G+Q = 256.255 \text{ kN}$$

D'où:

$$N_{\text{ser(ss)}} = N_{\text{ser(RDC)}} + N_{\text{ser1}}$$

$$N_{\text{ser(ss)}} = 1989.2 \text{ kN}$$

On doit vérifier :  $\sigma_b = \frac{N_s}{B + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$

Section(cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Vérification
50x50	1989.2	104.3	201.63	6.96	15	OK

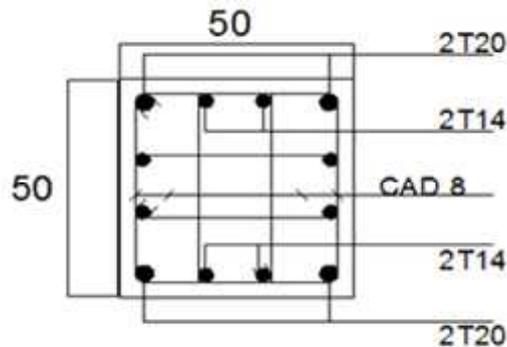
**Tableau VI.17 :** Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

**d). Détermination des armatures transversales :**

Pour les poteaux d'infrastructure ;  $A_t = 6T8 = 2.03 \text{ cm}^2$ .

Espacement en zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante :  $S_t = 14 \text{ cm}$



**Figure V.1 :** Schéma de ferraillages des poteaux

**V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES :****V.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :  $1,35G + 1,5Q$
- Situation accidentelle :  $G + Q + E$

**V.3.2 Recommandation selon « RPA 99 version 2003 » :**

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

### V.3.3 Calcul du ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivant les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

#### 1- Sens porteur :

##### a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30x40	Travée	46.840	3,8	0	6
		Appui	88.494	7,52	0	6
2 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48.938	3,98	0	6
		Appui	85.861	7,27	0	6
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	45.577	3,7	0	6
		Appui	80.419	6,77	0	6
6 <sup>èm</sup> , 5 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	50.055	4,08	0	6
		Appui	77.626	6,51	0	6
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	55.814	4,57	0	6
		Appui	78.59	6,6	0	6
Terrasse	30x40	Travée	61.405	5,06	0	6
		Appui	81.389	6,86	0	6
Sous sol	30x40	Travée	17.888	1,41	0	6
		Appui	48.59	3,89	0	6

**Tableau V.18** : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)

**b. Situation accidentelle :  $G+Q+E$** 

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30x40	Travée	96.108	6,98	0	6
		Appui	108.234	7,95	0	6
2 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	110.738	8,15	0	6
		Appui	130.611	9,79	0	6
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	122.492	9,11	0	6
		Appui	148.87	11,35	0	6
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	118.554	8,78	0	6
		Appui	156.114	11,99	0	6
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	96.009	6,97	0	6
		Appui	140.688	10,64	0	6
Terrasse	30x40	Travée	67.430	4,79	0	6
		Appui	111.463	8,21	0	6
Sous sol	30x40	Travée	104.818	7,67	0	6
		Appui	136.296	10,27	0	6

**Tableau V.19** : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)**2- Sens non porteur :****a. Situation durable :  $1,35G+1,5Q$** 

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30x40	Travée	57.881	4,75	0	6
		Appui	68.289	5,67	0	6
2 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48.787	3,97	0	6
		Appui	58.512	4,81	0	6
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	31.939	2,56	0	6
		Appui	74.327	6,21	0	6
6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	34.968	2,81	0	6
		Appui	79.659	6,7	0	6
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	38.638	3,11	0	6
		Appui	85.499	7,24	0	6
Terrasse	30x40	Travée	26.834	2,14	0	6
		Appui	48.841	3,97	0	6
Sous sol	30x40	Travée	7.126	0,56	0	6
		Appui	13.708	1,08	0	6

**Tableau V.20** : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable)

**b. Situation accidentelle :  $G+Q+E$** 

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	Position	$M^{max}$ ( $kNm$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_s'$ ( $cm^2$ )	$A_{sRPA}^{min}$ ( $cm^2$ )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30x40	Travée	63.795	4,51	0	6
		Appui	85.38	6,15	0	6
2 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	72.98	5,2	0	6
		Appui	73.85	5,27	0	6
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	53.62	3,77	0	6
		Appui	83.395	6	0	6
6 <sup>èm</sup> , 5 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	54.50	3,83	0	6
		Appui	87.366	6,3	0	6
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	40.025	2,78	0	6
		Appui	90.949	6,58	0	6
Terrasse	30x40	Travée	31.29	2,16	0	6
		Appui	52.29	3,67	0	6
Sous sol	30x40	Travée	11.86	0,81	0	6
		Appui	16.03	1,1	0	6

**Tableau V.21** : Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)**Remarque :**

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons " $1,35G+1,5Q$ " et " $G+Q+E$ ", on constate que le ferraillage maximum est obtenu par la combinaison " $G+Q+E$ ".

## V.3.4. CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{max}$ (ZN)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (ZR)(cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30x40	Travée	48	72	6	6,98	5T14	7.7
		Appui				7,95	6T14	9.24
2 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	8,15	5T16	10.05
		Appui				9,79	5T16	10.05
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	9,11	5T16	10.05
		Appui				11,35	6T16	12.06
6 <sup>èm</sup> , 5 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	8,78	5T16	10.05
		Appui				11,99	6T16	12.06
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	6,97	5T16	10.05
		Appui				10,64	6T16	12.06
Terrasse	30x40	Travée	48	72	6	4,79	3T16	6.03
		Appui				8,21	5T16	10.05
Sous sol	30x40	Travée	48	72	6	7,67	6T14	9.24
		Appui				10,27	6T16	12.06

Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

2- Sens non porteur :

7

a. Situation durable :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{max}$ (ZN)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (ZR)(cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30x40	Travée	48	72	6	4,51	3T16	6.03
		Appui				6,15	5T14	7.7
2 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	5,2	3T16	6.03
		Appui				5,27	3T16	6.03
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	3,77	3T16	6.03
		Appui				6	3T16	6.03
6 <sup>èm</sup> , 5 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	3,83	3T16	6.03
		Appui				6,3	5T14	7.7
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	2,78	3T16	6.03
		Appui				6,58	5T14	7.7
Terrasse	30x40	Travée	48	72	6	2,16	3T16	6.03
		Appui				3,67	3T16	6.03
Sous sol	30x40	Travée	48	72	6	0,81	3T16	6.03
		Appui				1,1	3T16	6.03

Tableau V.23: Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

**V.3.5. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [3]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(choisi)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x40	6.03	1.304	Vérifiée
30x40	6.03	1.304	Vérifiée

**Tableau V.24 :** Vérification de la condition de non fragilité

**V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :**

Le règlement **CBA93 [2]** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température (ΔT=20c°).

α : Coefficient de dilatation thermique (α=10<sup>-5</sup>)

l<sub>0</sub> : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=32164,20MPa).

Donc : σ=32164,20.10<sup>-5</sup>.20=6,43MPa

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{array} \right.$$

1- Sens porteur : (30x40)

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ (MPa)	σ <sub>s+σ</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup>	Travée	33.497	4,3	15	48,6	6,43	55.03	201.63	Oui
	Appui	63.471	8,37		82,6		89.03		
2 <sup>ème</sup>	Travée	35.144	3,96	15	46	6,43	52.43	201.63	Oui
	Appui	61.565	7,24		75,3		81.73		
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	32.974	3,72	15	43,2	6,43	49.63	201.63	Oui
	Appui	58.154	6,48		66,2		72.63		
6 <sup>em</sup> , 5 <sup>ème</sup>	Travée	36.219	4,08	15	47,4	6,43	53.83	201.63	Oui
	Appui	56.130	6,25		63,9		70.33		
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	Travée	40.4094	4,56	15	52,9	6,43	59.33	201.63	Oui
	Appui	57.2783	6,38		65,2		71.63		
Terrasse	Travée	44.8378	5,94	15	64	6,43	70.43	201.63	Oui
	Appui	59.5666	7		72,8		79.23		
S/sol	Travée	13.143	1,52	15	17,5	6.43	23.93	201.63	
	Appui	32.124	3,92		37,6		44.03		

Tableau V.21 : Vérification des poutres principales à l'ELS

1- Sens non porteur : (30x40)

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ (MPa)	σ <sub>s+σ</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup>	Travée	42.063	5,85	15	63,7	6,43	70.13	201.63	Oui
	Appui	49.7635	6,26		66,5		72.93		
2 <sup>ème</sup>	Travée	35.4647	4,7	15	50,6	6,43	57.03	201.63	Oui
	Appui	42.2202	5,6		60,3		66.73		
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	23.0605	3,06	15	32,9	6,43	39.33	201.63	Oui
	Appui	53.7413	7,13		76,7		83.13		
6 <sup>em</sup> , 5 <sup>ème</sup>	Travée	25.2559	3,51	15	38,2	6,43	44.63	201.63	Oui
	Appui	57.6425	7,25		77		83.43		
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	Travée	27.9236	3,88	15	42,3	6,43	48.73	201.63	Oui
	Appui	61.8905	7,79		82,7		89.13		
Terrasse	Travée	19.3677	2,57	15	27,6	6,43	34.03	201.63	Oui
	Appui	35.092	4,65		50,1		56.53		
S/sol	Travée	4.03	0,53	15	5,75	6.43	12.18	201.63	Oui
	Appui	10.055	1,33		14,4		20.83		

Tableau V.22 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

**V.3.7 Vérification de l'effort tranchant :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup>	30x40	116.787	1.08	2,5	OK
	30x40	76.323	0.70	2,5	OK
2 <sup>ème</sup>	30x40	117.309	1.08	2,5	OK
	30x40	75.45	0.69	2,5	OK
4 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30x40	111.089	1.02	2,5	OK
	30x40	82.387	0.76	2,5	OK
6 <sup>èm</sup> , 5 <sup>ème</sup>	30x40	111.677	1.03	2,5	OK
	30x40	85.775	0.79	2,5	OK
8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	30x40	111.555	1.03	2,5	OK
	30x40	89.017	0.82	2,5	OK
Terrasse	30x40	106.9	0.989	2,5	OK
	30x40	46.494	0.4305	2,5	OK
S/sol	30x40	117.4	1.08	2,5	OK
	30x40	12.91	0.11	2,5	OK

**Tableau V.23 :** Vérification de la contrainte de cisaillement

**b. Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [3] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [1] :**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	117.309	1.08	32.4	10	20	10	20	1.8	6T8
Non porteur	89.017	0.82	23.4	10	20	10	20	1.8	6T8

**Tableau V.24 :** Calcul des armatures transversales

**V.3.8 Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III).

L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm
- Ø=12mm.....L<sub>r</sub>=60cm

**V.3.9 Arrêts des barres [1]**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$ .

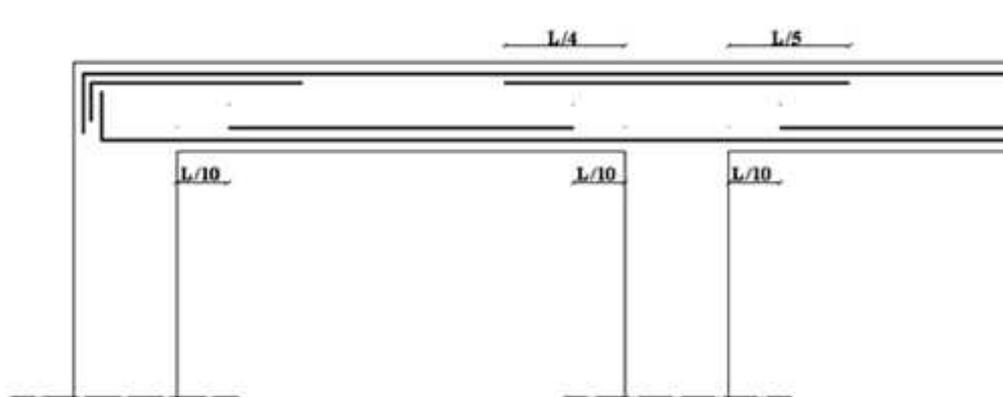


Figure V.2 : Arrêt des barres

**V.3.10 Vérification de la flèche :**

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_r = f_v - f_i \leq \bar{f} .$$

$$\text{Tel que : } f_{\text{adm}} < 0,5 \text{ (cm)} + \frac{l_{\text{max}}(\text{cm})}{1000}$$

$$f_{\text{adm}} < 0,5 \text{ (cm)} + \frac{460}{1000} = 0.96$$

**Remarque :**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

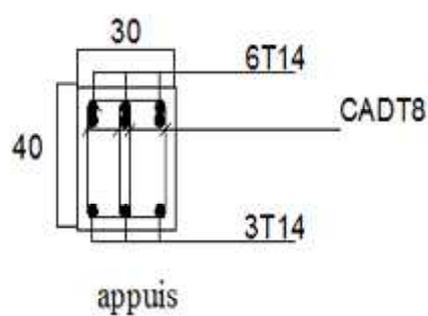
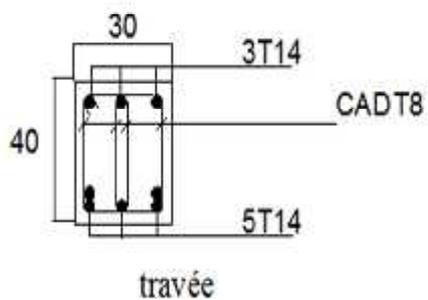
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	f (mm)	f <sup>add</sup> (mm)	observation
RDC	30x40	4.024	9.2	Vérifié
ETAGES COURANTS	30x40	1.981	9.2	Vérifié
TERRASE	30x40	2.983	9.2	Vérifié

Tableau V.25 : Vérification de la Flèche des Poutres. XX

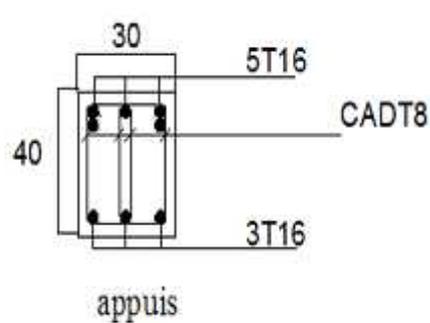
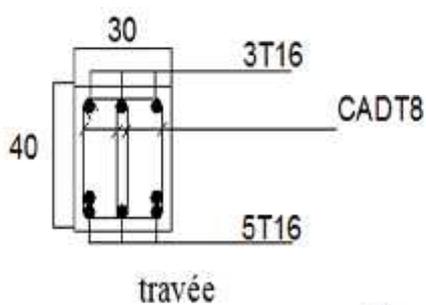
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	f (mm)	f <sup>add</sup> (mm)	observation
RDC	30x40	1.085	8.8	Vérifié
ETAGES COURANTS	30x40	1.441	8.8	Vérifié
TERRASE	30x40	1.059	8.8	Vérifié

Tableau V.26 : Vérification de la Flèche des Poutres. YY

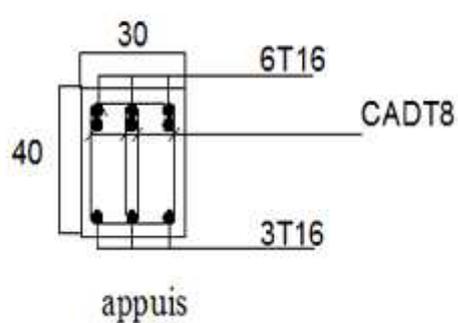
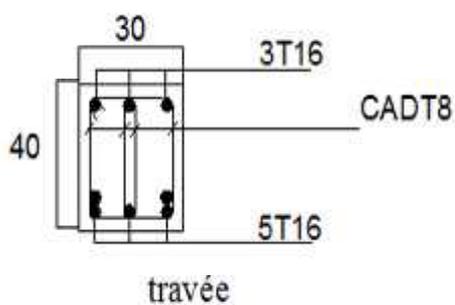
SENS PORTEUR



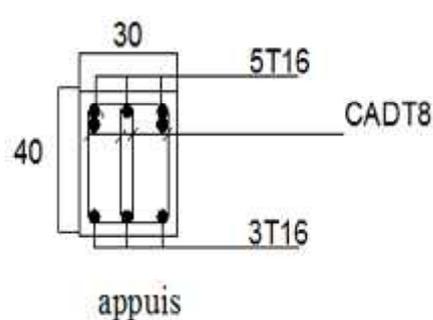
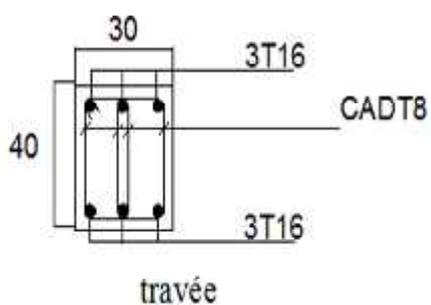
RDC, 1ère



2ème



3ème, 4ème, 5ème, 6ème, 7ème, 8ème



Terrasse

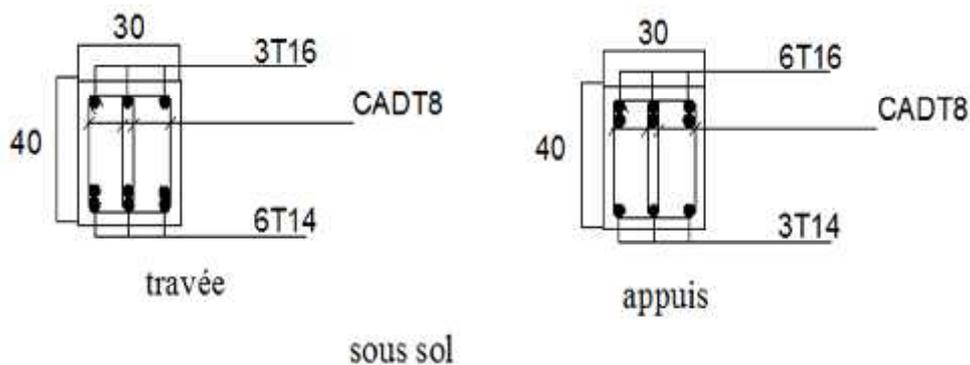


Figure V.3 : schéma de ferraillage des poutres sens porteurs

SENS NON PORTEUR

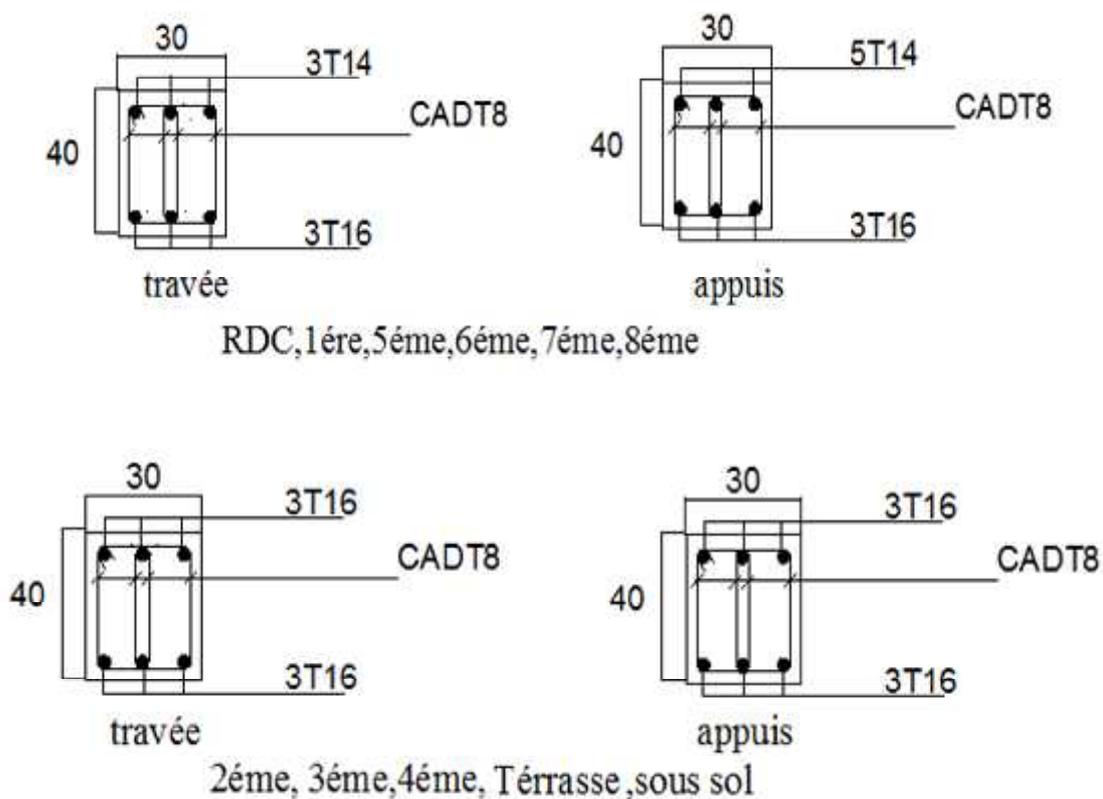


Figure V.4 : schéma de ferraillage de poutres non porteuses

**V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :**

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, ainsi qu'un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Leur ferraillage est composé d'armatures verticales, horizontales et transversales.

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/2003.

**V.4.1 Voiles pleins et trumeaux :**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes (méthode de Navier) et vérifiée selon RPA 99/2003 sous les efforts  $N_{max}$  et  $M$  correspondant, en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

- Pour le ferraillage :  $0,8G \pm E$  ;
- Pour la vérification :  $G + Q \pm E$  .

Ferraillage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est donnée par [Art 7.7.4 RPA99/2003] :

$$d \leq \min(h_e/2; 2L/3)$$

Avec :

$L'$  : longueur de la zone comprimée ;  
 $h_e$  : hauteur entre nus des planchers du voile (où trumeau) considéré.  
 Les sollicitations de la bande sont données par :

$$\sigma_{1/2} = N/\Omega \pm M \times V/I$$

Avec :

- $N$  : effort normal appliqué ;
- $M$  : moment fléchissant appliqué ;
- $\Omega$  : Section transversale du voile ;
- $V$  : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême ;
- $I$  : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

**• 1er cas :**  $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$ 

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99/2003 ( $A_{min} = 0,20 \times e \times L$ ).

**• 2ème cas :**  $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$ 

La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$ , d'où la section des armatures verticales  $A_v = F_t/f_e$

On compare

$A_v$  avec la section minimale :

- Si :  $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \times e \times L$ , on ferraille avec la section minimale
- Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

• **3ème cas :** ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) sont de signe différent

La section du voile est partiellement comprimée. On calcul contraintes pour la zone tendue.

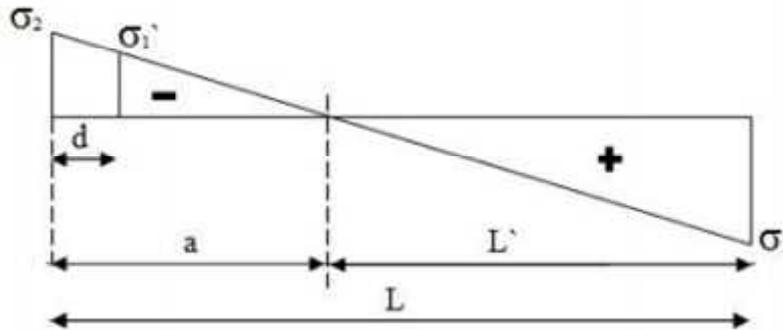


Figure V.5 : Schéma des contraintes développées dans un voile

Avec :

$$\sigma'_1 = \frac{\sigma_1 \times a}{L'}$$

$$v = L/2$$

$$v' = d/2$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (\sigma'_2 - \sigma_2)$$

$$c = 5\text{cm}$$

$$e_2 = (h/2) + e_0 - c'$$

$$A_v = A_1 + A_2$$

$$a = L \times \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$\Omega = e \times L$$

$$\Omega' = e \times d$$

$$N_1 = (\Omega'/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2)$$

$$c' = 10\text{cm}$$

$$A_1 = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_c}$$

$$A_v / \text{face/ml} = A_v / (2 \times L)$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$L' = L - a \times L$$

$$I' = \frac{e \times d^3}{12}$$

$$e_0 = M_1 / N_1$$

$$e_1 = (d/2) - e_0 - c$$

$$A_2 = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_c}$$

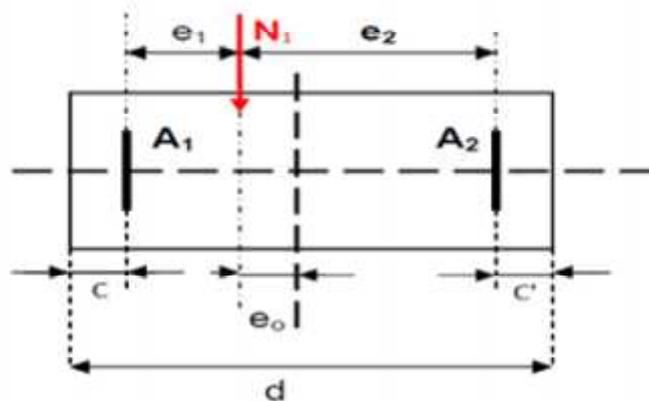
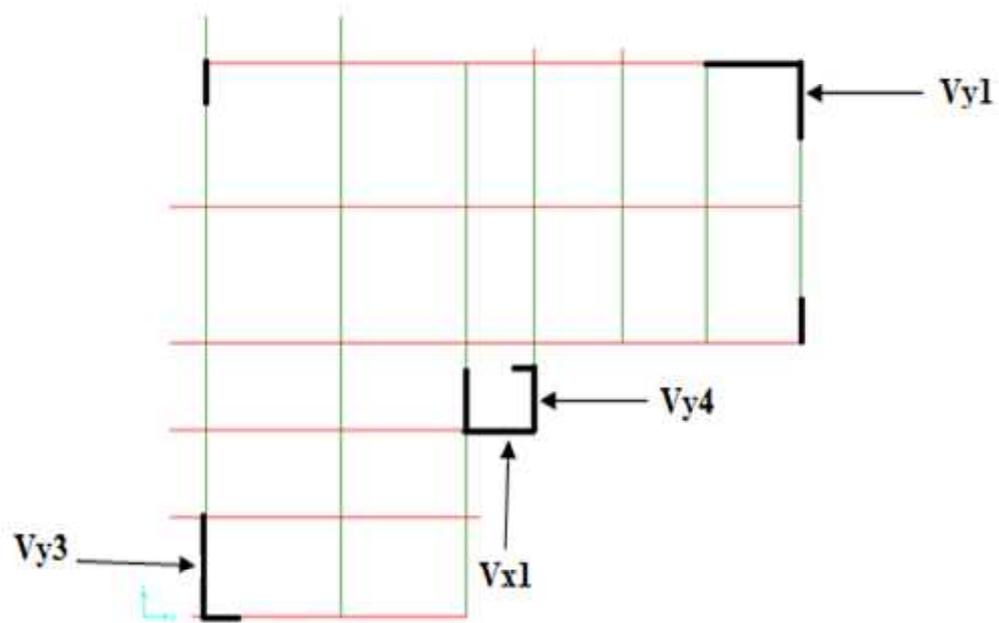


Figure V.6 : Schéma descriptif pour le calcul de la bande



**Figure V.7** : disposition des voiles

On a :

$Vy1$  : bout de voile

$Vy4, Vx1$  : les voiles de l'ascenseur

$Vy3$  : voile avec ouverture ( $Vy3(\text{droit}), Vy3(\text{gauche})$ )

Position	Niveaux	M (KN.m)	N (KN)	L (m)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	Lt (m)	Apot (cm <sup>2</sup> )	A1 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm)
Vy1	RDC+1 <sup>er</sup>	1424.026	-1801.41	3	5702.67	2825.8	2.52	12.01	16.31	5.31
	2 <sup>eme</sup>	618.9165	-993.003	2.95	3024.81	1496.6	2.83	5.59	10.17	3.3
	3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	290.599	-724.233	2.9	1950.73	737.05	2.49	3.21	6.55	1.09
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	149.4086	-424.809	2.85	1197.89	598.67	2.35	1.71	3.37	1.12
Vy4	RDC+1 <sup>er</sup>	160.6323	-2137.23	1.85	940.04	3.34	1.15	0	20.31	0.35
	2 <sup>eme</sup>	177.2401	-1020.54	1.85	1330.36	-11.48	1.45	0	14.11	1.48
	3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	156.4316	-754.769	1.85	1206.16	-6.77	1.55	0	11.54	1.65
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	118.1701	-405.587	1.85	947.21	-0.83	1.8	0	7.70	1.89
	7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup> +9 <sup>eme</sup>	270.0815	-458.24	1.85	1046.49	-3.12	1.41	0	11.63	1.07
Vx1	RDC+1 <sup>er</sup>	4074.84	-1890.88	2.35	5572.52	-47.96	0.94	21.91	6.08	0
	2 <sup>eme</sup>	1625.862	-1222.41	2.3	1882.09	-11.78	0.78	7.14	1.54	0
	3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	1232.212	-939.69	2.25	1804.71	-21.16	0.77	5.58	1.65	0
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	655.0957	-567.273	2.2	1097.82	-12	0.72	2.84	1.00	0
	7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup> +9 <sup>eme</sup>	254.472	-507.164	2.15	2141.05	1069	1.9	3.51	6.42	0
Vy3 (droit)	RDC+1 <sup>er</sup>	1058.784	-2039.76	1.32	8843.16	-15.19	0.92	26.47	6.95	0
	2 <sup>eme</sup>	769.8512	-1123.95	1.29	6781.85	-40.82	0.85	17.92	5.06	0
	3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	48.6186	-177.128	1.27	893.95	-1.02	1.14	1.70	1.24	0
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	203.4283	-294	1.24	2705.58	14.47	0.82	4.87	2.40	0
	7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup> +9 <sup>eme</sup>	124.599	-166.038	1.22	1978.26	-15.19	0.79	2.91	1.82	0
Vy3 (gauche)	RDC+1 <sup>er</sup>	841.2035	-1440.50	0.96	3690.97	-20.22	0.59	26.25	0.62	0
	2 <sup>eme</sup>	780.1072	-849.627	0.93	3861.03	-123.89	0.54	23.33	0.63	0
	3+4	351.2215	-542.171	0.91	3563.35	97.34	0.55	12.28	1.03	0
	5+6	165.9698	-248.219	0.88	1717.64	11.85	0.67	3.48	1.04	0
	7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup> +9 <sup>eme</sup>	105.0612	-95.559	0.86	1779.64	-18.71	0.49	3.60	0.63	0

Tableau V.27: Ferrailage vertical des voiles et poteaux

L : longueur du voile.

Lt : longueur du traction.

Apot :section d'armature de poteau du voile.

A<sub>1</sub>,A<sub>2</sub> :section d'armature des bande 1 et 2.

D'après les prescriptions imposées par le **RPA99/2003**, on a :

- Armatures minimales [Art. 7.7.4.1] :  $ARP A = 0, 20\% \times e \times a$
- Le pourcentage minimal [Art. 7.7.4.3] :  $A_{min} = 0.15\% \times e \times L$

Donc :  $As_v = \max \{A_v, A_{min}, ARP A\}$

– L'espacement :

– En zone courante  $St \leq \min \{1, 5e; 30cm\} = 22.5cm \rightarrow$  On choisit  $St = 20 \text{ cm}$  ;

– En zone d'about ( $L/10$ ) :  $Sta = St/2 = 10 \text{ cm}$

Voiles	Niveaux	Amin BAEL		Amin RPA		Asv (cm <sup>2</sup> )		Asv <sub>rst</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	St (cm)
		A1	A2	A1	A2	A1	A2			
Vy1	RDC+1 <sup>er</sup>	8.03	7.89	3.06	3.01	16.31	7.89	11.58	2x(7T14+7T8+3T14)	10
	2 <sup>eme</sup>	9.45	9.25	3.60	3.53	10.17	9.25	1.58	2x(6t12+5T12+1T12)	
	3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	10.2	6.22	3.90	2.37	10.24	6.22	3.28	2x(6T12+4T12+2T12)	
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	7.88	7.88	3.00	3.00	7.88	7.88	2.36	2x(5T12+5T12+2T12)	
Vy4	RDC+1 <sup>er</sup>	10.5	1.58	4.00	0.60	20.31	1.58	17.50	2x(7T12+3T10+5T16)	10
	2 <sup>eme</sup>	10.5	4.73	4.00	1.80	14.11	4.73	7.43	2x(14T12+4T10+3T14)	
	3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	10.5	5.78	4.00	2.20	11.54	5.78	4.62	2x(7T12+4T10+2T14)	
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	10.5	8.40	4.00	3.20	7.70	8.40	0.32	2x(5T12+5T12+1T10)	
	7+8+9	10.5	4.31	4.00	1.64	11.63	4.31	6.7	2x(5T14+4T10+3T14)	
Vx1	RDC+1 <sup>er</sup>	4.62	0.00	1.76	0.00	6.08	0.00	21.08	2x(5T10+8T14)	15
	2 <sup>eme</sup>	3.47	0.00	1.32	0.00	3.47	0.00	10.61	2x(4T10+7T10)	
	3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	3.89	0.00	1.48	0.00	3.89	0.00	10.40	2x(4T10+7T10)	
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	3.89	0.00	1.48	0.00	3.89	0.00	10.40	2x(4T10+7T10)	
	7+8+9	8.40	8.38	3.20	3.19	8.40	8.38	2.06	2x(5T12+5T12+2T10)	
Vy3 (d)	RDC+1 <sup>er</sup>	3.94	3.31	1.50	1.26	6.95	3.31	22.76	2x(4T12+3T10+4T20)	10
	2 <sup>eme</sup>	3.54	3.15	1.35	1.20	5.06	3.15	17.92	2x(4T10+3T10+4T20)	
	3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	3.15	5.83	1.20	2.22	3.15	5.83	0.63	2x(3T10+4T10+1T10)	
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	2.76	3.70	1.05	1.41	2.76	3.70	5.52	2x(4T8+3T10+3T12)	
	7+8+9	2.36	3.86	0.90	1.47	2.36	3.86	3.74	2x(4T8+4T8+1T10)	
Vy3 (g)	RDC+1 <sup>er</sup>	3.94	0.71	1.50	0.27	3.94	0.71	23.14	2x(4T10+3T8+3T20)	10
	2 <sup>eme</sup>	3.54	0.71	1.35	0.27	3.54	0.71	22.40	2x(3T10+3T8+3T20)	
	3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	3.15	1.18	1.20	0.45	3.15	1.18	11.67	2x(3T10+3T8+3T16)	
	5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	2.76	2.52	1.05	0.96	2.76	2.52	2.38	2x(3T10+3T8+1T14)	
	7+8+9	2.36	1.50	0.90	0.57	2.36	1.50	3.98	2x(3T10+3T8+3T10)	

**Tableau V.28:** Choix des armatures

$A_{sv} (A_1, A_2)$  : section d'armature verticale en  $A_1 A_2$ .

$Asv_{rst}$  = section d'armature verticale de longueur reste ( $L_{rst} = L - Lt$ ).

**Ferraillage horizontal**

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement [Art 7.7.2 du RPA99/2003].

$$\tau_b = \frac{V}{e \cdot d} \leq \tau = 0, 2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

–  $V = 1, 4V_{\text{calcul}}$  ;

–  $e$  : épaisseur du voile ;

–  $d = 0,9h$  : hauteur utile ;

–  $h$  : hauteur totale de la section brute (hauteur d'étage).

Le pourcentage minimal d'armatures est :

–  $0,15\% \times e \times h$  si  $\tau_b \leq 0, 025f_{c28} = 0, 625 \text{ MPa}$  ;

–  $0,25\% \times e \times h$  si  $\tau_b \geq 0, 025f_{c28}$ .

L'espacement :  $St \leq \min \{1, 5e; 30\text{cm}\}$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

–  $40 \varphi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

–  $20 \varphi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Voiles	niveaux	V (KN)	$\tau$ (MPa)	Ah (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	espacement
Vy1	RDC+1 <sup>er</sup>	140.695	0.486	9.38	10T12	20
	2 <sup>eme</sup>	117.448	0.412	8.66	10T12	
	3+4	96.968	0.346	8.03	10T12	
	5+6	99.869	0.363	7.46	8T12	
Vy4	RDC+1 <sup>er</sup>	220.275	0.926	5.55	8T10	20
	2	330.824	1.390	5.55	8T10	
	3+4	300.254	1.262	5.55	8T10	
	5+6	217.051	0.912	5.55	8T10	
	7+8+9	105.772	0.444	5.55	8T10	
Vx1	RDC+1 <sup>er</sup>	769.068	2.545	9.30	10T12	20
	2 <sup>eme</sup>	536.945	1.815	8.59	10T12	
	3+4	544.015	1.880	7.95	8T12	
	5+6	361.02	1.27	7.39	8T12	
	7+8+9	420.882	1.522	6.90	8T12	
Vy3(d)	RDC+1 <sup>er</sup>	-218.815	1.71	5.6	10T10	20
	2 <sup>eme</sup>	-228.459	1.83	4.94	10T10	
	3+4	-27.549	0.224	4.36	10T10	
	5+6	-105.784	0.884	3.85	8T8	
	7+8+9	-61.346	0.521	3.42	8T8	
Vy3(g)	RDC+1 <sup>er</sup>	-108.483	1.17	4.79	10T10	20
	2 <sup>eme</sup>	-131.646	1.46	4.13	10T10	
	3+4	-35.57	0.405	3.55	8T8	
	5+6	-25.363	0.298	3.04	8T8	
	7+8+9	-28.827	0.347	2.61	8T8	

**Tableau V.29 : ferraillage horizontal**

**FERRAILLAGE DES POTEAUX DU VOILES :**

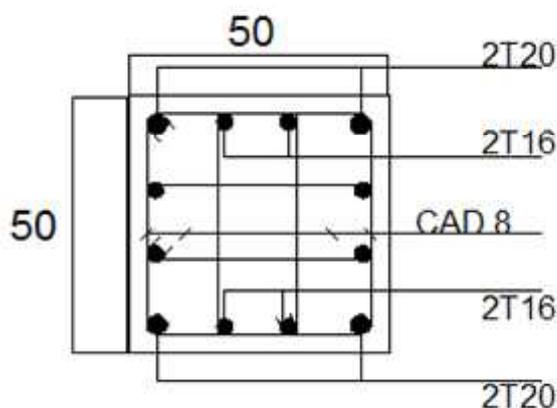
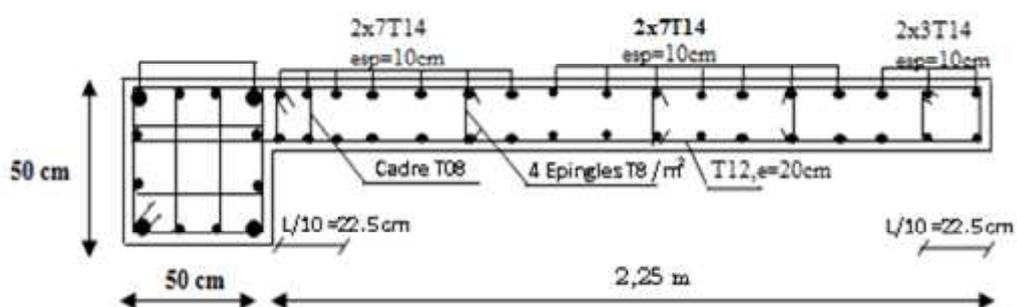
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	AminRPA	As (cm <sup>2</sup> )	choix	As (cm <sup>2</sup> )
RDC+1 <sup>er</sup>	50x50	22.5	26.47	4T20+8T16	28.66
2 <sup>eme</sup>	45x45	18.22	23.33	4T20+8T14	24.88
3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	40x40	14.4	12.28	4T20+8T14	24.88
5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	35x35	11.02	4.87	4T20+8T14	24.88
7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup> +9 <sup>eme</sup>	30x30	8.1	3.60	4T20+8T14	24.88

Tableau V.30 : ferraillage des poteaux du voile

**Remarque :**

Les résultats obtenus pour les poteaux liés aux voiles s'avèrent plus grand que ceux des poteaux centraux préalablement calculés.

Nous avons alors généralisés le ferraillage selon les derniers résultats pour les poteaux du RDC et 1<sup>er</sup> étage.

Figure V. 8 : schéma de ferraillage de poteau du voile (RDC,1<sup>er</sup>)Figure V.9 : schéma de ferraillage du voile Vy1 (RDC,1<sup>er</sup>)

**V.4.6 FERRAILLAGE DES LINTEAUX :**

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment  $M$  et un effort tranchant  $V$ . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

- La méthode de ferraillage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.
- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ;  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien :  $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$  (  $\tau_u^{cal} = S_{12}$  du fichier résultats du **SAP2000**)

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile =  $0,9h$ .

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**VI.4.6.1 Premier Cas :**  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts  $M$  et  $V$ )
- On devra disposer :
  - Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
  - Des aciers transversaux ( $A_t$ )
  - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau ( $A_c$ )

**a. Aciers Longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec:  $Z = h - 2d'$

Où:

$h$  : Est la hauteur totale du linteau.

$d'$  : Est la distance d'enrobage.

$M$  : Moment dû à l'effort tranchant (  $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$  )

**b. Aciers Transversaux :**

Deux cas se présentent :

- - Premier sous cas : Linteaux Longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

On a : 
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où :  $S$  : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

$V$  : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ( $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$ )

$l$  : Représente la portée du linteau.

- - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ( $\lambda_g \leq 1$ )

On doit avoir : 
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

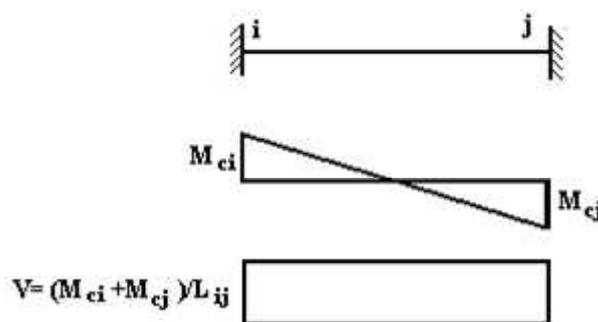
Avec :  $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments "résistants ultimes" des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée  $l_{ij}$  (voir figure suivante) et calculés par :  $M_c = A_t f_e Z$

Où :  $Z = h - 2 d'$



**Figure V .10** : diagrammes des moments résistants

**VI.4.6.2. Deuxième Cas :**

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts ( $M$ ,  $V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de  $A_D$  se fait suivant la formule : 
$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec : 
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad (\text{voir figure})$$

Et : 
$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration}) \quad \left( \tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12} \right)$$

#### VI.4.6.3. Ferrailage Minimal :

$b$  : Epaisseur du linteau

$h$  : Hauteur totale du linteau

$S$  : Espacement des armatures transversales

#### a. Armatures Longitudinales $A_l$ et $A'_l$ :

$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$

#### Armatures Transversales $A_t$ :

• si  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$

• si  $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

#### c. Armatures de Peau (ou en section courante) $A_c$ :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

C'est à dire :  $A_c \geq 0,002bh \quad (\text{en deux nappes})$

#### d. Armatures Diagonales $A_D$ :

• si  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

• si  $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

#### VII.4.6.4. Linteau

Soit le linteau suivant :

$$h = 1.02m$$

$$l = 1.42m$$

$$b = 0,15m$$

On lit sur le **SAP 2000** :  $S_{12} = \tau_u^{cal} = 2.218MPa$

Les calculs :

- $\tau_b = 2.218MPa$
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5MPa$   
 $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow$  On est dans le cas N°2 (V.4.6.2)

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

- $A_l = A'_l \geq 0,0015(0,15)(1.02)10^4 = 2.295 \text{ cm}^2$   
 Soit :  $A_l = A'_l = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$
- $A_c \geq (0,002)(0,15)(1.02)10^4 = 3,06 \text{ cm}^2$   
 Soit :  $A_c = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$  (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)
- $0,025 f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$  donc :

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S = (0,0025)(0,15)(0,255)10^4 = 0,956 \text{ cm}^2 \quad \text{car} \quad S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 25.5 \text{ cm}$$

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

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 25 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$\bullet A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec: } \text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{102 - 2(25)}{142} = 0,366 \Rightarrow \alpha = 20.102$$

$$A_D = \frac{(2.21)(0,15)(1.02)}{(2)(400) \sin(20.102)} = 12.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 8HA10 = 12.57 \text{ cm}^2$$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 2,29 \text{ cm}^2$  c'est vérifiée

- Longueur d'ancrage :  $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{102}{4} + 50(1,00) = 75.5$

$$\Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$$

- Disposition des Armatures dans le Linteau : [1]

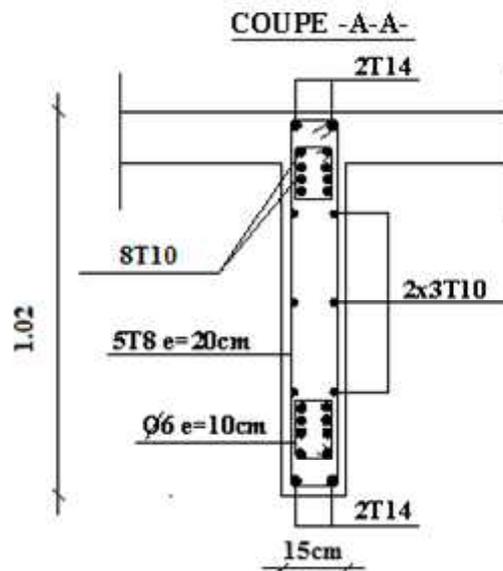
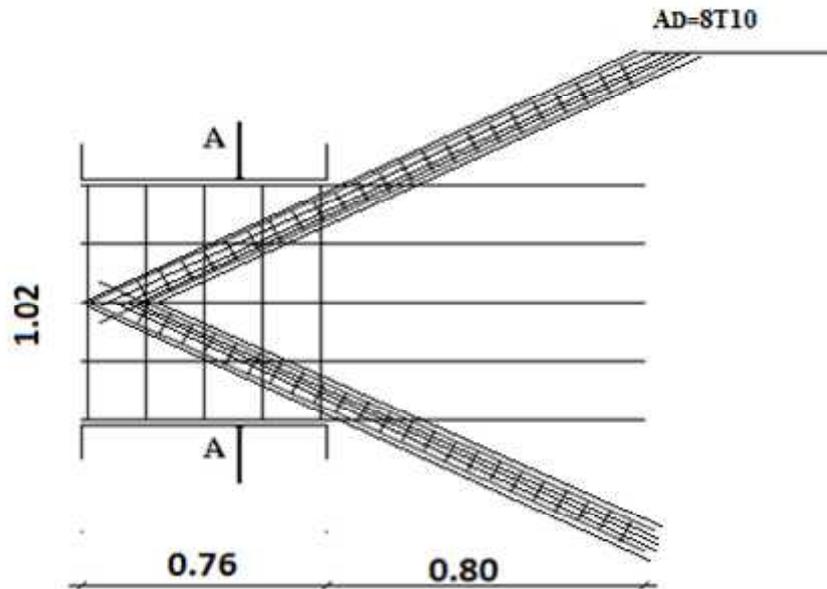


Figure V.11 : Schéma de ferrailage de linteau



**VI.1. INTRODUCTION :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations.
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.
- Au début on s'attendait à avoir deux types de fondation (un pour chaque bloc).

Au vu des résultats obtenus par un autre binôme encadré par le même promoteur nous avons adoptés le même type de fondations car la suppression des trois étages s'est avérée sans influence sur ces dernières.

**VI.2.FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

**VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :**

Le choix de 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.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

#### **VI.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS :**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

#### **VI.5.CALCULE DES FONDATIONS :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

#### **VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:**

##### **VII.6.1. Semelles Isolées :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport  $a$  sur  $b$  :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

Avec :  $A = B = \sqrt{S}$

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

Effort normal revenant au sous sol :

$$N_{\text{sous sol}} = 2018.186 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{2018.186}{200} \Rightarrow S = 10.09 \text{ m}^2$$

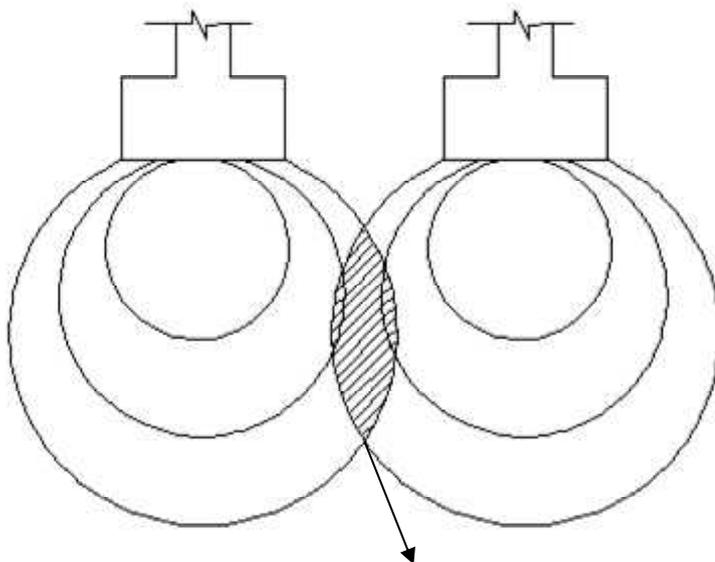
$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{10.09} = 3.17 \text{ m} \Rightarrow B = 4,00 \text{ m}$$

**Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 2.25 \text{ m} < 1,5xB = 6.00 \text{ m} \dots\dots$  non vérifie



Risque de cisaillement du sol

**Figure VI.1** : l'effet de cisaillement du sol

### **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des bulbes de pression (bulbes de Boussinesq) qui peut provoquer un cisaillement du sol, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**VI.6.2. Semelles Filantes :**

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur totale de la semelle est compris le débord.

lors :  $B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

<i>Files</i>	<i>N(kN)</i>	<i>S(m<sup>2</sup>)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B<sup>choisie</sup>(m)</i>
<b>1</b>	2159.3	10.79	4.5	2.39	2.50
<b>2</b>	7871.757	39.35	17.78	2.21	2.50
<b>3</b>	9224.676	46.123	17.78	2.59	3.00
<b>4</b>	7850.132	39.25	17.78	2.20	2.50
<b>5</b>	4258.966	21.29	11.8	1.80	2.00
<b>6</b>	2965.024	14.82	9.03	1.64	2.00
<b>7</b>	2875.952	14.37	9.03	1.59	2.00
<b>8</b>	2893.972	14.46	9.03	1.60	2.00

**Tableau VI.1 :** Sections des semelles filantes

**Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :**

Il faut vérifie que :  $L_{min} \geq 2xB$

Tel que  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a  $L_{min} = 2.25 \text{ m} < 2xB = 6 \text{ m}$  .....non vérifie

**Conclusion :**

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige à opter pour un choix du radier générale.

**VI.6.3. Radier Générale:****• Introduction :**

Un radier est une dalle pleine constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier général et l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

**• Dimensionnement de l'ouvrage:**

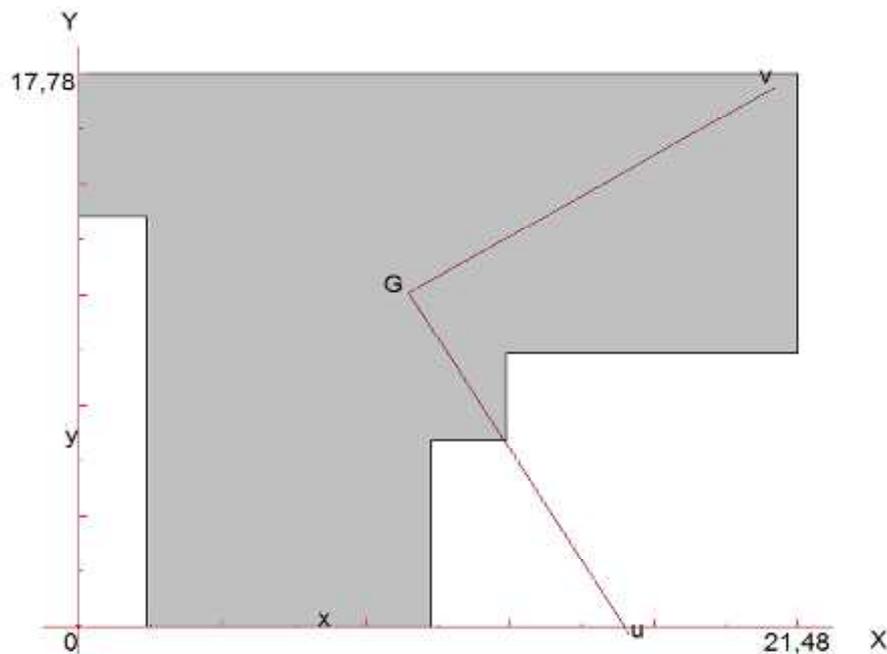


Figure VI.2: Surface de l'ouvrage

• Surface nécessaire :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Pour déterminer la surface du radier il faut que:  $\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sols.

<i>N<sub>ser</sub></i> (kN)
39020.129

Tableau VI.2: Efforts normaux appliqués sur le radier.

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{39020.129}{200} = 195.100 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage = 265.6m<sup>2</sup> > S<sub>nec</sub>.

- Débord de 50cm pour chaque coté.

- La section totale du radier est de :  $S=304.795m^2$

La pression sous le radier :

$$P_u = \frac{N_u}{S} = \frac{53505.564}{304.795} = 175.546kN / m^2$$

### VI.6.3.1. PRÉDIMENSIONNEMENT DU RADIER :

#### 1).Radier plein :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$\frac{L}{8} \leq e_{rad} \leq \frac{L}{5} \quad [7] \text{ (fondation spéciales page 41)}$$

L : distance max entre deux points d'appuis.

$e_{rad}$  : épaisseur du radier.

$$\Rightarrow \frac{460}{8} \leq e_{rad} \leq \frac{460}{5} \Rightarrow 57,5cm \leq e_{rad} \leq 92cm$$

On prend :  $e_{rad} = 60cm$

#### Condition de non poinçonnement: [1]

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

$N_u$ : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u=53505.564kN$ )

$U_c$ : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ( $U_c=2[(a+b)+2h]$ )

$a=b=50cm$  et  $h=60cm$

$$N_u \leq 0,045(4a+4b)h \cdot f_{c28}$$

$N_u \geq 2700KN$  donc condition non vérifiée

#### 2).radier nervuré :

- **Condition forfaitaire: [5]**

- Hauteur de la nervure :  $h_{nervure} \geq L_{max}/10=460/10=46cm$  ; Soit :  $h \geq 50cm$

- Épaisseur de la table :  $e_{table} \geq L_{max}/20=460/20=23cm$  ; Soit :  $e \geq 25cm$

- **Condition de cisaillement: [1]**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$  (sous sol).

$N_u = 53505.564kN$

$L = 4.60m$  ;  $b = 1m$

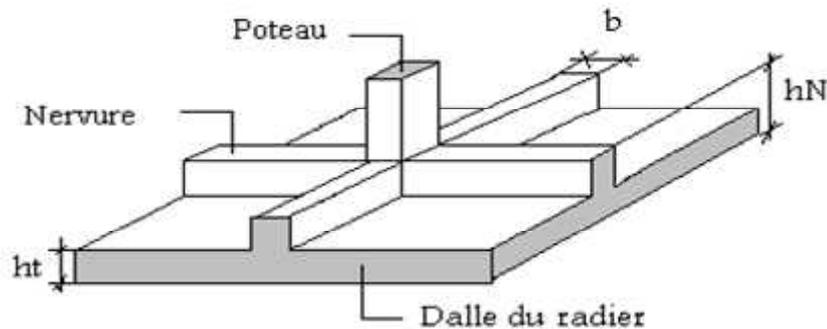


Figure VI.3: Radier nervuré

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 17,94cm$$

$$\Rightarrow h_1 = 20cm$$

- **Condition de coffrage:**  $b \geq 45cm$  donc on opte  $b = 60cm$
- **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur de la de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale de la nervure  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$b = 60cm$ : largeur de la nervure.

E: Module d'élasticité du béton ( $E = 321641,951MPa$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [kg/cm^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [kg/cm^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [kg/cm^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:  $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{max}}{\pi} \right)^4}{E}}$

<b>H nervure [m]</b>	<b>0.85</b>
I [10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup> ]	683.617
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	3.12
$\frac{\pi}{2}L_e$	4.91

Tableau VI.3: Choix de hauteur des nervures

$$\Rightarrow h_2 = 85cm$$

- **La hauteur de nervure:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_3 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a :  $L_{max} = 4.60m$

$$\Rightarrow 30.66cm < h_3 < 46cm \Rightarrow h_3 = 40cm$$

Donc:

On prend:  $h_N = \max(h_1, h_2, h_3) = 95cm$

**Le choix final :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 35cm$
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 85cm \\ b = 60cm \end{cases}$

**VI.6.3.2 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER :**

**Position du centre de gravité:**

$$\begin{aligned} x_G &= 9.84m \\ y_G &= 10.71m \end{aligned}$$

**Moments d'inertie:**

$$\begin{aligned} I_{xx} &= 6102m^2 \\ I_{yy} &= 8325m^2 \end{aligned}$$

**VI.7 VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER :**

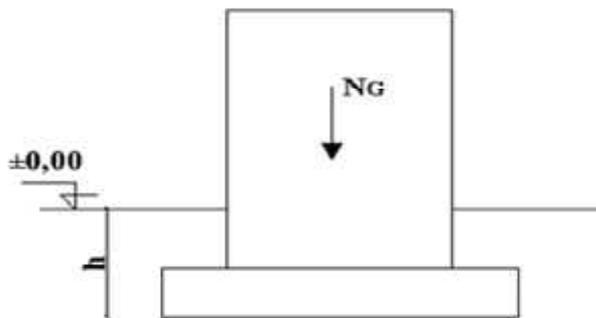
**1). Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :**

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Avec :

- e0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
- Mr: Moment de renversement dû aux forces sismique.
- Nr : N1 (de la superstructure) +N2 (sous-sol).
- B : la largeur du radier.



FigureVI.4.Schéma statique du bâtiment

		F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	ex m	ey m
ELU	/	53505.566	-21.429	-1.923	-0.0004005	-3.592E-05
ELS	/	39020.129	-16.001	-0.671	-0.0004100	-1.7163E-05
G+Q+Ex	Max	53610.989	412.852	651.692	0.00770088	0.012155941
G+Q+Ex	Min	24429.27	-444.854	-652.928	-0.0182098	-0.02677282
G+Q+Ey	Max	54447.453	796.770	440.203	0.01463374	0.008084914
G+Q+Ey	Min	23592.805	-840.209	-471.914	-0.0356129	-0.02002454
0.8G+Ex	Max	41388.877	415.131	657.625	0.01003001	0.015888931
0.8G+Ex	Min	12207.157	-442.576	-646.966	-0.0362554	-0.05298909
0.8G+Ey	Max	42225.344	810.485	476.611	0.01919428	0.011287321
0.8G+Ey	Min	<b>11370.695</b>	<b>-837.930</b>	<b>-465.982</b>	-0.0736920	-0.04098096

Tableau VI.4: Représentant les valeurs de Nr, Mr, e0

Le cas le plus défavorable pour l'évaluation du risque de renversement est représenté par l'excentricité la plus importante, cette excentricité est la plus défavorable pour la combinaison 0,8G-Ey.

$$e_{0max} = 0.0736m \Rightarrow \begin{cases} Nr = 11370.695 kN \\ Mr = 837.930 KN.M \end{cases}$$

$$e_0 = 0,0736m < 21.48/4 = 5,37m \quad \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**VI.8. CALCUL DES CONTRAINTES :**

Les contraintes du sol sont données par:  $\sigma_{sol}=2bars$

**1).Sollicitation du premier genre:**

À l'ELS:  $N_{stot}=N_{ser}+N_{rad}+N_{ner}+N_{ter}$

$N_{ser}$ =poids propre de la structure (39020.129KN)

$N_{rad}$ =poids propre de radier ( $N_{rad}=S \times \gamma_b \times h=304.795 \times 25 \times 0.35=2666.956KN$ )

$N_{ner}$  = poids propre du nervure ( $N_{ner}= S \times \gamma_b \times h=126.416 \times 25 \times 0.5=1580.2KN$ )

$N_{ter}$ = poids propre de la terre ( $N_{ter}= S \times \gamma_h \times h=183.934 \times 18 \times 0.5=1655.406KN$ )

$\Rightarrow N_{sto}=44922.691KN$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{stot}}{S_{rad}} = \frac{44922.69}{304.795} = 143.386kN / m^2$$

$\sigma_{ser} = 143.386kN / m^2 < \sigma_{sol} = 200kN / m^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

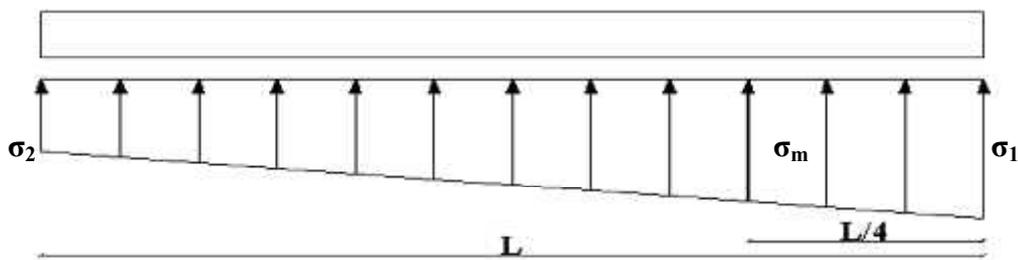
**2).Sollicitation du second genre:**

On doit v\erifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$



**Figure VI.5 . Contraintes sous le radier**

On v\erifie que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas d\epasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour \eviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inf\erieur \`a } 1,33\sigma_{sol}$$

**ELU:**

$N_u=1,35G+1,5Q=53505.566kN+5902.562=59408.128KN$

$M$  est le moment de renversement.

$\sigma_{sol}=200kN/m$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<b>Sens x-x</b>	196.266	193.556	195.588
<b>Sens y-y</b>	195.757	194.065	195.334
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VI.5: Contraintes sous le radier à l'ELU

**ELS:**

$$N_{stot} = 44922.69KN$$

$M$  est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200kN/m^2$$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<b>Sens x-x</b>	148.741	146.031	148.063
<b>Sens y-y</b>	148.232	146.540	147.809
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VI.6: Contraintes sous le radier à l'ELS

**Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**3). Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

**ELU:**

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 195.588 kN / m^2$$

**ELS:**

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 148.063 kN / m^2$$

**VI.9. FERRAILLAGE DU RADIER :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher, La fissuration est considérée préjudiciable.

**VI.9.1. Ferrailage de la dalle du radier:****1). Détermination des efforts:**

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**Panneau de rive:**

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0,85M_x$   
 $M_{ty} = 0,85M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$  (appui de rive)  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$  (autre appui)

**Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0,75M_x$   
 $M_{ty} = 0,75M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5M_0$

Avec:  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

**2). Valeur de la pression sous radier:****ELU:**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 195.588 \text{ kN / m}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 147.809 \text{ kN / m}$$

**3). Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

<i>P</i>	<i>L<sub>x</sub></i> (m)	<i>L<sub>y</sub></i> (m)	<i>L<sub>x</sub>/L<sub>y</sub></i>	$\mu_x$	$\mu_y$	<i>q<sub>u</sub></i> (kN/m)	<i>M<sub>x</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>tx</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>y</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>ty</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>a</sub></i> (kNm)
<i>PI</i>	4,40	4,60	0,956	0,0410	0,8875	195.588	155.249	116.436	137.783	117.115	77.624

Tableau VI.7: Calcul des moments à l'ELU

**4). Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

<i>P</i>	<i>L<sub>x</sub></i> (m)	<i>L<sub>y</sub></i> (m)	<i>L<sub>x</sub>/L<sub>y</sub></i>	$\mu_x$	$\mu_y$	<i>q<sub>ser</sub></i> (kN/m)	<i>M<sub>x</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>tx</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>y</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>ty</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>a</sub></i> (kNm)
<i>PI</i>	4,40	4,6	0,956	0,0483	0,9236	147.809	138.214	103.66	127.654	108.505	69.107

Tableau VI.8: Calcul des moments à l'ELS

**5). Calcul du ferrailage:**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=35\text{cm} \\ d=0,9h=31,5\text{cm}$$

	<i>Sens</i>	<i>M<sub>u</sub></i> (kNm)	$\mu$	$\alpha$	<i>Z</i> (cm)	<i>A<sub>s</sub><sup>cal</sup></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>Choix</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>adp</sup></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>S<sub>t</sub></i> (cm)
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	116.436	0,082	0,107	30.15	11.09	5T20	15.71	20
	<i>y-y</i>	117.115	0,083	0,108	30.13	11.16	5T20	15.71	20
<i>Appui</i>	<i>x-x</i>	77.624	0,055	0,0707	30.60	7.28	5T16	10.05	20
	<i>y-y</i>								

Tableau VI.9: Ferrailage des panneaux du radier

**Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte  $S_t=20\text{cm}$

**Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t=20\text{cm}$

6). **Vérifications nécessaires :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80\text{cm}^2 < 10.05\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

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

**Béton :**  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

**Acier :**  $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	103.66	15.71	10.05	142258.991	7.32	15	15.629	201.63	Oui
	y-y	108.505	15.71	10.05	142258.991	7.66	15	16.360	201.63	Oui
<b>Appuis</b>	x-x	69.107	10.05	16.70	188269.046	6.129	15	5.432	201.63	Oui
	y-y									

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{195.588 \times 4.6}{2} = 449.85\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{449.85 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.42\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

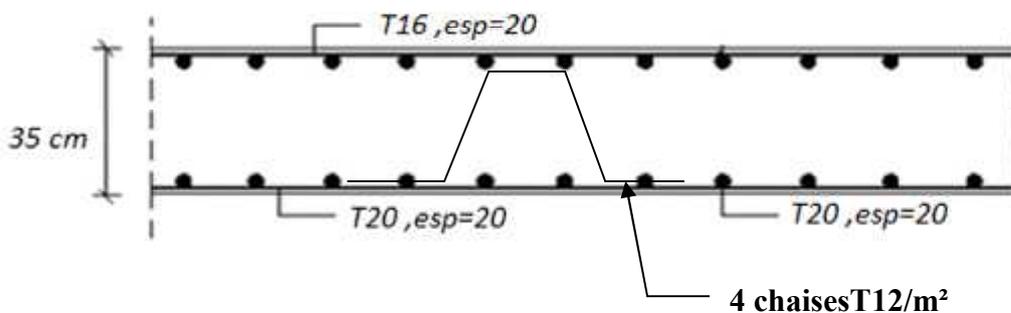


Figure VI.6. Ferrailage de la Dalle du Radier

**VI.10. Ferrailage Des Nervures :****1).Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (*BAEL91 modifié 99*)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

**2).Calcul des armatures longitudinales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 60\text{cm} \\ h = 85\text{cm} \\ d = 76.5\text{cm} \end{array} \right.$$

$$A_{s \min} = 0,5 \% b.h$$

$$\text{Alors: } A_{s \min} = 25.5\text{cm}^2$$

- **Sens porteur (x-x) :**

$$L = 4,4\text{m} ; q_u = 195.588\text{kN/ml}$$

	$M_u(\text{kNm})$	$M$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<b>Appuis</b>	236.661	0.0475	0.0608	74.63	9.11	5T20	15.71
<b>Travée</b>	402.324	0.0808	0.1054	73.27	15.77	7T20	21.99

**Tableau VI.11.** Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (y-y) :**

$$L = 4,60\text{m} ; q_u = 195.588\text{kN/ml}$$

	$M_u(\text{kNm})$	$M$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<b>Appuis</b>	258.665	0.0519	0.0666	74.46	9.98	5T20	15.71
<b>Travée</b>	439.730	0.0883	0.1157	72.959	17.31	7T20	21.99

**Tableau VI.12 :** Ferrailage des nervures (sens non porteur)

**3).Vérifications nécessaires :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.54\text{cm}^2 < 15.71\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

Nous avons :  $q_{ser}=174.809\text{kN/ml}$

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Travée	x - x	211.518	15.71	1.29	15	12.12	201.63	Oui
	y - y	231.184	15.71	1.41	15	13.25	201.63	Oui
Appui	x - x	359.582	21.99	1.88	15	14.80	201.63	Oui
	y - y	393.014	21.99	2.06	15	16.17	201.63	Oui

Tableau VI.13. Vérification des contraintes

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad \text{Avec} \quad T_u = \frac{P_u.L}{2} = \frac{195.588 \times 4,60}{2} = 449.852 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{449.852.10^3}{600 \times 765} = 0,980 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,980 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

#### 4). **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_y K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,49\text{MPa}$$

#### **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 22\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 42.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 2\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa}; \tau_u = 0.980\text{MPa}; f_{t28} = 2,1\text{MPa}; b = 60\text{cm}; d = 85\text{cm}$$

On trouve :

- $S_t = 20\text{cm}$ ..... Zone nodale.
- $S_t = 25\text{cm}$ ..... Zone courante.
- Zone nodale  $A_t \geq 3.6\text{cm}^2$
- Zone courant  $A_t \geq 4.5\text{cm}^2$

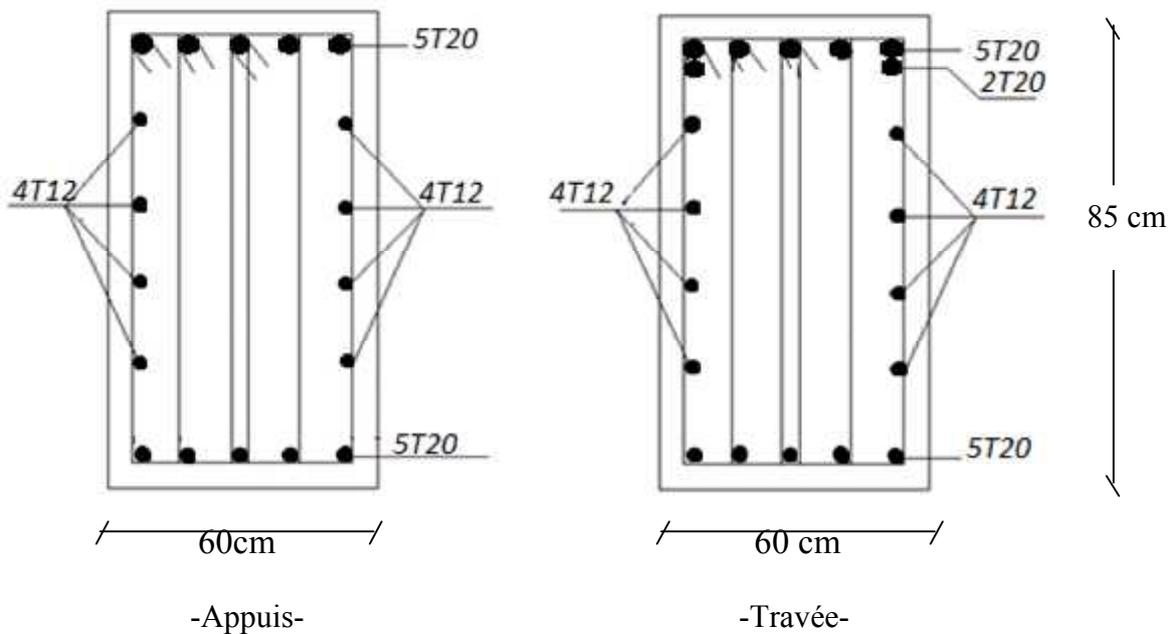
On prend : 5T12 ( $A_s = 5.65\text{cm}^2$ )

**5). Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Leur section est au moins  $3\text{cm}^2$  /ml pour mettre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ( $h=85\text{cm}$ ).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0,85 = 2.55\text{cm}^2$$

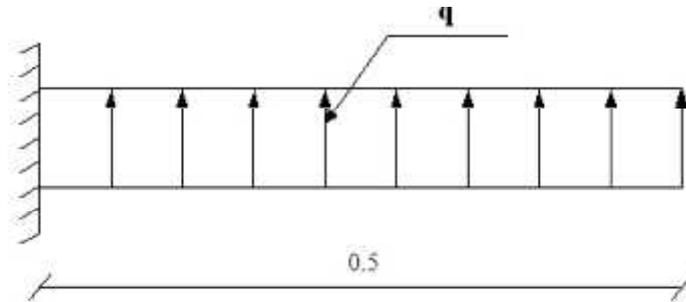
On opte 4T12 =  $4,52\text{cm}^2$



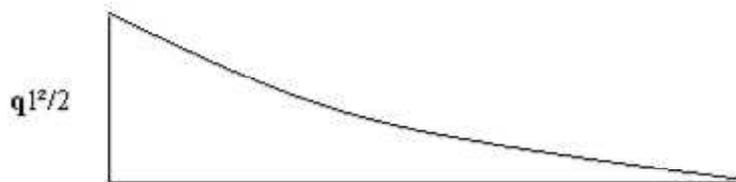
**Figure VI.7.** Ferrailage des nervures XX et YY

**VI.11. Ferrailage Du Débord :**

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.



**Figure VI.8.** Schéma statique du débord



**Figure VI.9:** Diagramme des Moments.

**1).Calcul de ferrailage :**

$q_u = 195.588 \text{ KN/ml}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $h = 35 \text{ cm}$  ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 24.44 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0173$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0218$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31.22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2.24 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2 > 2.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

On adopte  $A_s = A_s^{\min} = 3.8 \text{ cm}^2$

Choix : 5T12, avec  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$  , esp = 20 cm

• **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.412.cm^2 \leq A_r \leq 2.82cm^2$$

On prend  $5T8=2.51 cm^2$  ,  $S_t= 20cm$

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

$$q_{ser}=174.809kN/ml$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 21.85 kNm$$

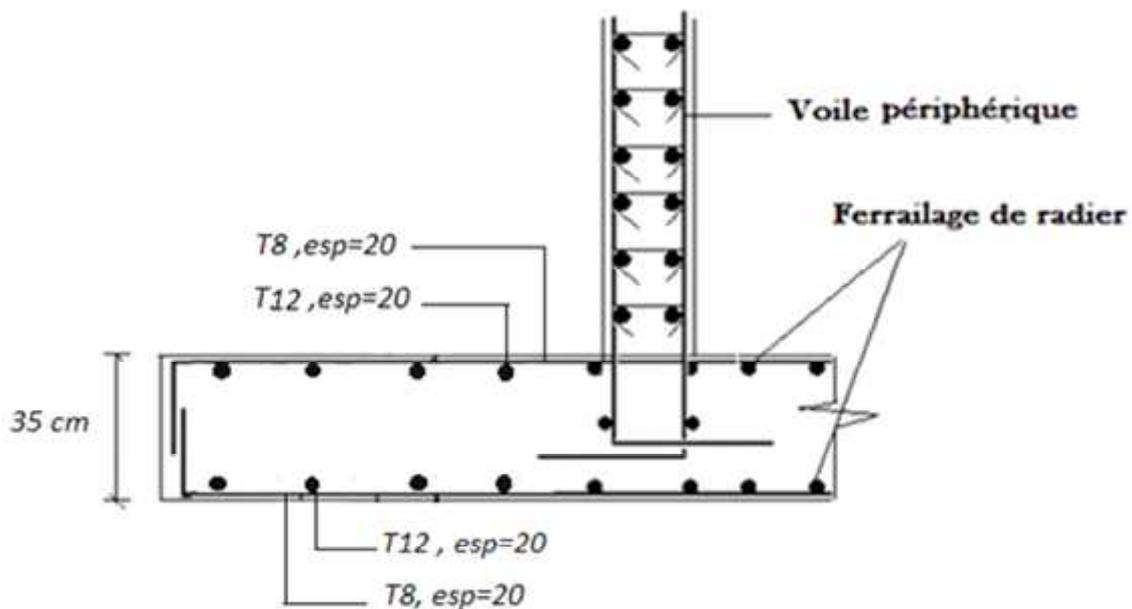
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

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

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
21.85	5.65	12.57	15	48.29	201.6	OK

**Tableau VI.14.** Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier



**Figure VI.10.** Ferrailage du Débord.

**VI.12. Etude du voile périphérique :****1). Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

**2). Pré dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

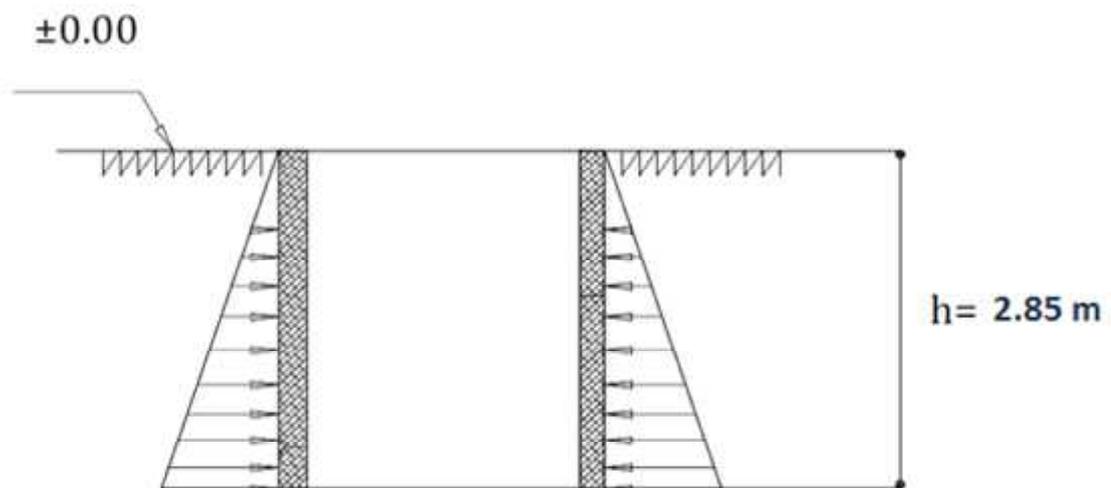
- Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$

- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens ( $B$  : Section du voile).

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- La longueur de recouvrement est de  $50\phi$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.



**Figure VI.11:** Schéma statique représente la poussée de terre sur le voile périphérique

**3). Évaluation des charges :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 4.4\text{m}$  ;  $L_y = 4.6\text{m}$ .

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de  $1\text{m}$  se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99 [1]**, la charge de poussées des terres est donnée par :  $Q=A.\gamma.H$

Avec :

$Q$  : Contrainte à la base sur une bande de  $1m$ .

$A$  : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma_h=18kN/m^3$ ).

$H$  : Hauteur du voile ( $H=2.85m$ ).

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,49$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 25.13kN/ml \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 33.92kN/ml$$

#### 4). Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,956 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0483 ; \mu_y=0,9236$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 31.71kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 29.28kNm$$

- Moment en travée :  $M_{tx}=0,85M_x=26.95kNm$   
 $M_{ty}=0,85M_y=24.88kNm$

- Moment sur appuis :  $M_{ax}=M_{ay} = 0,5M_x=15.85kNm$

#### 5). Calcul du ferrailage :

$$b=100cm ; h=15cm ; d=13.5cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u$ (kNm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	26.95	6.07	7T12	7.92	15
	y-y	24.88	5.58			
Appuis	x-x	15.85	3.48	5T10	3,93	20
	y-y					

**Tableau VI.15.** Ferrailage du voile périphérique

- **Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre  $12$  et  $30cm$  ( $12 \leq e \leq 30$ ) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0=0,0008 \text{ pour les barres de FeE400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{4.4}{4.6} \right) \frac{100.15}{2} = 1.22cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2cm^2$$

**En travée**

$$\begin{cases} A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.22 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 3.93 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.22 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.93 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

Nous devons vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 51.23 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 49.74 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 51.23 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{51.23 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,379 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à L'E.L.S :**

**Evaluation des sollicitations à l'E.L.S**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,956 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 25.13 \text{ kN / ml}$$

$$\mu_x = 0.0483$$

$$\mu_y = 0.9236$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 23.49 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 21.69 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85 M_x = 19.96 \text{ kNm}$   
 $M_{ty} = 0,85 M_y = 18.43 \text{ kNm}$

- Moment sur appuis :  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 11.74 \text{ kNm}$

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	x - x	19.96	6.79	23.80	15	50.58	201.63	Oui
	y - y	18.43	6.79	21.97	15	46.70	201.63	Oui
<b>Appui</b>	x - x	11.74	3.93	20.71	15	60.56	201.63	Oui
	y - y							

Tableau VI.16. Vérification des contraintes a l' ELS

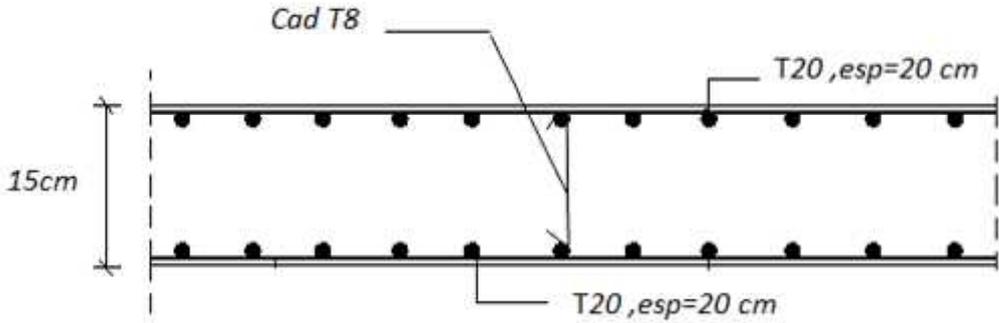
- **Redimensionnement de la section d'armature :**

	Sens	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
<b>Travée</b>	x-x	6.07	6T20	18.85	20
	y-y	5.58	6T20	18.85	20
<b>Appui</b>	x-x	3.48	6T16	12.06	20
	y-y				

Tableau VI.17. Redimensionnement des Armatures

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	x - x	19.96	18.85	12	15	13.51	201.63	Oui
	y - y	18.43	18.85	11.08	15	12.48	201.63	Oui
<b>Appui</b>	x - x	11.74		9.42	15	14.08	201.63	Oui
	y - y		12.06					

Tableau VI.18. Vérification des contraintes (correction)



**Figure VI.12.** Ferrailage du voile périphérique

## Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques, l'application des règlements et de certaines méthodes et de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Pour le respect des exigences fonctionnelles, certains bâtiments présentent souvent un profil non uniforme en élévation. Par conséquent, ce type de configuration peut entraîner une distribution irrégulière des charges ou des rigidités en donnant naissance à de sérieuses concentrations de contraintes au niveau de la discontinuité et peut affecter défavorablement le comportement d'une construction sous l'action d'un tremblement de terre.

La disposition de la cage d'ascenseur joue un rôle d'un noyau central pour cela on a rigidifié au maximum par des voiles afin d'éliminer le problème de torsion.

Les déplacements inter-étages ont été vérifiés permettant ainsi d'éviter la création de joint sismique entre les deux blocs.

La conception architecturale et les différents décrochements ont été des facteurs pénibles pour le positionnement des voiles afin d'assurer un comportement idéal de cette structure, malgré cela des efforts ont été fournis pour éviter tout comportement indésirable pouvant nuire la structure.

Parmi les modèles quand nous avons étudiés le modèle que nous proposons s'avère le meilleur du point de vue résultats obtenus suivant les conditions du RPA et les autres réglementes utilisés

# Bibliographie

- [1] D.T.R-B.C.2.48 : Règles Parasismique Algériennes (RPA 99/ version 2003).C.G.S.
- [2] CBA93 : Règles de conception est de calcul des structures en béton armé. C.G.S.
- [3] BAEL91: Béton armé aux états limite.
- [4] H.RENAUD, F.LETERTRE : Technologie du bâtiment gros œuvre.
- [5] M. BELAZOUGUI : Cours de béton armé. tome2. O.P.U. 1983.
- [6]D.T.R-B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- [7]MARSEL FORNI : Fondation spéciales.

## Logiciels

- AutoCAD 2013.
- SAP 2000, Version 14.2.2.
- SOCOTEC, Version 1.00.000.
- Microsoft office Excel 2010.

**ORGANIGRAMME -I-**

**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

**LES DONNEES**  
Caractéristique du béton et l'acier  
Sollicitation  $M_u$

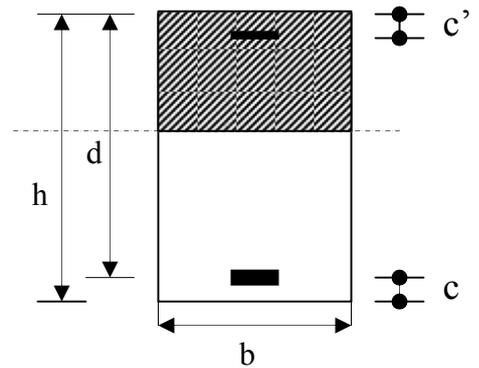
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



**Situation durable :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

**Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ( $A_s' = 0$ )

Non ( $A_s' \neq 0$ )

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui Non  
 $\mu \leq 0,186$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \left[ \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

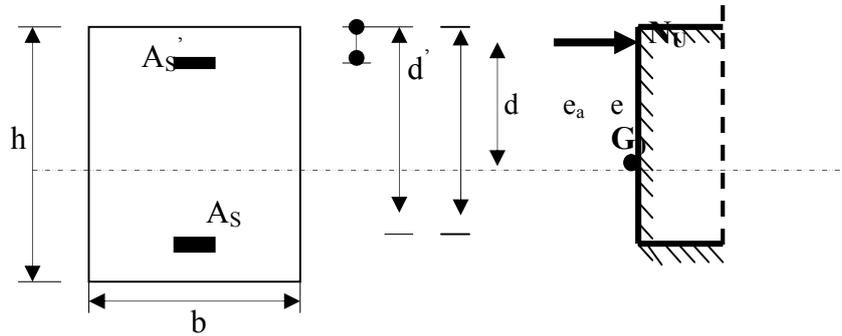
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[ \frac{M_U - M_R}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

**ORGANIGRAMME -II-**

**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



**LES DONNEES**  
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui / Non  
 $\psi_1 \leq 0,81$

Calculer  $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left( \frac{d^4}{h} \right) - \left[ \frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left( \frac{6}{7} \right) - \left( \frac{d'}{h} \right)}$$

Oui / Non  
 $e \leq e_{NC}$

Oui / Non  
 $\chi \leq 0,19$

Section entièrement comprimée E.L.U  
 Non atteint % minimal d'armatures  $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de parement  
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée E.L.U  
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée PIVOT C

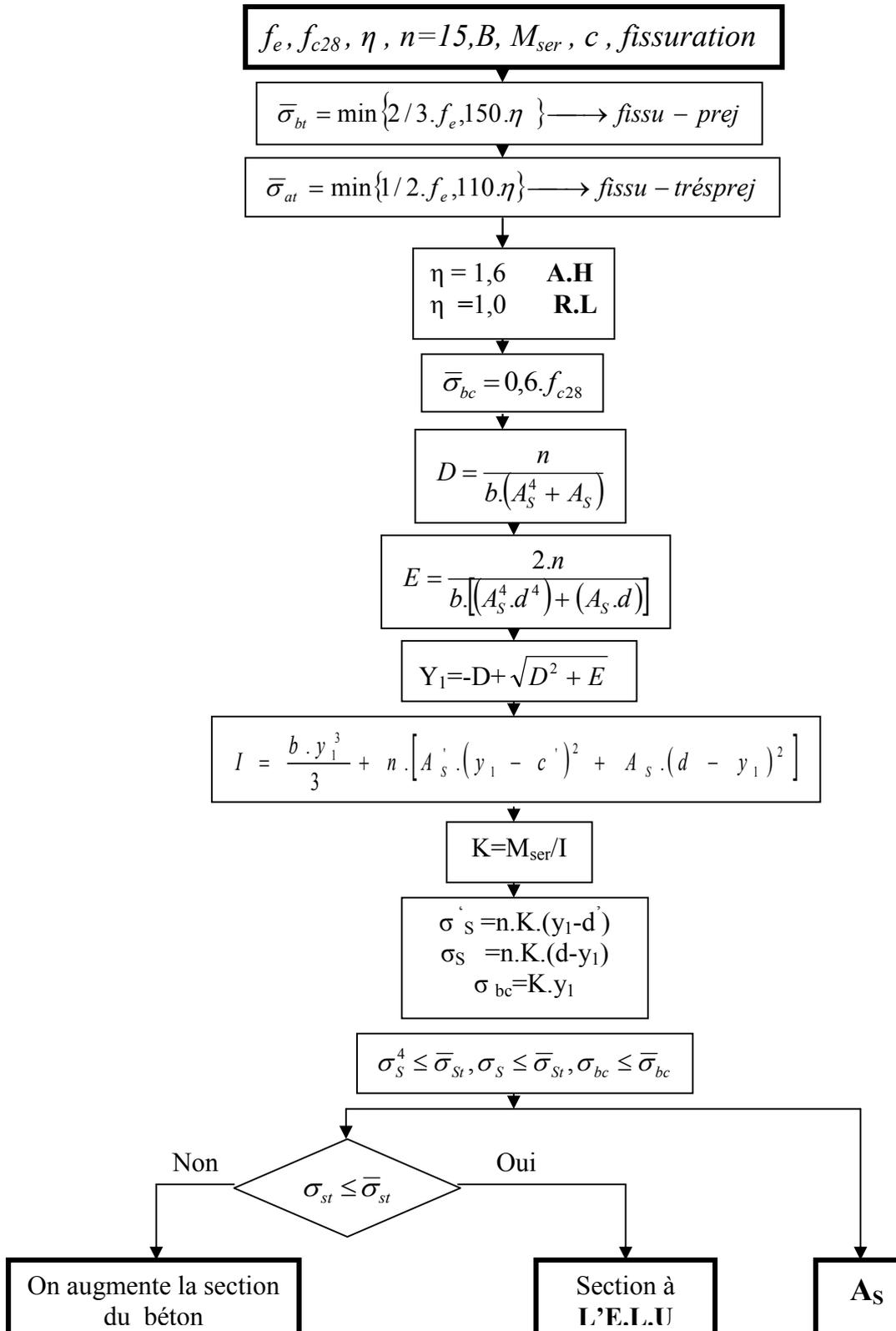
Oui / Non  
 $X > 0$

$A_S' = 0$   
 $A_S = 0$

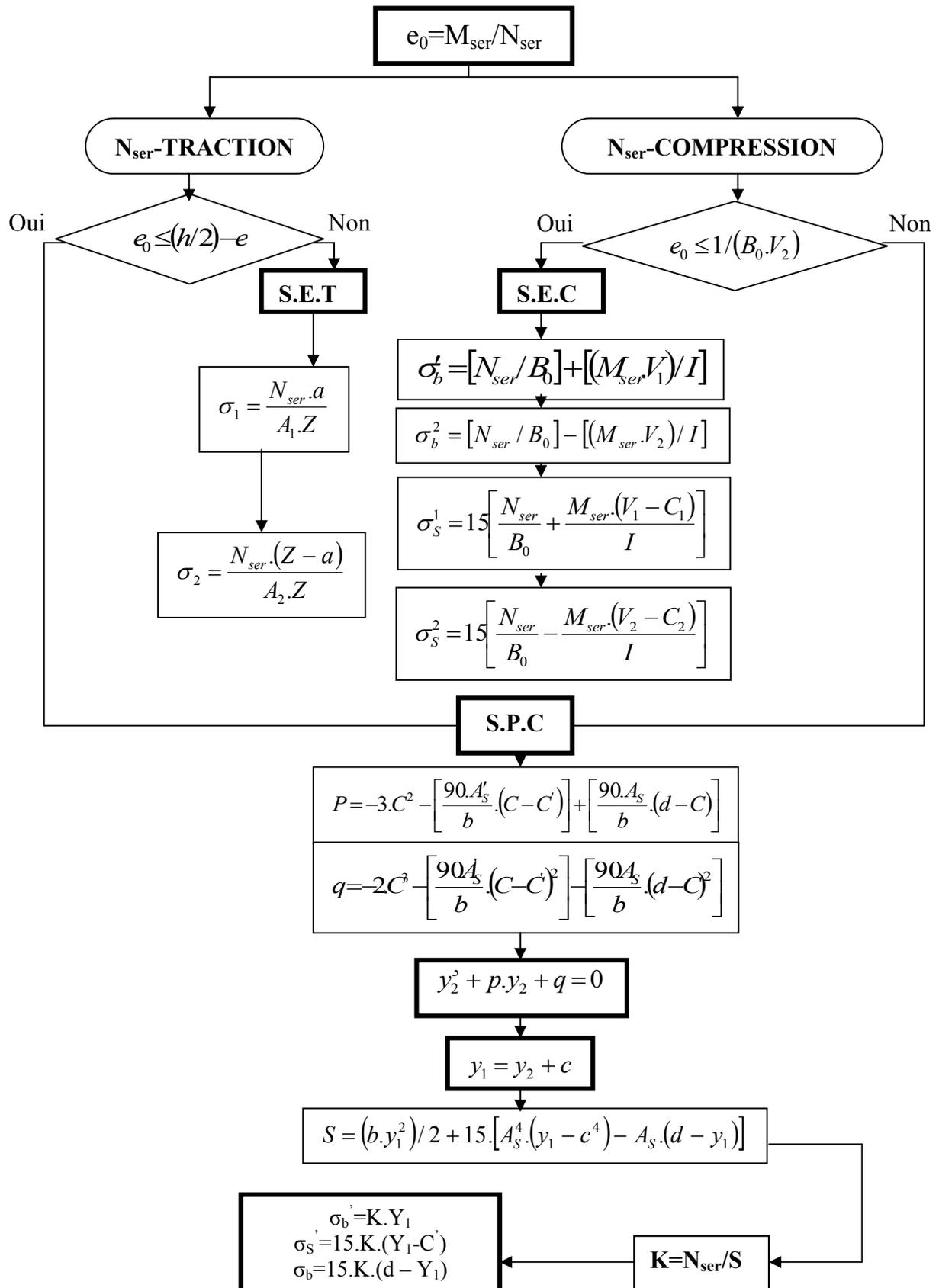
$A_S' \neq 0$   
 $A_S \neq 0$

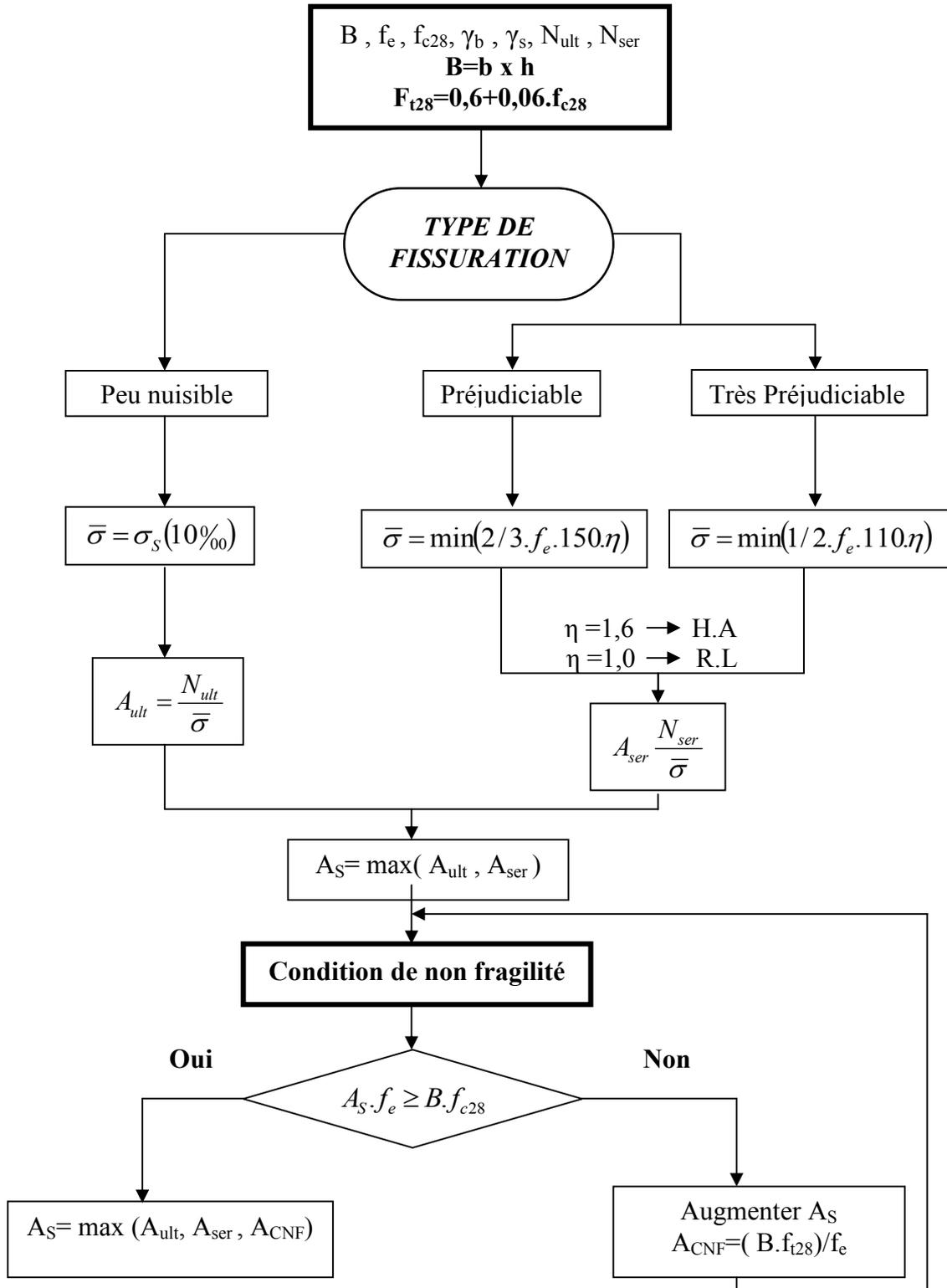
**ORGANIGRAMME -III-**

**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**



**ORGANIGRAMME-V-**  
**FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S**



**ORGANIGRAMME -VI-****TRACTION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME -VII-**

**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

