

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

Scientifique Université A. MIRA-BEJAIA



Faculté de Technologie

Département de Génie civil

# Projet de Fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil  
Option : Structures

**Thème :**

---

**Etude d'un bâtiment en Béton Armé à usage  
multiple contreventé par un système mixte  
(voiles-portiques)**

---

Préparé par :

ABDELFETTAH Badis

MEDJANI Saadi

Dirigé par :

M<sup>me</sup> H. CHIKH-AMER

Membres de jury :

M A. TAHAKOURT

M A. BOUKELLOUDA

Année universitaire 2020/2021

---

## REMERCIEMENTS

Après avoir rendu grâce à dieu le tout puissant et le miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui, du près ou de loin ont participé à la rédaction de ce modeste travail, il s'agit plus particulièrement de :

Madame CHIKH-AMER, notre encadreur pour sa disponibilité, sa rigueur scientifique et son sens d'écoute et d'échange et surtout ses précieux conseils.

On tient à remercier profondément les membres de jury, qui nous ont fait l'honneur de juger et d'examiner ce modeste travail.

Badis et Saadi

---

## Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A la mémoire de mon père décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux : mon adorable mère Yasmina.

A ma chère sœur Hanane qui n'a pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que dieu la protège et lui offre la chance et le bonheur.

A mes deux frères Fayçal et Riad et mes belles sœurs Ryma et Souad que dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A mon neveu Diquis qui procure toujours la joie et le bonheur pour toute la famille.

A mes grands-parents, mes oncles et mes tantes.

A tous les cousins, les voisins et les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant.

A mon encadreur madame « **CHIKH-AMER Habiba** » qui nous a guidé et nous a orienté tout au long de l'élaboration de notre mémoire.

Merci pour leurs amours et leurs encouragements.

Sans oublier mon binôme Medjani Saadi pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

Puissent ils trouver en ce document le fruit de leurs efforts.

**ABDELFETTAH Badis**

## **Dédicaces**

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénible de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et qui m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

*A mes frères Mohand, Mourad et à mes sœurs Sabrina, Siham, Soraya et Bania*

*Et sans oublie ma charmante NINA*

*A mes meilleure amis Azzedine, Boualem, Amer*

*A « M<sup>me</sup> CHIKH AMER » pour son aide et sa disponibilité*

*Enfin, je remercie mon ami mon binôme « A. Badis »*

**MEDJANI Saadi**



## Symboles et Notation

Symboles	Notations
$A_r$	Aire d'une section d'acier de répartition
$A_t$	Aire d'une section d'acier transversal
$A_s$	Aire d'une section d'acier
$b$	La largeur (m) en général
$B$	Aire d'une section de béton
$B_r$	Section réduite du béton
$C_t$	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
$C_u$	La cohésion du sol
$D$	Diamètre, dalle
$D$	Facteur d'amplification dynamique moyen
$d$	Hauteur utile.
$E$	Actions accidentelles
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
$E_{vj}$	Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
$E_{ij}$	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jours : Epaisseur, Excentricité
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton à l'ELU
$f_{cj}$	Résistance caractéristique de compression à j jour
$f_{tj}$	Résistance caractéristique de traction à j jour
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$F$	Force ou action générale.
$f_{ji}$	La flèche correspondant à j.
$f_{gi}$	La flèche correspondant à g.
$B_r$	Section réduite du béton
$C_t$	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
$C_u$	La cohésion du sol
$E$	Actions accidentelles
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton à l'ELU
$f_{qi}$	La flèche correspondant à q.
$f_{gv}$	La flèche correspondant à v.
$\Delta_f$	La flèche totale.
$G$	Charges permanente
$h_t$	Hauteur totale du plancher.
$h_0$	Epaisseur de la dalle
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$q_u$	Charges réparties ultime
$q_s$	Charges réparties de service
$I$	Moment d'inertie
$I$	Rayon de giration
$I_{ji}$	Moment d'inertie correspondant à j.
$I_{gi}$	Moment d'inertie correspondant à g.
$I_{qi}$	Moment d'inertie correspondant à q.
$I_{qv}$	Moment d'inertie correspondant à v.
$K_c$	Coefficient de portance.
$L$	Longueur ou portée.
$L_{max}$	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
$L_x$	Distance entre nus de poutrelles.
$L_y$	Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
$L_r$	Longueur de recouvrement
$L_s$	Longueur de scellement
$l_f$	Longueur de flambement
$l'_g$ et $l'_d$	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
$M_u$	Moment de calcul ultime
$M_s$	Moment de calcul de service

## Symboles et Notation

$M_a$	Moment sur appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique.
$M_i$	Moment à l'appui i
$M_j$	Moment correspondant à j.
$M_g$	Moment correspondant à g.
$M_q$	Moment correspondant à q.
$M_g$ et $M_d$	Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
$N_u$	Effort normal ultime
$N_s$	Effort normal de service.
$P$	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
$P_g$ et $P_d$	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
$Q$	Charges d'exploitation
$Q$	Facteur de qualité.
$R$	Coefficient de comportement global.
$S$	Section, surface
$S_r$	Surface du radier ( $m^2$ ).
$S_t$	Espacement des armatures
$S_{bat}$	Surface totale du bâtiment
$T_2$	Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids propre de la structure.
$W_{Qi}$	poids du aux charges d'exploitation.
$W_{Gi}$	poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
$Y$	Ordonnée de la fibre neutre.
$Z$	Coordonnée, bras de levier
$Z$	Profondeur au-dessous de la fondation (m).
$U_t$	Contrainte de cisaillement (MPa).
$\mu$	Coefficient de frottement
$U_{bu}$	Moment ultime réduit
$U_l$	Moment réduit limite.
$\mu_u$	Moment ultime réduit.
$\nu$	Coefficient de poisson
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton à la compression
$\sigma_s$	Contrainte de l'acier à la traction
$\sigma_j$	Contrainte correspondant à j..
$\sigma_g$	Contrainte correspondant à g
$\sigma_q$	Contrainte correspondant à q.
$\phi_t$	Diamètre des armatures transversales
$\tau$	Contrainte tangentielle de cisaillement
$\tau_{se}$	Contrainte d'adhérence
$\eta$	Coefficient de fissuration
$\Psi_s$	Coefficient de scellement
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif du béton
$\epsilon_s$	Allongement relatif de l'acier tendu
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité de béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
$\lambda_j$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé
$q_0$	Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).
$\bar{\tau}_u$	Valeur de cisaillement limite (MPa)
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement (MPa)
$W$	Poids propre de la structure.

## Table de matière

---

### Chapitre I Généralités

I.1 : Introduction .....	1
I.2 : Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	1
I.4 : Éléments de l'ouvrage .....	2
I.5 : LES REGLEMENTS UTILISES : .....	3
I.6 : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX : .....	3

### Chapitre II Pré Dimensionnement Des Eléments

Pré dimensionnement Des Eléments.....	8
II.1 : INTRODUCTION .....	8
II.2 : Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	8
II.2.1 : Les planchers.....	8
II.2.2 : Pré dimensionnement des poutres .....	15
II.2.3 : Pré dimensionnement des voiles.....	15
II.2.4 : Pré dimensionnement des escaliers .....	16
II.2.5 : Acrotère .....	19
II.2.6 : Evaluation des charges et surcharges.....	19
II.2.7 : Pré dimensionnement des poteaux.....	21
II.3 : Conclusions .....	27

### Chapitre III Etude Des Eléments Secondaires

III.1 : Introduction .....	28
III.2 : Etude Des Planchers .....	28
III.2.1 : Planchers Corps Creux .....	28
III.2.2 : Étude des dalles pleines.....	42
III.2.3 : Etude de l'escalier .....	50
III.2.4 : Etude de la Poutre palier (Figure III.4.1).....	53
III.2.5: Etude de la poutre de chainage : .....	56
III.2.6 : Etudes de l'acrotère .....	58

### Chapitre IV Etude Dynamique

IV.1 : Introduction .....	63
IV.2 : Modélisation .....	63
IV.3 : Méthodes de calcul .....	63
IV.4 Résultats obtenus après modélisation .....	67

---

## Table de matière

---

IV.5 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	69
Conclusion.....	76
<b>Chapitre V Etude Des Elément Structuraux</b>	
V.1 : Introduction.....	77
V.2 : Etude des poteaux.....	77
V.2.1 : Recommandations :.....	77
V.2.2 : Sollicitations de calcul.....	79
V.2.3 : Calcul du ferrailage.....	79
V.3 : Etude des poutres .....	83
V.3.1 : Recommandation du RPA99/Version 2003 .....	83
V.3.2 : Sollicitation et ferrailage des poutres.....	84
V.4 : Vérification de la zone nodale .....	87
V.5 : Etude des voiles .....	92
V.5.1 : Introduction.....	92
V.5.2 : Recommandation du RPA99/V2003.....	93
V.5.3 : Sollicitations dans les voiles.....	94
V.5.4 : Calcul de ferrailage .....	95
<b>Chapitre VI Etude De L'infrastructure</b>	
VI.1 : Introduction .....	99
VI.2 : Choix du type de fondation .....	99
VI.3 : Radier général.....	100
VI.3.1 : Caractéristiques géométriques du radier.....	100
VI.3.2 : Vérification nécessaires .....	102
VI.3.3 : Ferrailage du radier général .....	103
VI.4 : Etude des nervures.....	105
VI.4.1 : Définition des charges qui revient sur les nervure.....	105
VI.4.2 : Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée .....	107
VI.4.3 : Ferrailage des nervures .....	108
VI.4.4 : Les armatures transversales .....	110
VI.4.5 : Armature de peau.....	110
VI.5 : Etude du voile périphérique.....	111
VI.5.1 : Introduction.....	111
VI.5.2 : Evaluation des charges et surcharges .....	112
VI.5.3 : Ferrailage du voile .....	112

---

## Table Des Figures

---

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation.....	5
Figure I.2 : Contrainte limite ultime d'élasticité .....	6
Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	8
Figure II.2 : Plans de disposition des poutrelles aux différents niveaux.....	11
Figure II.3 : Schéma de la poutrelle.....	12
Figure II.4 : Coupe transversale d'un voile.....	16
Figure II.5 : Schéma statique RDC commerciale n°1.....	18
Figure II.6 : Schéma statique RDC commerciale n°2.....	18
Figure II.7 : L'acrotère.....	19
Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle type 8.....	31
Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle type 9.....	31
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de dalle pleine (DP11).....	50
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de dalle pleine (DP4).....	50
Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier d'habitation.....	50
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	53
Figure III.7 : Schéma statique poutre palier.....	53
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	56
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	58
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	62
Figure IV.1 : Spectre de réponse pour les deux sens X et Y.....	65
Figure IV.2 : Vue en plan de la disposition des voiles.....	66
Figure IV.3 : Vue en 3D du modèle obtenu avec le logiciel ETABS V16.....	66
Figure V.1 : Zone nodale.....	78
Figure V.2 : Répartition des moments dans les zones nodales.....	87
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de la poutre principale de l'entresol au 9 <sup>ème</sup> .....	90
Figure V.4 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de l'entresol au 9 <sup>ème</sup> .....	90
Figure V.5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale et secondaire de la T. Cage.....	91
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux entresol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage.....	91
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de poteau 2 <sup>ème</sup> étage.....	91
Figure V.8 : Schéma de ferrailage de poteau 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étages.....	92
Figure V.9 : Schéma de ferrailage de poteau 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étages.....	92
Figure V.10 : Schéma de ferrailage de poteau 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et T. Cage.....	92
Figure V.11 : Zone courante et tendue dans les voiles.....	95
Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 (niveau RDC).....	98
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage du radier.....	105
Figure VI.2 : Schéma de ligne de rupture du radier.....	106
Figure VI.3 : Répartition des charges sur les nervures les plus sollicitées.....	107
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	111
Figure VI.5 : Les différents panneaux du voiles périphériques.....	113
Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le voile.....	113
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	116
Figure VI. 8: Coupe longitudinale des voiles périphérique.....	116

---

## Table des Tableaux

---

<b>Tableau I.1</b> : les différents module d'élasticités. ....	4
<b>Tableau I.2</b> : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés. ....	6
<b>Tableau I.3</b> : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisé.....	7
<b>Tableau II.1</b> : Différents types de dalles pleines et leurs dimensions.....	13
<b>Tableau II.2</b> : les différents schémas de l'escalier Type 1. ....	17
<b>Tableau II.3</b> : Dimensions adoptées pour l'escalier type 1. ....	17
<b>Tableau II.4</b> : Dimensions adoptées pour l'escalier type 2 : .....	18
<b>Tableau II.5</b> : Dimensions adoptées pour l'escalier type 3 : .....	18
<b>Tableaux II.6</b> : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à Corps creux. ....	19
<b>Tableaux II.7</b> : Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.....	19
<b>Tableau II.8</b> : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle pleine. ....	20
<b>Tableau II.9</b> : Évaluation des charges dans le plancher Étage courant à dalle pleine.....	20
<b>Tableau II.10</b> : Évaluation des charges Évaluation des charges sur la volée.....	20
<b>Tableau II.11</b> : Évaluation des charges sur le palier. ....	21
<b>Tableau II.12</b> : Évaluation des charges des murs extérieurs. ....	21
<b>Tableau II.13</b> : Évaluation des charges de l'acrotère .....	21
<b>Tableau II.14</b> : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres. ....	21
<b>Tableau II.15</b> : surface afférente du poteau G05 .....	23
<b>Tableau II.16</b> : Résultats de la descente de charge du poteau G05.....	24
<b>Tableau II.17</b> : surface afférente du poteau G03. ....	25
<b>Tableau II.18</b> : vérifications à la compression.....	26
<b>Tableau II.19</b> : Vérifications au flambement.....	27
<b>Tableau III.1</b> : Types de poutrelles. ....	30
<b>Tableau. III.2</b> : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles. ....	30
<b>Tableau III.3</b> : Les Moments sur les appuis de type 9 à la terrasse inaccessible. ....	32
<b>Tableau III.4</b> : Les Moments sur les travées de type 9 à la terrasse inaccessible.....	32
<b>Tableau III.5</b> : Les Moments sur les appuis de type 9 à l'étage Courant. ....	33
<b>Tableau III.6</b> : Les Moments sur les travées de type 9 à l'étage Courant. ....	33
<b>Tableau III.7</b> : Les Moments sur les appuis de type 9 à l'étage Commerciale.....	33
<b>Tableau III.8</b> : Les Moments sur les travées de type 9 à l'étage Commerciale.....	33
<b>Tableau III.9</b> : Sollicitations maximales dans les deux poutrelles les plus défavorables à chaque étage .....	33
<b>Tableau III.10</b> : Vérification de la flèche de poutrelle Type 9. ....	39
<b>Tableau III.11</b> : Calculs de ferrailage à l'ELU aux différents niveaux. ....	39
<b>Tableau III.12</b> : Vérifications nécessaires à l'ELU des différents niveaux. ....	40
<b>Tableau III.13</b> : Vérifications de contraintes à l'ELS.....	40
<b>Tableau III.14</b> : Vérifications de la flèche à l'ELS des différents niveaux. ....	40
<b>Tableau III.15</b> : Vérifications de la flèche à l'ELS de type 8.....	41
<b>Tableau III.16</b> : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	41
<b>Tableau III.17</b> : Calculs de ferrailage à l'ELU. ....	44
<b>Tableau III.18</b> : Vérifications nécessaires à l'ELU. ....	44
<b>Tableau III.19</b> : Vérifications de contraintes à l'ELS.....	44

---

## Table des Tableaux

---

Tableau III.20 : Calculs de ferrailage à l'ELU dans le panneau DP4. ....	45
Tableau III.21 : Vérifications nécessaires à l'ELU dans le panneau DP4. ....	45
Tableau III.22 : Récapitulatif des vérifications a l'ELS du panneau DP4. ....	46
Tableau III.23: Sollicitations maximales dans les différentes dalles pleines. ....	46
Tableau III.24 : Calcul de ferrailage a l'ELU dans les différentes dalles pleines. ....	47
Tableau III.25 : Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.....	47
Tableau III.26 : Récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS des différents panneaux. ....	48
Tableau III.27 : Vérification de la flèche dans les différents panneaux.....	49
Tableau III.28 : Vérification de la flèche. ....	49
Tableau III.29 : Les Sollicitation dans l'escalier.....	51
Tableau III.30 : Ferrailage de l'escalier.....	51
Tableau III.31 : Vérifications de contraintes à l'ELS. ....	52
Tableau III.32 : Calcul de ferrailage et vérification nécessaire. ....	52
Tableau III.33 : Calculs des sollicitations.....	54
Tableau III.34 : Calcul de ferrailage a l'ELU de la poutre palier. ....	54
Tableau III.35 : Ferrailage global. ....	55
Tableau III.36 : Vérification de la contrainte à l'ELS de la poutre palier.....	56
Tableau III.37 : Calculs des sollicitations ....	57
Tableau III.38 : Ferrailage et vérification de la poutre de chaînage. ....	57
Tableau III.39 : Les moments engendrés par les efforts normaux. ....	58
Tableau III.40 : Les différent combinaisons a utilisé.....	59
Tableau IV.1 : Nouvelles dimensions des poteaux et voiles. ....	66
Tableau IV.2 : Période et taux de participation massique de la structure. ....	69
Tableau IV.3 : Calcul de facteur de qualité Q.....	71
Tableau IV.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base. ....	71
Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction verticale au RDC.....	72
Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction horizontale sens X-X. ....	72
Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction horizontale sens Y-Y.....	72
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage. ....	73
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages. ....	74
Tableau IV.10 : Vérification des effets du second ordre.....	75
Tableau IV.11 : Les moments stabilisation et renversement dans les deux sens. ....	75
Tableau IV.12 : Les moments stabilisation et renversement dans les deux sens.....	76
Tableau V.1 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	78
Tableau V.2 : Sollicitations dans les différents poteaux non associés aux voiles. ....	79
Tableau V.3 : Sollicitations dans les différents poteaux associés aux voiles. ....	79
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux non associés aux voiles. ....	80
Tableau V.5 : Ferrailage longitudinal des poteaux associés aux voiles. ....	80
Tableau V.6 : Ferrailage transversales des poteaux non associés aux voiles. ....	81
Tableau V.7 : Ferrailage transversales des poteaux associés aux voiles. ....	81
Tableau V.8 : Vérification au flambement des différents poteaux.....	82
Tableau V.9 : Vérification des contraintes de cisaillement. ....	82
Tableau V.10 : Vérification des contraintes dans le béton. ....	83

---

## Table des Tableaux

---

<b>Tableau V.11</b> : Dimensions de la zone nodale <b>RPA99/2003(Art 7.4.2)</b> . ....	83
<b>Tableau V.12</b> : Les sollicitations les plus défavorable dans les poutres. ....	84
<b>Tableau V.13</b> : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres. ....	85
<b>Tableau V.14</b> : Les armatures longitudinales dans les poutres. ....	85
<b>Tableau V.15</b> : Vérification des contraintes tangentiels. ....	86
<b>Tableau V.16</b> : Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement. ....	86
<b>Tableau V.17</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	87
<b>Tableau V.18</b> : Vérification de la flèche. ....	87
<b>Tableau V.19</b> : Moment résistants dans les poteaux (par face). ....	88
<b>Tableau V.20</b> : Moment résistants dans les poutres. ....	88
<b>Tableau V.21</b> : Vérification de la zone nodale dans les différents étages. ....	89
<b>Tableau V.22</b> : Nouveau ferrailage des poteaux. ....	89
<b>Tableau V.23</b> : Corrige des Vérification de la zone nodale. ....	90
<b>Tableau V.24</b> : Sollicitations maximales dans le voile $VX1$ . ....	94
<b>Tableau V.25</b> : Sollicitations maximales dans le voile $Vx2$ . ....	94
<b>Tableau V.26</b> : Sollicitations maximales dans le voile $Vy1$ . ....	94
<b>Tableau V.27</b> : Sollicitations maximales dans le voile $Vy2$ . ....	94
<b>Tableau V.28</b> : Ferrailage du voile $VX1$ dans tous les niveaux. ....	96
<b>Tableau V.29</b> : Ferrailage du voile $VX2$ dans tous les niveaux. ....	96
<b>Tableau V.30</b> : Ferrailage du voile $VY1$ dans tous les niveaux. ....	97
<b>Tableau V.31</b> : Ferrailage du voile $VY2$ dans tous les niveaux. ....	97
<b>Tableau VI.1</b> : Section d'armatures du radier. ....	104
<b>Tableau VI.2</b> : Vérification des contraintes à L'ELS. ....	105
<b>Tableau VI.3</b> : Section d'armatures du radier a L'ELS. ....	105
<b>Tableau VI.4</b> : Les chargements sur les travées sens X-X. ....	107
<b>Tableau VI.5</b> : Les chargements sur les travées sens Y-Y. ....	107
<b>Tableau VI.6</b> : Sollicitations sur la nervure la plus défavorable dans le sens X-X. ....	108
<b>Tableau VI.7</b> : Sollicitations sur la nervure la plus défavorable dans le sens Y-Y. ....	108
<b>Tableau VI.8</b> : Sollicitation maximal sur les nervures. ....	108
<b>Tableau VI.9</b> : Calcul de ferrailage. ....	109
<b>Tableau VI.10</b> : Vérification des contraintes à L'ELS. ....	110
<b>Tableau VI.11</b> : Calcul des armatures à L'ELS. ....	110
<b>Tableau VI.12</b> : Ferrailage des voiles périphériques a L'ELU. ....	114
<b>Tableau VI.13</b> : Vérification des contraintes à L'ELS. ....	115
<b>Tableau VI.14</b> : Calcul et vérifications nécessaires de 2 <sup>eme</sup> panneau. ....	115

---



# Introduction

---

## INTRODUCTION

Depuis plusieurs décennies, l'être humain bâtit. Que ce soit pour se déplacer, pour s'abriter ou même pour le loisir d'avoir plus d'espace, cette démarche reste à nos jours, une nécessité pour bien nombre d'entre nous. En allant des huttes en feuilles de palmiers ou de bananiers, jusqu'aux buildings sur îles artificielles, tout en passant par les abris en terre et en pierres, l'espèce humaine ne cesse d'innover et d'évoluer. Ce dépassement de soi, cette créativité et cette ténacité mène l'homme d'aujourd'hui vers de nouveaux défis et de nouvelles découvertes. En effet, la science met à notre disposition des ressources inépuisables, pour mieux élaborer nos projets. Ces nombreux instruments, matériaux et logiciels offrent à nos chercheurs, le moyen de construire mieux, vite et à moindre coût.

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causants parfois, par leurs importances, des destructions massives. En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes de vies humaines, mais il est malheureusement certain que l'action sismique continuera à surprendre l'homme car elle est inévitable.

Pour cela afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers les calculs seront conformes aux règlements parasismiques Algériens RPA **99 modifiées 2003** et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ; **BAEL99**.

L'objet de notre projet de fin d'études est l'étude d'un bâtiment en R+9+entresol en béton armé situé dans une zone sismique IIa.

Le travail a été organisé en chapitres, en commençant par les généralités sur les matériaux utilisés, suivi par le pré dimensionnement des éléments du bâtiment. Les éléments secondaires ont été ensuite ferrillée en tenant compte des sollicitations résultantes des forces appliquées. L'effet du séisme sur la structure est présenté en chapitre 4 par l'utilisation du logiciel de modélisation **ETABS16.2.1**.

La modélisation nous a permis de déduire les efforts internes dans les éléments de contreventement qui seront ferrillés en conséquence dans le chapitre 5.

Le dernier chapitre a été consacré à l'étude de l'infrastructure en fonction des charges ramenées par la structure et la nature du sol d'assise, Et on finalisera par une conclusion générale.

# Chapitre I

# Généralités

# Généralités

## I.1 : Introduction

Pour chaque calcul en domaine génie civil nous devons commencer notre projet par consacrer le premier chapitre à des généralités en donnant les définitions des caractéristiques géométriques de notre structure et mécaniques des matériaux utilisés ainsi l'objet de notre étude.

## I.2 : Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et calculer un bâtiment (R+9+Entresol), à usage commercial et habitation, qui sera implanté à LAKHMIS BEJAIA, zone classée, selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

## I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

### Caractéristiques architecturales :

Entre sol à usage parking

RDC et 1<sup>er</sup> étage à usage commerciale

Le reste des étages à usage d'habitation

### I.3.1 : Dimensions en élévation

Hauteur totale : 34,60 m.

Hauteur du RDC et 1 étage : 3,06 m.

Hauteur du Entre sol : 2,38m

Hauteur d'étage courant : 3.06 m.

Hauteur de l'acrotère : 0.6m.

### I.3.2 : Dimensions en plan

Longueur du bloc : 26.85 m.

Largeur du bloc : 19.01 m.

### I.3.4 : Données géotechniques du site

Nous exploitons les données du bureau d'étude pour les données relatives au sol de fondation. Ainsi, celui-ci rapporte que la structure est implantée sur un terrain relativement plat soumis au phénomène d'inondation en vue de sa proximité à la mer, sol d'un taux de travail de 2,00 bars (contrainte admissible) qui est à une profondeur de 4.00 m. Le sol est donc classé d'après la classification du RPA2003 : sol ferme S2.

## **I.4 : Éléments de l'ouvrage**

### **I.4.1 : L'ossature**

Le bâtiment est d'ossature mixte en béton armé composée de portiques et de voiles.

**a. Les portiques** : Ils sont en béton armé constitués de poutres et de poteaux, capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

**b. Les voiles** : Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

**c. Les planchers** : Ce sont des surfaces horizontales qui assurent deux fonctions principales, à savoir :

**La fonction de résistances mécaniques** : supporter leurs poids propres et le Poids des surcharges d'exploitations.

**La fonction d'isolation** : assurer l'isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Deux types de planchers sont à étudier dans cette structure :

**Planchers à corps creux** : réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles.

**Dalle pleine en béton armé** : prévue pour les balcons et au niveau de la cage d'ascenseur.

### **I.4.2 : Le remplissage**

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

**1. Murs extérieurs** : réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 et 10 cm séparées par une lame d'air de 5 cm

**2. Murs de séparations intérieures** : ce sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### **I.4.3 : Les revêtements**

- Mortier de ciment pour murs extérieurs et façades.
- Enduit en plâtre pour cloisons intérieures et plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les cuisines et salles d'eau.

### **I.4.4 : Les éléments secondaires**

**1. Les escaliers** : Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers qui assure la circulation vers tous les niveaux. Réalisés en béton armé coulé sur place.

**2. Les balcons** : Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

**3. Cage d'ascenseur :** Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé, l'ascenseur facilite les déplacements inter étages.

**4. L'acrotère :** La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6m de hauteur.

#### **I.4.5 : L'infrastructure :**

C'est la partie constituée de la fondation, située en-dessous du niveau du sol, elle assure les fonctions suivantes :

La transmission des charges verticales et horizontales au sol

Limitation des tassements différentiels

#### **I.4.6 : Le coffrage**

Un coffrage traditionnel en bois et métallique est utilisé de façon à limiter le temps d'exécution

### **I.5 : LES REGLEMENTS UTILISES :**

Le calcul de cet ouvrage est conforme aux règlements suivants :

- **BAEL91 modifié en 1999** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites,
- **RPA99 modifié 2003** : règlement parasismique algérien,
- **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire pour la détermination des charges et surcharges.
- **DTR B.C.3.3.1** : document technique réglementaire pour le calcul des fondations superficielles.
- **CBA93** : code du béton armé.

### **I.6 : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :**

#### **I.6.1 : le béton :**

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. sa résistance varie avec la qualité de ces derniers et l'âge du béton.

#### **a) Comportement expérimentale :**

##### **1. Essai de compression :**

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression contrairement à la traction, cette résistance ( $f_{cj}$  en *MPa*) est obtenue avec des essais de compression jusqu'à la rupture sur des éprouvettes normalisées.

##### **2. Fluage de béton :**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

### 3. Phénomène de retrait :

Après coulage, une pièce de béton conservé à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment (conséquence de retrait apparition de contraintes internes de traction donc apparition des fissures).

### 4. Dilatation thermique :

Une variation de température peut entraîner des contraintes de traction qui engendrent une Dilatation (régulièrement on place des joints de dilation espaces de 25a 50m entre les éléments).

#### b) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression de béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminé à partir des essais sur éprouvettes En pratique comme le nombre d'essais réalisé ne permet pas un traitement statique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \sigma_j / 1.15$$

$\sigma_j$  : Valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise souvent la valeur à 28jours de maturité  $f_{c28}$  pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$  par :

Pour  $j \leq 28$  jours :

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{jours} : f_{c28} = f_{cj}$$

Pour le présent projet le **(BAEL 91 modifié 99.art-2.1, 12)** nous a permis d'adopter pour les ouvrages d'habitation et commerce une résistance caractéristique pour le béton à la compression

$$f_{c28} = 25 \text{MPa.}$$

#### c) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 99)

Définie par la relation suivante ;

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

#### - Modules d'élasticité : (art A-2.1.21 BAEL 99).

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

**Tableau I.1** : les différents module d'élasticités.

Module D'élasticité Instantanée MPa	Module D'élasticité Différée MPa	Module D'élasticité Transversale MPa	Coefficient de Poisson $\nu$
$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	$\left( \nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \right)$
$E_{i25} = 32164$	$E_{v25} = 10819$		

## d) Contraintes limites

### 1) Contrainte limite de compression :

$$f_{c28} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} [MPa] \quad \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

$\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

$\theta = 0,85 - 1$  : selon la durée d'adaptation de la combinaison d'action considérée.

### 2) Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 99)

$\tau_u = \min [0,13 * f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$  pour la fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min [0,10 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$  pour la fissuration préjudiciable

### 3) Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2 BAEL 99)

$$\sigma_{bc} = 0,60 * f_{c28} [MPa] \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

#### - Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.

- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

### 4) Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme « Figure I.1 » peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

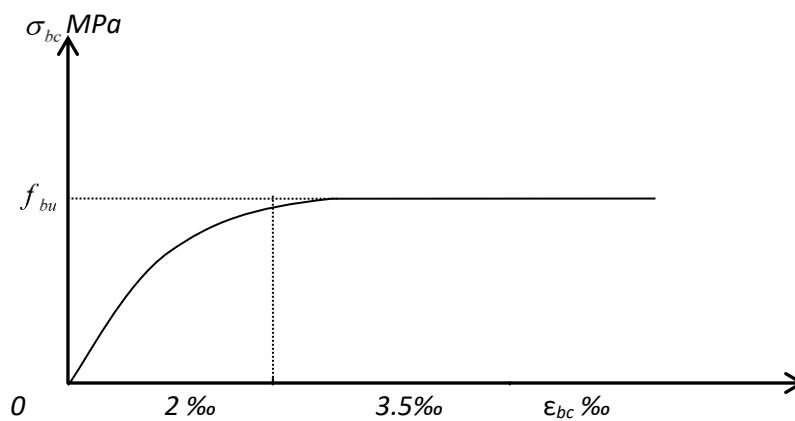


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation.

## I.6.2 : l'acier

C'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Pour cette structure, des aciers en barres et en treillis sont utilisés.

### a) Caractéristiques des aciers utilisés :

Leurs principales caractéristiques sont regroupées dans le **tableau I.2** :



**Tableau I.2 :** Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

Types D'aciers	Symboles	Limites D'élasticité Fe [Mpa]	Résistan-Ces à la Rupture	Allongements Relatifs à la Rupture (‰)	Coefficients De fissuration	Coef De Scellement ( $\psi$ )
Rond lisse Fe 235	RL	235	410-490	22‰	1	1
Haute Adhérence Fe 400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Treillis soudés (T S) TLE 520( $\Phi < 6$ )	TS	520	550	8‰	1.3	1

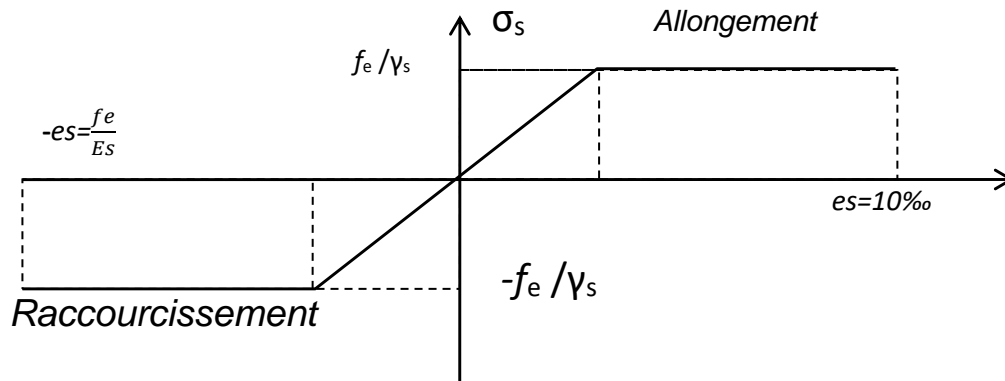
**b) Limite d'élasticité longitudinale :**

Elle est notée « Es ». Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

**c : Diagramme contrainte-déformation de calcul**

Dans le calcul relatif aux états limite, on utilise le diagramme simplifié suivant « figure I.2 »



**Figure I.2 :** Contrainte limite ultime d'élasticité (art A.2.2, 2 BAEL91).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 1,15$  en situation durable et  $\gamma_s = 1,00$  en situation accidentelle)

**d : Contrainte admissible à L'ELS (art A.4.5 BAEL91) :**

- Fissuration peu nuisible :  $\sigma_{st} = f_e$
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \{2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \{0,5 * f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}\}$

Avec :  $\eta$  : Coefficient de fissuration Avec  $\begin{cases} \eta = 1 : \text{ pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,6 : \text{ pour les hautes adhérences (HA)} \end{cases}$

**e : Protection des armatures** (artA.7.2.4BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et pour protéger les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage « C » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins et pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives,
- $C \geq 3\text{ cm}$  : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations),
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**Remarque**

Pour en finir nous avons résumé toutes Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisées.

Ils sont donnés par le suivant :

**Tableau I.3** : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique $f_{c28}$ $\begin{cases} a \text{ la compression} \\ a \text{ la traction} \end{cases}$	25
		2.1
	Contrainte limite en compression à l'ELU $f_{bu}$ $\begin{cases} \text{situation accidentelle} \\ \text{situation courante} \end{cases}$	18.48
		14.2
	Contrainte limite de cisaillement a l'ELU $\tau_u$ $\begin{cases} FPN \\ FN \text{ et } FTN \end{cases}$	3.33
		2.5
	Contrainte limite en compression à l'ELS $\overline{\sigma}_{bc}$ :	15
Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164.20	
Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10818.87	
Acier	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité ( <b>E</b> )	$2 * 10^5$
	Contrainte limite à l'ELU ( $f_{st}$ ) $\begin{cases} \text{situation accidentelle} \\ \text{situation courante} \end{cases}$	400
		348
Contrainte à l'ELS $\sigma_{st}$ $\begin{cases} FPN \\ FN \\ FTN \end{cases}$	/	
	201.63 164.97	

# Chapitre II

## Prédimensionnement des éléments

# Pré dimensionnement Des Eléments

## II.1 : INTRODUCTION

L'objectif ici est de donner des dimensions initiales aux différents éléments de notre bâtiment selon les prescriptions des règlements en vigueur : CBA 93 pour les éléments secondaires et CBA et RPA pour les éléments principaux.

## II.2 : Pré dimensionnement des éléments secondaires

### II.2.1 : Les planchers

L'épaisseur des planchers dépend des conditions de résistance et d'isolation.

#### II.2.1.1 : Planchers à corps creux (Figure II.1)

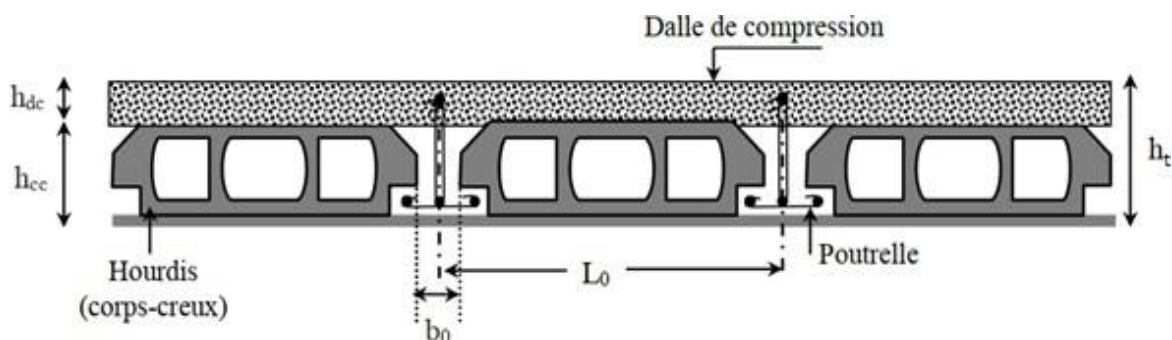


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

La hauteur totale du plancher, notée " $h_t$ " est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ Avec : } L_{max} : \text{ portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.}$$

#### II.2.1.2 : Disposition des poutrelles (Figure II.2)

La (figure II.2) présente les schémas de disposition des poutrelles dans les différents planchers. La disposition a été faite parallèlement aux petites travées. Cependant, à droite de la cage d'escalier nous avons une travée (isostatique) de 6.24m. Afin de pallier à cette situation, nous avons adopté pour le côté droit une 2<sup>ème</sup> disposition. Nous aurons :

**Pour le côté gauche :**

$$L_{max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

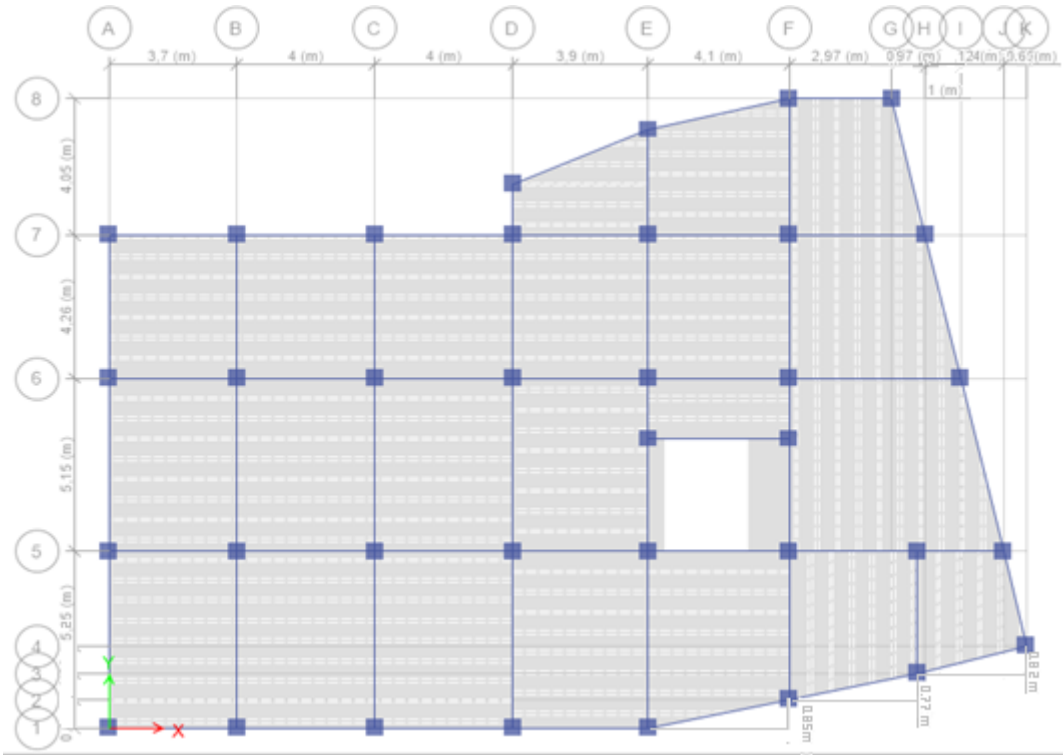
$$h_t \geq 380 / 22,5 \rightarrow h_t \geq 16,88 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher **(16 + 4) cm**

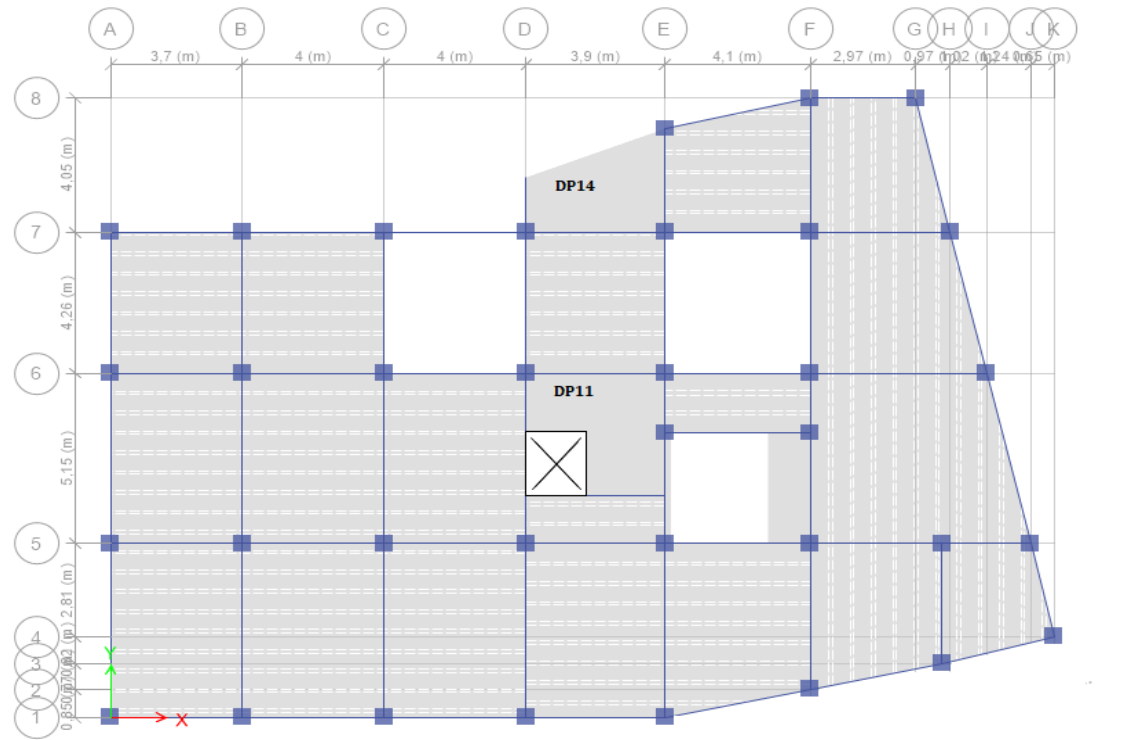
**Pour le côté droit :**

$$L_{max} = 515 - 30 = 485 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq 485 / 22,5 \rightarrow h_t \geq 21,55 \text{ cm}$$

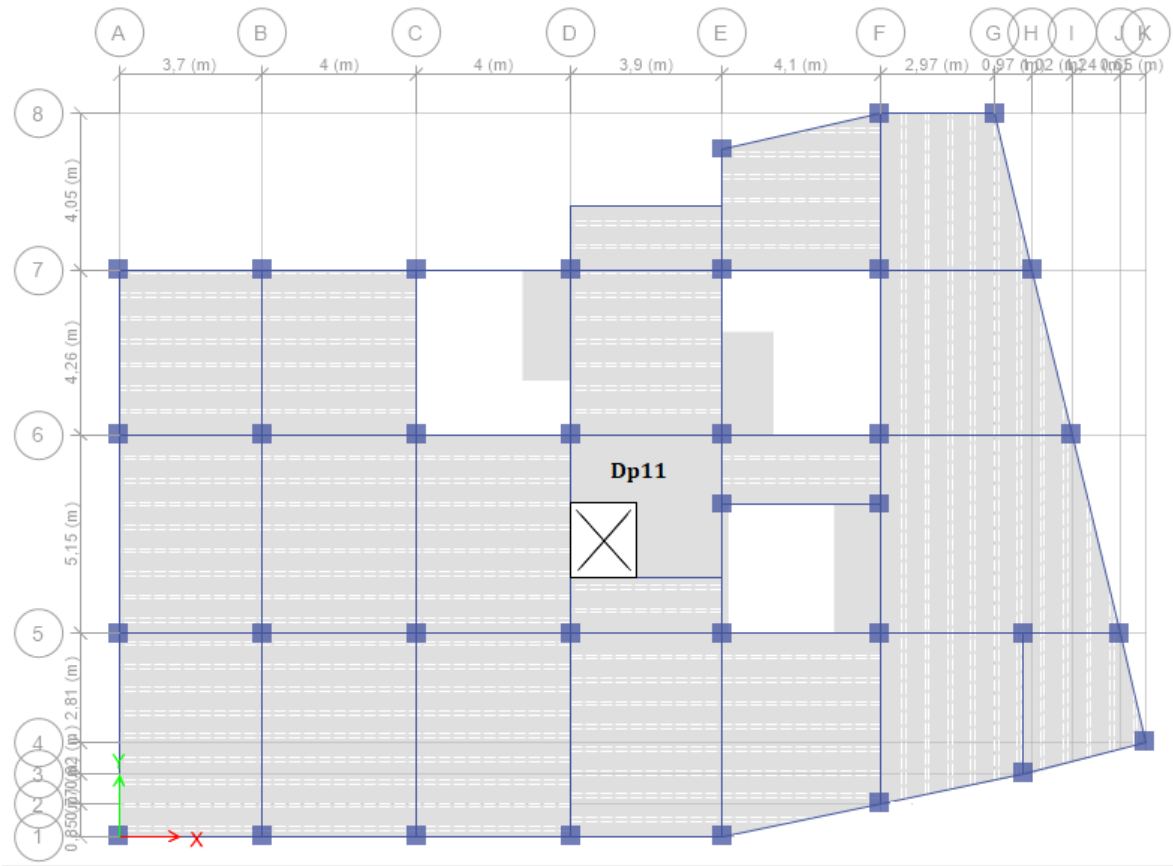
On opte pour un plancher (20+ 4) cm



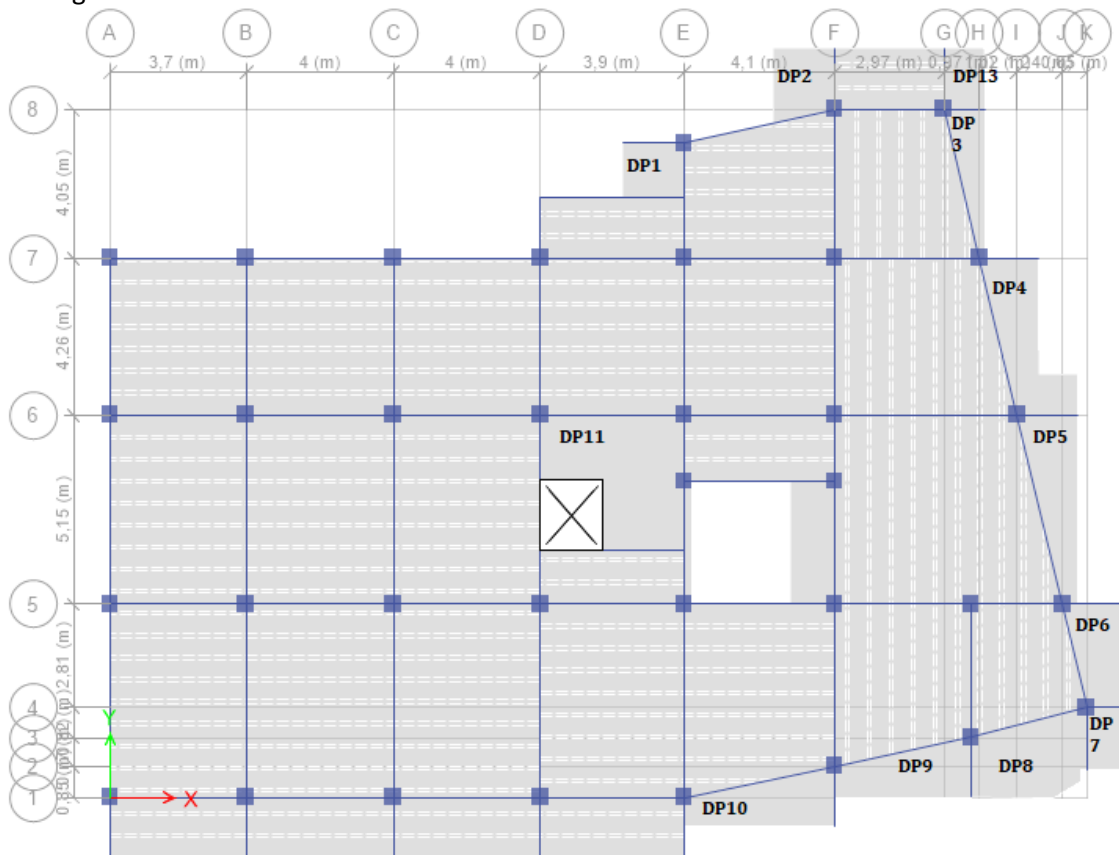
Entre sol



RDC



1<sup>er</sup> étage



2<sup>eme</sup> étage

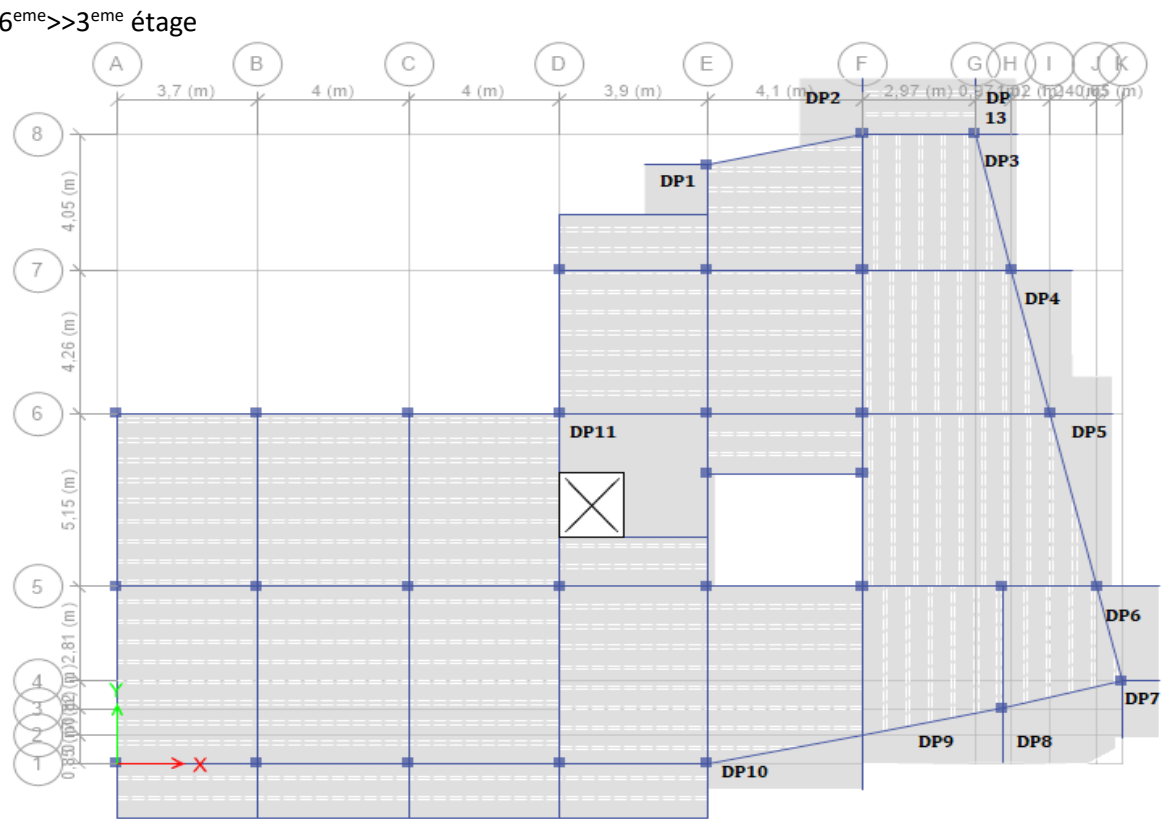
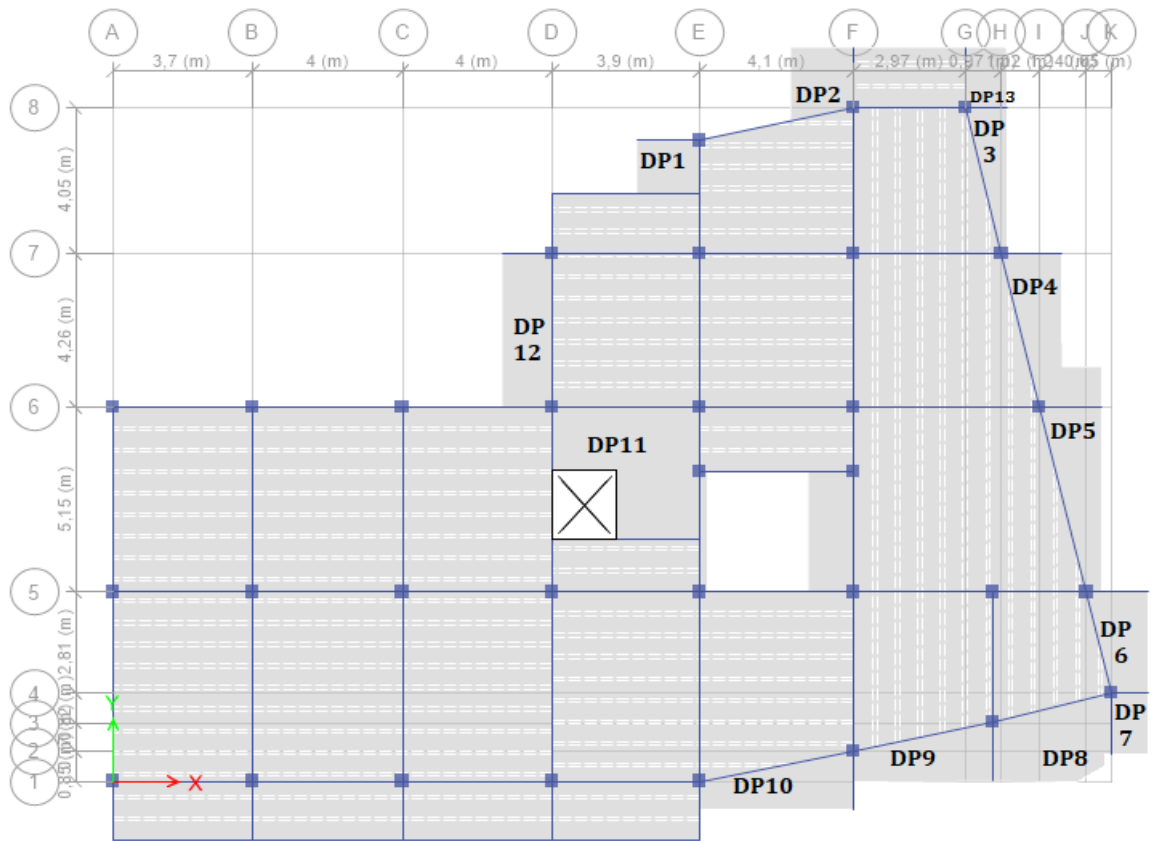


Figure II.2 : Plans de disposition des poutrelles aux différents niveaux.

### II.2.1.3 : Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T préfabriqués en béton armé ou coulées sur place destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

$b$  : largeur efficace

$h_t$  : hauteur du plancher

$b_o$  : largeur de la nervure

$h_o$  : hauteur de la dalle de compression

On opte pour  $b_o=10\text{cm}$

$b$  est déterminée à partir de l'expression :

$$\frac{b - b_o}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_x = 60 - 10 = 50\text{cm}$$

$$L_y = 251\text{cm}$$

$$(b - 10)/2 \leq \min(25\text{cm}, 25,1)$$

Ce qui donne  $b=60\text{cm}$

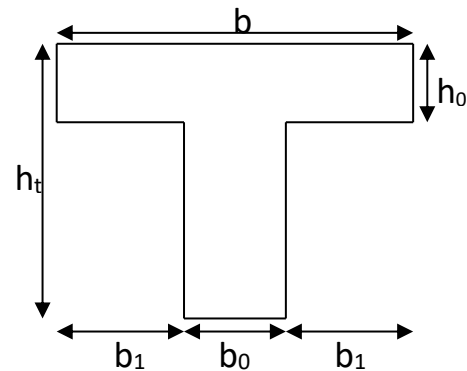


Figure II.3 : Schéma de la poutrelle.

### II.2.1.4 : Planchers à dalle pleine

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur  $e$  qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles elle repose et de sa résistance au feu conformément au règlement CBA 93.

#### a. Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur un seul ou deux appuis // :  $e \geq L_x/20$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis si  $p \geq 0.4$  :  $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$
- Dalle reposant sur deux appuis ou quatre si  $p < 0.4$  :  $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$

$L_x$  : est la petite portée de la dalle (la plus sollicitée)

$L_y$  : est la grande portée de la dalle

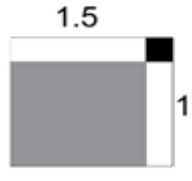
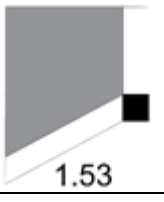

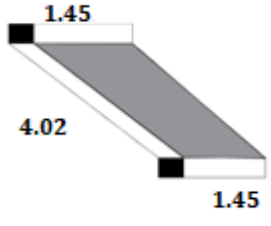
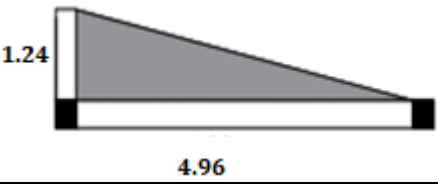
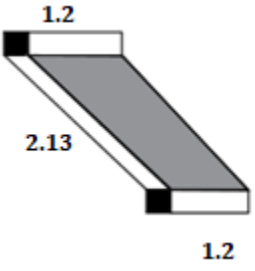
#### b. Résistance au feu :

- $e \geq 7$  cm pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11$  cm pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 14$  cm pour quatre heures de coup de feu.

Dans notre bâtiment, nous avons plusieurs types de dalles dont la localisation est montrée sur la (figure II.2) Nous les avons résumés dans le tableau ci après :



Tableau II.1 : Différents types de dalles pleines et leurs dimensions.

DP	Schéma	Lx	Ly	$\rho$	e
1		1	1.5	0.86	$6.5 \leq e$
2		1.2	1.53	0.78	$5 \leq e$
3		0.67	3.68	0.18	$4.1 \leq e$
4		1.45	4.02	0.36	$7.25 \leq e$
5		1.24	4.73	0.26	$2.86 \leq e \leq 3.33$
6		1.2	2.13	0.56	$5 \leq e$

7		0.85	1.5	0.56	$5 \leq e$
8		1.45	2.5	0.58	$3.56 \leq e \leq 4$
9		0.68	3.63	0.19	$4 \leq e$
10		0.68	3.84	0.18	$4 \leq e$
11		3.3	3.6	0.95	$7.33 \leq e \leq 8.3$
12		1.2	3.67	0.32	$6 \leq e$
13		0.97	1.5	0.65	$4.1 \leq e$

14		1.5	3.30	0.45	3.3 ≤ e ≤ 3.75
----	--	-----	------	------	----------------

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. La dalle d'ascenseur supporte un chargement assez important l'ascenseur, et afin d'assurer une meilleure isolation phonique on prend **e=15cm**, une valeur qu'on généralisera pour toutes les dalles pleines.

### II.2.2 : Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est donnée par la relation suivante :

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

Avec  $L_{max}$  : la plus grande portée (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

#### II.2.2.1 : Poutres principales (PP)

$$L_{max} = \sqrt{(515 - 30)^2 + (124 - 30)^2} = 494 \text{ cm} = (\text{la poutre inclinée à droite de la cage d'escalier})$$

$$494/15 \leq h \leq 494/10$$

$$32.93 \leq h \leq 49.4$$

On prend **h=35cm** et **b=30cm**

#### II.2.2.2 : Poutres secondaires (PS)

$$L_{max} = 466 \text{ cm entre nus d'appuis}$$

$$466/15 \leq h \leq 466/10$$

$$31.06 \leq h \leq 46.6$$

On prend **h=35cm** et **b=30cm**

#### II.2.2.3 : Vérification des conditions du RPA 99 version 2003, ART/7.5.1)

	PP + PS	Observation
Hauteur cm	35 > 30	Vérifiée
Largeur cm	30 > 20	Vérifiée
Hauteur/largeur	1,33 > 4	Vérifiée

### II.2.3 : Pré dimensionnement des voiles

- L'épaisseur minimale e d'un voile :  $e_{min} = 15 \text{ cm}$

- D'après le RPA 99 version 2003 (article 7.7.1), la longueur L des voiles doit satisfaire la condition :

$$L > 4 * e$$

L'épaisseur e du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre  $h_e$  du poteau  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités. Dans notre cas :

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

Pour le RDC et les Etages Courant :

$$h_e = 306 - 35 \text{cm} \rightarrow e \geq 13.55 \text{ cm}$$

Pour l'Entre Sol :

$$h_e = 238 - 35 \rightarrow$$

$$e \geq \frac{203}{20} \rightarrow$$

$$e \geq 10.15 \text{ cm}$$

On prend : **ep = 16 cm**

#### II.2.4 : Pré dimensionnement des escaliers

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contres marches se situe entre 14 et 18cm
- La largeur g se situe entre 25 et 32cm
- La formule empirique de BLONDEL :  $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$

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

Avec : L : projection horizontale de paillasse

N : nombre de contre marches  $n = H/h$

g : largeur de la marche

h : hauteur de la marche

##### II.2.4.1 : Les types des escaliers :

Nous avons trois types d'escalier dans notre bâtiment :

- **Type 1 escalier a 2 volées (entre sol et du RDC au 9<sup>ème</sup> étage)**

Il saura détailler dans le tableau qui suit :

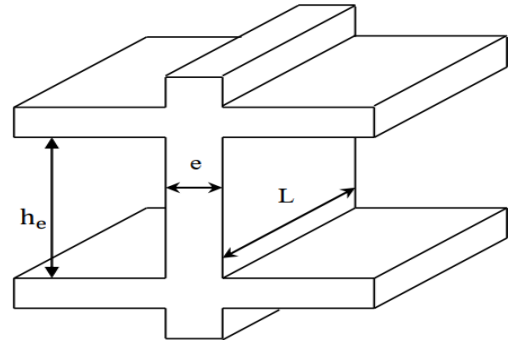


Figure II.4 : coupe transversale d'un voile.

Tableau II.2 : les différents schémas de l'escalier Type 1.

Étage	Schéma de l'escalier	Schéma statique
Entre sol		
RDC au 9eme étage		

Les dimensions adoptées pour l'escalier type 1 saura illustre dans le tableau si après :

Tableau II.3 : Dimensions adoptées pour l'escalier type 1.

Type d'escalier	H (m)	L (m)	h (cm)	n	g (cm)
Entre sol	1.36	2.1	17	8	30
RDC au 9 <sup>ème</sup> étage	1.53	2.4	17	9	30

### Epaisseur de la paillasse

L'épaisseur e est donnée par la condition suivante :

Avec :  $L'$  : est la longueur développée entre appuis :  $L' = L_v + L_p$

$L_v$  : la longueur de volée

$L_p$  : la longueur de palier

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2}$$

Entresol :  $L_v = 2,85\text{m} \Rightarrow L' = 4,25\text{m}$

RDC et EC :  $L_v = 2,5\text{m} \Rightarrow L' = 4,2\text{m}$

D'où  $14,2\text{ cm} \leq e \leq 21,3\text{ cm}$

On prend  $e = 15\text{cm}$

- **Type 2 escalier a 2 (volées RDC au 1<sup>er</sup> étage)**

D'une manière similaire, les résultats de dimensionnement de cet escalier ont abouti aux résultats résumés dans le tableau ci-dessous.

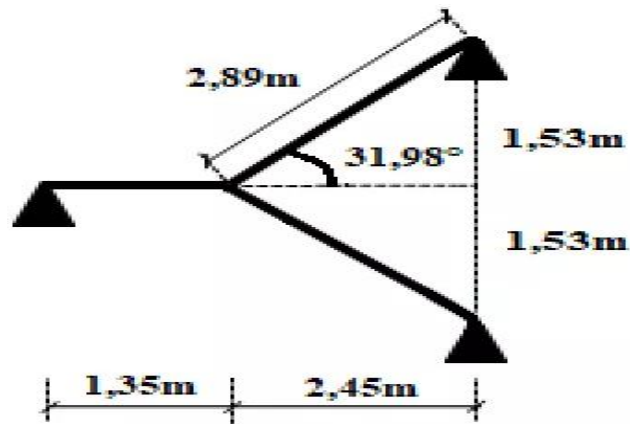


Figure II.5 : Schéma statique RDC commerciale n°1

Tableau II.4 : Dimensions adoptées pour l'escalier type 2 :

Type d'escalier	H (m)	L (m)	h (cm)	n	g (cm)	Lv (m)	L' (m)	e (cm)
RDC au 1 <sup>ère</sup> étage	1.53	2.45	16	10	27	2.9	4.25	15

**Vérification de la formule empirique de blondel**

$$59 \leq G + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 27 + 2 * 16 \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 64 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Type 3 escalier a 2 volées RDC**

De la même manière, les résultats de dimensionnement de ce type seront illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau II.5 : Dimensions adoptées pour l'escalier type 3 :

Type d'escalier	H (m)	L (m)	h (cm)	n	g (cm)	Lv (m)	L' (m)	e (cm)
RDC au 1 <sup>ère</sup> étage	1.53	2.43	16	10	27	2.87	4.14	15

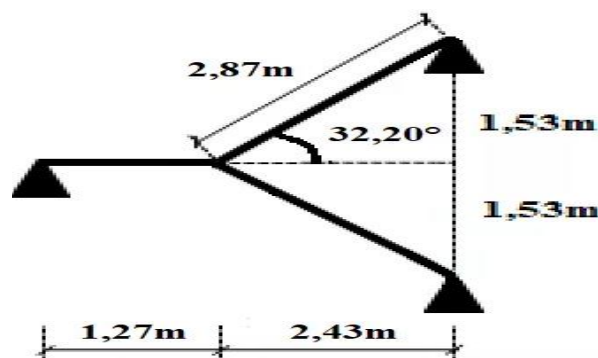


Figure II.6 : Schéma statique RDC commerciale n°2

### II.2.5 : Acrotère

Les dimensions de l'acrotère sont présentées sur la (figure II.7)

La surface

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,0685m^2$$

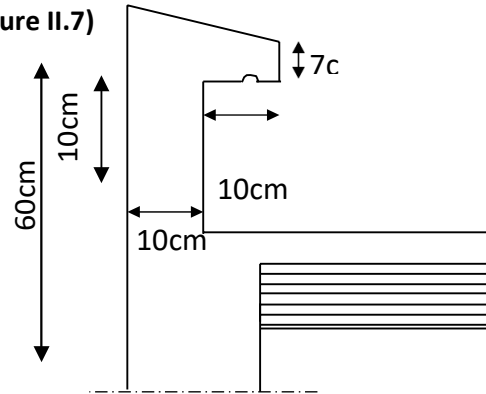


Figure II.7 : L'acrotère

### II.2.6 : Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges de chaque élément permettra de faire la descente de charges sur les poteaux afin de les dimensionner. Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableaux II.6 : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à Corps creux.

Désignation des éléments		e (m)	$\gamma$ (KN/ m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillons roulés		0.05	20	1
Etanchéité multicouche		0.02	9.5	0.19
Isolation thermique		0.05	4	0.2
Plancher à corps creux	16+4	0.20	/	2.75
	20+4	0.24	/	3.20
Enduite de ciment		0.15	18	0.27
Forme de pente		0.1	22	2.20
Papier kraft		0.03	/	0.03
Charge permanente G	16+4	6.64		
	20+4	7.09		
Charge d'exploitation Q		1		

Tableaux II.7 : Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.

Designations des elements		e (m)	$\gamma$ (KN/ m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage		0,02	20	0.40
Mortier de pose		0,02	20	0.40
Lit de sable		0,02	18	0.36
Plancher à Corps creux	16+4	0,20	/	2.75
	20+4	0.24	/	3.20
Cloisons de separation		0,10	/	0.90
Enduit de ciment		0,15	18	0.27

Charge permanent G	16+4	5.08
	20+4	5.53
Q étages courant		1.5
Q étage commercial		5
Q étage Balcon		3.5

Tableau II.8 : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle pleine.

Designations des elements	e (m)	$\gamma$ (KN/ m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	20	1
Etanchéité	0,02	9.5	0.19
Isolation thermique	0.05	4	0.2
Forme de pente	0.1	22	2.2
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G			<b>7.61</b>
Charge d'exploitation Q			<b>1</b>

Tableau II.9 : Évaluation des charges dans le plancher Étage courant à dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	$\gamma$ (KN/ m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,015	20	0.30
Lit de sable	0,015	18	0.27
Plancher à dalle pleine	0,15	25	3.75
Cloisons de séparation	0,10	/	0.90
Enduit de ciment	0,015	18	0.27
Charge permanent G			<b>5.89</b>
Charge d'exploitation Q			<b>1.5</b>
Au niveau de l'ascenseur			<b>2.5</b>
Balcon a dalle pleine			<b>3.5</b>

$\alpha = 32.52$  pour la volée d'habitation

$\alpha = 32.93$  pour la volée commerciale

Tableau II.10 : Évaluation des charges Évaluation des charges sur la volée.

Designation des éléments		e (m)	$\gamma$ (KN/ m)	Poids $V_{com}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Poids $V_{Hab}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine		$0.15/\cos(\alpha)$	25	4.47	4.45
Carrelage	Horizontal	0,02	20	0.40	0.40
	Vertical	$0,02h/g$	20	0.23	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0,015	20	0.3	0.3
	Vertical	$0,015h/g$	20	0.17	0.17
Enduit de ciment		$0,02/\cos(\alpha)$	18	0.43	0.32
Poids des marches		$0,17*(1/2)$	22	1.87	1.87
Garde de corps		/	/	0.20	0.20
Charge permanent G				<b>8.07</b>	<b>7.94</b>
Charge d'exploitation Q				<b>5</b>	<b>2.5</b>



Tableau II.11 : Évaluation des charges sur le palier.

Désignation des éléments	e (m)	$\gamma$ (KN/ m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,015	20	0.30
Lit de sable	0,015	18	0.27
Dalle en béton armé	0,15	25	3.75
Enduit de ciment	0,015	18	0.27
Charge permanent G			<b>4.99</b>
Charge d'exploitation Q			<b>2.5</b>
Au niveau commerciale			<b>5</b>

Tableau II.12 : Évaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	$\gamma$ (KN/ m)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en plâtre	0,2	10	0.2
Brique creuse	0,10	/	0.9
Brique creuse	0,15	/	1.3
Enduit intérieur en plâtre	0, 2	10	0.2
Charge permanent G			<b>2.6</b>

Tableau II.13 : Évaluation des charges de l'acrotère

Désignation	h (m)	Surface (m)	Poids (KN/ml).		Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge D'exploitation Q (KN/ml)
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e=1.5cm)		
Acrotère	0.6	0.069	1.725	0.54	<b>2.265</b>	<b>1</b>

### II.2.7 : Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement)
- 3- Vérification des conditions de RPA99/2003.

Le poteau que on va étudier est le poteau le plus sollicité c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge, pour cela on a suspecté 2 poteaux : PG03 et PG05

On fixera les dimensions des poteaux Préalable comme suit :

Tableau II.14 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Étage	Section (cm <sup>2</sup> )	Hauteur (m <sup>2</sup> )	Poids (kn)
Entre sol	(45x50)	2.38	13.39
RDC	(45x45)	3,06	15.49
1 <sup>er</sup> Étage	(40x45)	3,06	13.77
2 <sup>eme</sup> Étage	(40x40)	3,06	12.24
3 <sup>eme</sup> Et 4 <sup>eme</sup> Étage	(35x40)	3,06	10.71
5 <sup>eme</sup> Et 6 <sup>eme</sup> Étage	(35x35)	3,06	9.37
7 <sup>eme</sup> Et 8 <sup>eme</sup> Étage	(30x35)	3,06	8.03
9 <sup>eme</sup> Étage et T. Cage	(30x30)	3.06	6.88

Avec le poids  $=\rho*b*h*H$  et  $\rho=25kn/m^3$

### La loi de dégression des charges :

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes à partir du haut du bâtiment (dernier niveau vers le premier).

Sous le niveau 12 :  $Q_0$

Sous le niveau 11 :  $Q_0 + Q_1$

Sous le niveau 10 :  $Q_0 + 0.95*(Q_1 + Q_2)$

Sous le niveau 09 :  $Q_0 + 0.90*(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le niveau 08 :  $Q_0 + 0.85*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le niveau 07 :  $Q_0 + 0.80*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

**Remarque :** à partir de  $n>5$  la loi de dégression des charges devient :

$$Q_0 + (3+n) / 2n * (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec  $n$  : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

Sous le niveau 06 :  $Q_0 + 0.75*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Sous le niveau 05 :  $Q_0 + 0.714*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Sous le niveau 04 :  $Q_0 + 0.687*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Sous le niveau 03 :  $Q_0 + 0.667*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Sous le niveau 02 :  $Q_0 + 0.665*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) + Q_{10}$

Sous le niveau 01 :  $Q_0 + 0.636*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) + Q_{10} + Q_{11}$

Selon l'article 6.2 du DTR B.C.2.2 les locaux commerciaux ne seront pas comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, pour cela ils seront pris en compte sans abattement.

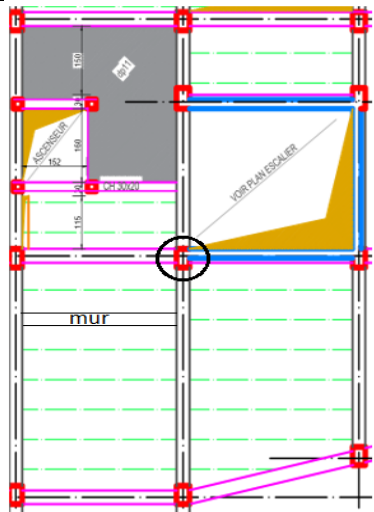
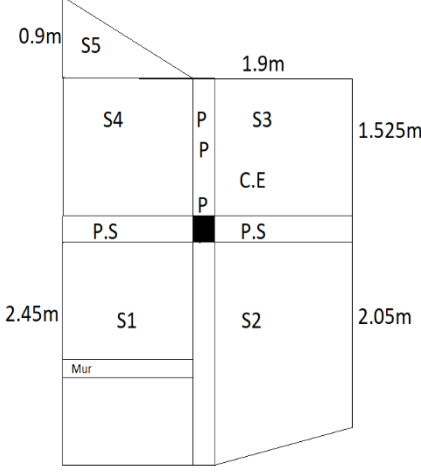
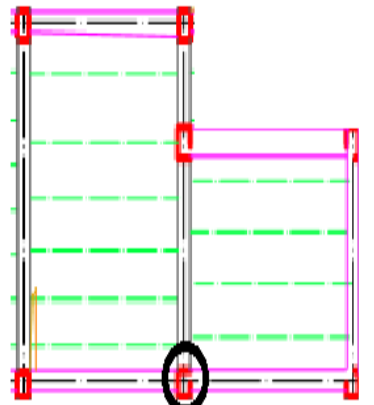
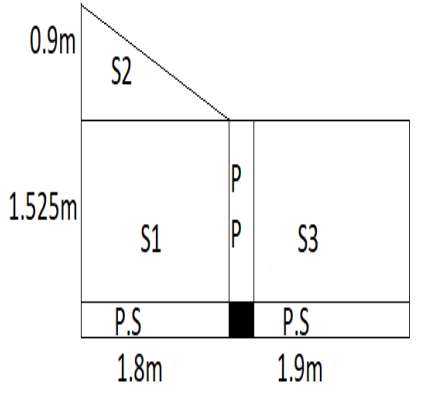
#### II.2.7.1. Pré dimensionnement de poteau G05

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression est vérifiée, ces poteaux doivent répondre aux critères et recommandations du RPA99V2003. Les dimensions supposées des poteaux, elles sont fixées après la descente de charges

##### 1. Les Surfaces afférentes

Surface afférente du poteau (G05) elle sera illustrée dans le tableau qui suit :

Tableau II.15 : surface afférente du poteau G05

Niveau	Position du poteau (G05)	Surface afférente	Les surfaces
Entre sol Au 9 <sup>eme</sup> etage			S1=4.455m <sup>2</sup> S2=4.300m <sup>2</sup> S3=2.900m <sup>2</sup> S4=2.745m <sup>2</sup> S5=0.810m <sup>2</sup>
Terrasse de la Cage d'escalier			S1=2.745m <sup>2</sup> S2=0.810m <sup>2</sup> S3=2.897m <sup>2</sup>

## 2. Poids des poutres

- RDC au 9<sup>eme</sup>

$$L_p = 7.7m$$

$$G_p = 25 * 0.3 * 0.35 + 7.7 = 20.21kn$$

- DERNIER NIVEAU

$$L_p = 5.22$$

$$G_p = 25 * 0.25 * 0.25 * 5.23 = 8.16kn$$

## 3. Poids des murs

- RDC>>

$$G = 2.6kn/m^2 \gg S = 11.7m^2 \gg P_{mur} = 30.5kn$$

- 1<sup>er</sup> étage>>3<sup>eme</sup> étage>>

$$G = 2.6kn/m^2 \gg S = 10.01m^2 \gg P_{mur} = 26.06kn$$

- 4<sup>eme</sup> étage>>9<sup>eme</sup> >>

$$G = 2.6kn/m^2 \gg S = 10.3m^2 \gg P_{mur} = 26.78kn$$

#### 4. Exemple de calcul de la loi de dégression des charges :

- $N^{12}=Q_0=N^{pla}+Q_{poutre}$   
 $N^{12}=(6.455*1)+(1*0.25*5.22)$   
 **$N^{12}=7.73kn$**
- $N^{11}=Q_0 + Q_1=7.73+23.08$   
 **$N^{11}=30.71kn$**
- $N^{10}= Q_0 + 0.95*(Q_1+ Q_2) =7.73+0.95*(23.08+30)$   
 **$N^{10}=58.06kn$**
- $N^{02}=Q_0+ 0.665*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+ Q_9) +Q_{10}$   
 $N^{02}=7.73+0.665*(23.08+30*8) +87.6$   
 **$N^{02}=270.7kn$**

Pour cela la descente de charge saura résumer dans le tableau suivant :

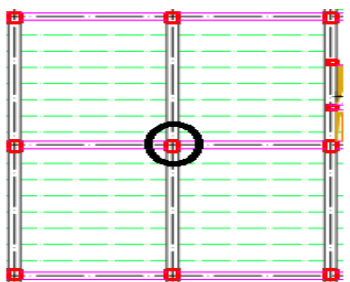
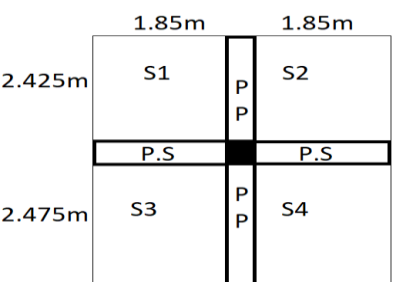
**Tableau II.16** : Résultats de la descente de charge du poteau G05.

Etage	Niveau	Élément	G (Kn)	Q (Kn)
Terrasse inaccessible	N12	Plancher TI	42.86	7.73
		Poutre	8.16	
		Poteau	6.88	
		<b>La somme</b>	<b>57.9</b>	
Etage 09	N11	Venant de N12	57.9	23.08
		Plancher TI	105.55	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	6.88	
	<b>La somme</b>	<b>216.61</b>	<b>30.81</b>	
Etage 08	N10	Venant de N11	216.61	30
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	8.03	
		Mur	26.07	
	<b>La somme</b>	<b>357.85</b>	<b>58.16</b>	
Etage 07	N09	Venant de N10	357.85	30
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	8.03	
		Mur	26.78	
	<b>La somme</b>	<b>499.09</b>	<b>82.50</b>	
Etage 06	N08	Venant de N09	499.09	30
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	9.37	
		Mur	26.78	
	<b>La somme</b>	<b>641.67</b>	<b>103.85</b>	
Etage 05	N07	Venant de N08	641.67	30
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	9.37	
		Mur	26.78	
	<b>La somme</b>	<b>784.3</b>	<b>122.09</b>	

Etage 04	N06	Venant de N07	784.3	30
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	10.71	
		Mur	26.78	
		<b>La somme</b>	<b>928.22</b>	
Etage 03	N05	Venant de N06	928.22	30
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	10.71	
		Mur	26.78	
		<b>La somme</b>	<b>1072.14</b>	
Etage 02	N04	Venant de N05	1072.14	30
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	12.24	
		Mur	26.78	
		<b>La somme</b>	<b>1217.64</b>	
Etage 01	N03	Venant de N04	1217.64	30
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	13.77	
		Mur	26.07	
		<b>La somme</b>	<b>1363.91</b>	
RDC Commerciale	N02	Venant de N03	1363.91	87.6
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	15.49	
		Mur	20.07	
		<b>La somme</b>	<b>1501.9</b>	
Entre sol Commerciale	N01	Venant de N02	1501.9	87.6
		Plancher	86.22	
		Poutre	20.21	
		Poteaux	13.39	
		Mur	30.5	
		<b>La somme</b>	<b>1656.22</b>	
<b>ELU</b>	<b>1.35G=2235.897</b>	<b>1.5Q=537.45</b>		
<b>Effort normal à la base du poteau</b>	<b><math>Nu^{G05} = 2773.35kn</math></b>			

Surface afférente du poteau (G03) elle saura illustres dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : surface afférente du poteau G03.

Niveau	Position du poteau (G05)	Surface afférente	Les surfaces
Entre sol Au g <sup>eme</sup> etage			S1=4.49m <sup>2</sup> S2=4.49m <sup>2</sup> S3=4.39m <sup>2</sup> S4=4.39m <sup>2</sup>

D'une manière similaire que le poteau G05 nous avons trouvé l'effort normal à la base du poteau

$$Nu^{G03}=2497.52kn$$

**Remarque :**

Afin de prendre en considération la continuité des portiques le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort Nu par 10% pour les poteaux interne voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées, et par 15% pour les poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment a 2 travées.

$$Nu^{G03*}=2497.52*1.10=2747.27kn$$

$$Nu^{G05*}=2773.35*1.10=3050.68kn$$

Donc il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau G05.

**II.2.7.2 : Les vérifications nécessaires :**

**d) Vérification à la compression simple**

Exemple de calcul : on doit vérifier que

$$B > \frac{Nu^*}{f_{bu}}$$

Avec :

B : Section du poteau prise au pré dimensionnement

Nu\* : Effort a la base du poteau majeure de 10%

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau II.18 :** vérifications à la compression.

Poteaux	B (m²)	Nu*/f <sub>bu</sub>	Observation
Entre sol	0.225	0.214	Vérifiée
RDC	0.202	0.18	Vérifiée
1 <sup>er</sup> Étage	0.18	0.16	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> Étage	0.16	0.14	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> Et 4 <sup>eme</sup> Étage	0.14	0.104	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> Et 6 <sup>eme</sup> Étage	0.12	0.072	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> Et 8 <sup>eme</sup> Étage	0.105	0.04	Vérifiée
9 <sup>eme</sup> Étage et terrasse de la cage	0.09	0.02	Vérifiée

**b) Vérification de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier :

$$Nu^* \leq \alpha * \left( \frac{Br * f_c 25}{(0.9 * \gamma_b)} \right) + As * \frac{f_e}{\gamma_s}$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement

$$\text{Si } \alpha = \text{si } 0 < \lambda < 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Si  $50 < \lambda < 70$       $\alpha = 0.6 * (\lambda / 50)^2$

Avec :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  et  $l_f = 0.7 * l_0$  la longueur de flambement

Le rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $I = (h * b^3) / 12$

Et selon le BAEL :  $\frac{As}{Br} \in (0,8\%; 1,2\%)$

On prend :  $\frac{As}{Br} = 1 \%$

Donc on aura :

$$Br_{cal} \geq \frac{N_u^*}{\alpha} * \left( \frac{25}{(0.9 * 1.15)} + \frac{400}{(100 * 1.15)} \right)$$

$$Br = (a - 2) * (b - 2)$$

Il faut vérifier que :  $Br \geq Br_{cal}$

**Exemple de calcul poteau de l'entre sol**

On a  $l_0 = 2.38$  donc  $l_f = 1.666m$

$$\lambda = \frac{1.66}{\frac{0.1443}{0.85}} = 11.5 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$Br_{cal} \geq 0.160$$

$$B_{adopte} = (0.5 - 0.02) * (0.45 - 0.02) = 0.206$$

$$Br_{cal} < Br_{adopte}$$

La Condition vérifier.

Le reste des résultats sont montrer dans le tableau suivant :

**Tableau II.19** : Vérifications au flambement.

Etage	Nu*(Mn)	Br calcule	Br adopter	Observations
Entre sol	3.050	0.167	0.206	Vérifiée
RDC	2.683	0.150	0.185	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	2.327	0.131	0.163	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	2.084	0.117	0.144	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	1.843	0.104	0.125	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	1.365	0.078	0.109	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	0.876	0.050	0.092	Vérifiée
9 <sup>eme</sup>	0.372	0.022	0.284	Vérifiée

Tous les poteaux son vérifier donc il n'y a pas de risque au flambement

**II.3 conclusions**

Comme nous avons peut terminer le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, donc on peut opter pour le nouveau chapitre à savoir le ferrailage des éléments secondaire en utilisons les dimensions adoptées.

# Chapitre III

## Etude des

## éléments secondaires



# Etude Des Eléments Secondaires

## III.1 : Introduction

Après avoir pré dimensionner tous les éléments porteurs dans le chapitre précédent, pour cela ce chapitre va concerner le calcul des éléments suivant :

- 1- Les planchers à corps creux et à dalles pleines.
- 2- Les escaliers et la poutre palière.
- 3- La poutre de chainage.
- 4- L'acrotère.

## III.2 : Etude Des Planchers

Dans notre bâtisse nous avons trois plancher à savoir planchers corps creux (16+4) et (20+4) et planchers dalles pleines.

### III.2.1 : Planchers Corps Creux

#### III.2.1.1 : Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutre continues sur plusieurs appuis et comme des poutres isostatiques.

Les méthodes de calcul utilisées en béton armé sont :

- 1- Méthode forfaitaire.
- 2- Méthode de Caquot.
- 3- Méthode RDM.

#### **a) Méthode forfaitaire** BAEL99(art B.6.2, 210)

Elle saura appliquer si le us conditions suivantes sont satisfaites :

- 1- Plancher a surcharge modérées :  $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{kn}/\text{m}^2)$ .
- 2-  $\frac{l_i}{l_{i-1}}$  Appartient à l'intervalle [0.8,1.25].
- 3- Les moments de l'inerties des sections transversales sont constants au long des travées.
- 4- Fissuration peu nuisible (FPN).

#### **Application de la méthode**

**1-Appui de rive** : les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais selon le BAEL99 il nous exige un minimum de  $(-0.15M_0)$  pour le ferrailage.

**2-Appuis intermédiaires** : les moments sont de l'ordre :

- 1-  $(-0.6M_0)$  sur un appui central d'une poutre à 2 travées
- 2-  $Ma = -0.5M_0$  sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives

3-  $(0.4M_0)$  sur tous les autres appuis intermédiaires

Avec  $M_0$  : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré

**3-Moment en travées** : ils sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$M_{ti} + (|M_g| + |M_d|)/2 \geq \max [(1+0.3\alpha) ; 1.05]M_0 \dots\dots\dots 1$$

$$M_{ti} \geq \left| \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right| M_0 \text{ travée de rive} \dots\dots\dots 2$$

$$M_{ti} \geq \left| \frac{1+0,3\alpha}{2} \right| M_0 \text{ travée intermédiaire}$$

Avec  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  degré de surcharge.

**Efforts tranchants** : les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatique sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant doit être majoré de :

- 1- 15% s'il s'agit d'une poutre a deux travées.
- 2- 10% s'il s'agit d'une poutre a deux travées.

**b. Méthode de Caquot**

Elle est applicable lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, elle est basée sur la méthode des trois moments.

**Application de la méthode**

**1-Moment en appuis**

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :  $l'_g, l'_d$  longueur fictive a gauches et a droite de l'appuis considéré

$$l' = 0.8 * l \text{ pour les travées intermédiaires.}$$

$$l' = l \text{ pour travées de rives.}$$

**2-Moment en travée**

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g * (1 - \frac{x}{l}) + M_d * \frac{x}{l}$$

$$M_{(x)} = q * \frac{x}{2} (l - \frac{x}{l}) \text{ avec } x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

**3-Efforts tranchant**

Ils sont déterminés par la méthode RDM


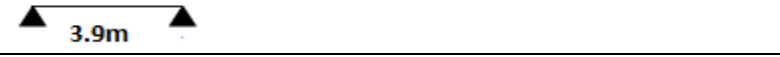
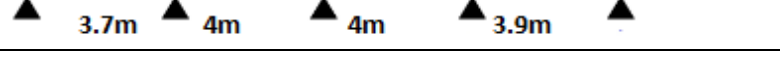
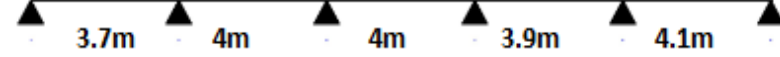
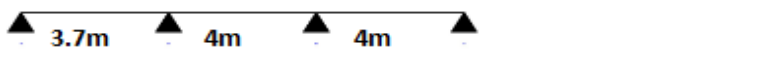


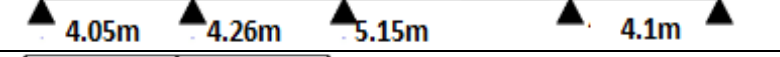
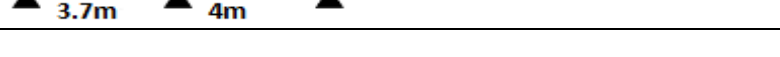
$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

**Remarque** : si l'une des trois conditions de la MF n'est pas observée, on utilise la M de Caquot minorée, c.à.d. les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplacent G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

### III.2.1.2 : Types de poutrelles

On distingue plusieurs types des poutrelles dans notre plancher qu'on va illustrée dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	

#### Remarque :

- 1-La terrasse inaccessible de la cage d'escalier et d'assesseur ne comporte que le type 1 et 2.
- 2-Les autres types de poutrelle se trouve dans tous les niveaux sauf le type 10 qui se trouve seulement en RDC et 1ere étage (étage commerciale).
- 3-Pour l'étude des poutrelles, on exposera juste pour la poutrelle la plus défavorable.
- 4-Le type 8 est la plus défavorable pour le plancher (16+4).
- 5-Le type 9 est la plus défavorable pour le plancher (20+4).

Dans le tableau suivant on résumera les charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles :

Tableau. III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G KN/m <sup>2</sup>		Q KN/m <sup>2</sup>	ELU				ELS			
	P1	P2		$p_u$ KN/m <sup>2</sup>		$q_u$ KN/m <sup>2</sup>		$p_s$ KN/m <sup>2</sup>		$q_s$ KN/m <sup>2</sup>	
			P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2	
Terrasse inaccessible	6.64	7.09	1	10.46	11.07	6.28	6.64	7.64	8.09	4.58	4.85
Etage courant	5.08	5.53	1.5	9.11	9.72	4.47	5.83	6.58	7.03	3.95	4.22
Etage commercial	5.08	5.53	5	14.36	14.97	8.61	11.97	10.08	10.53	6.05	6.32
Balcon	5.08	5.53	3.5	12.11	12.72	7.26	7.63	8.58	9.03	5.15	5.42

Avec : P1 plancher à corps creux 16+4.

P2 plancher à corps creux 20+4.

### Exemple illustratif poutrelle (type 8 et 9) terrasse inaccessible

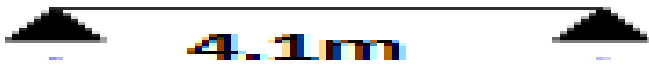


Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle type 8.

La poutrelle type 8 est isostatique, posée sur le plancher 16+4, d'où le calcul se fait par la méthode de l'RDM.

$$q_U = 6.28 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad q_S = 4.58 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0u} = \frac{q_U * l^2}{8} \quad M_{0s} = \frac{q_S * l^2}{8}$$

$$M_{0u} = 13.19 \text{ KN/m}^2 \quad M_{0s} = 9.63 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0a} = M_{0b} = 0$$

La poutrelle type 9 est une poutre continue d'ont on va vérifier les conditions de la méthode forfaitaire.

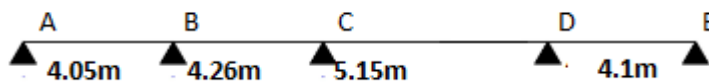


Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle type 9.

$$Q = 1 \leq \text{Min}(2G, 5 \text{ KN/m}^2) \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_i}{l_{i-1}} = \frac{4.1}{5.15} = 0.79 \notin [0.8, 1.25] \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{FPN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$I \text{ constant} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'une des conditions de la M.F n'est pas vérifiée ce que nous impose d'utiliser la méthode de Caquot minoré.

$$\text{Avec } G' = 4.73 \text{ KN/m}^2$$

$$q_U' = 4.73 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad q_S' = 3.44 \text{ KN/m}^2$$

**-les moments en appuis**

#### a) Appui de rive

$$M_A = M_E = 0$$

Mais d'après **BAEL99** il nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

$$\text{A l'ELU : } M_a = -0.15 * M_{0u}$$

$$M_a = -2.09 \text{ kn.m}$$

## b) Appui intermédiaire

Appui C :

$$M_c = -\frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \text{ Avec } l_g' = 0,8 * 4,26 \text{ T I}$$

$$l_d' = 4,1 \text{ T R}$$

$$\text{A L'ELU : } M_c = -\frac{4,73 \times (0,8 \times 4,26)^3 + 4,73 \times (0,8 \times 5,15)^3}{8,5 \times (3,41 + 4,12)} = -8,09 \text{ kn.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_c = -5,88 \text{ kn.m}$$

Appui D :

$$\text{A L'ELU : } M_D = -9,4 \text{ kn.m}$$

$$\text{A L'ELS : } M_D = -6,84 \text{ kn.m}$$

## c) Moment en travée

Travée [CD] :  $q_u = 6,64 \text{ kn/m}$  et  $q_s = 4,85 \text{ kn/m}$

$$M_{t(CD)} = M_{0(x)} + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec } x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_l} = x_0 = \frac{5,15}{2} - \frac{8,09 - 9,4}{6,64 * 5,15} = 2,54 \text{ m}$$

$$M_{0(x)} = q * \frac{x}{2} * \left(l - \frac{x}{l}\right)$$

$$M_{t(CD)}^u = 6,64 * \frac{2,54}{2} * (5,15 - 2,54) + (-8,09) * \left(1 - \frac{2,54}{5,15}\right) + (-9,4) * \frac{2,54}{5,15}$$

$$M_{t(CD)}^u = 13,27 \text{ kn.m}$$

$$M_{t(CD)}^s = 9,72 \text{ kn.m}$$

## d) Effort tranchant

$$v_A = \frac{q_u * l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l_1} = \frac{6,64 * 4,05}{2} - \frac{0 - 7,908}{4,05}$$

$$v_A = 11,49 \text{ kn}$$

Le reste des résultats est résumé dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau III.3 :** Les Moments sur les appuis de type 9 à la terrasse inaccessible.

Appuis	$M_u(\text{kn.m})$	$M_s(\text{kn.m})$	$V_u(\text{kn})$
A	0	0	11.49
B	-7.91	-5.75	-15.40
C	-8.09	-5.88	16.86
D	-9.40	-6.74	-17.32
E	0	0	-11.32

**Tableau III.4 :** Les Moments sur les travées de type 9 à la terrasse inaccessible.

Travées	$x_0(\text{m})$	$M_{tu}(\text{kn.m})$	$M_{ts}(\text{kn.m})$
[AB]	1.73	9.95	7.28
[BC]	2.12	7.07	6.19
[CD]	2.54	13.27	9.72
[DE]	2.4	9.67	7.08

**Tableau III.5 :** Les Moments sur les appuis de type 9 à l'étage Courant.

Appuis	$M_u(kn.m)$	$M_s(kn.m)$	$V_u(kn)$
A	0	0	10.01
B	-7.26	-5.20	-13.60
C	-7.43	-5.23	14.78
D	-8.63	-6.18	-15.26
E	0	0	-09.85

**Tableau III.6 :** Les Moments sur les travées de type 9 à l'étage Courant.

Travées	$x_0(m)$	$M_{tu}(kn.m)$	$M_{ts}(kn.m)$
[AB]	1.72	8.6	6.25
[BC]	2.12	5.89	4.31
[CD]	2.54	11.31	8.24
[DE]	2.41	8.32	6.05

**Tableau III.7 :** Les Moments sur les appuis de type 9 à l'étage Commerciale.

Appuis	$M_u(kn.m)$	$M_s(kn.m)$	$V_u(kn)$
A	0	0	15.09
B	-12.53	-8.71	-21.28
C	-12.82	-8.92	22.72
D	-14.86	-10.35	-23.53
E	0	0	-14.78

**Tableau III.8 :** Les Moments sur les travées de type 9 à l'étage Commerciale.

Travées	$x_0(m)$	$M_{tu}(kn.m)$	$M_{ts}(kn.m)$
[AB]	1.70	12.68	8.97
[BC]	2.12	7.70	5.52
[CD]	2.53	15.93	11.23
[DE]	2.46	12.16	8.61

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des deux poutrelles les plus défavorables

(Type 8 et 9) par niveau sont résumés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau III.9:** Sollicitations maximales dans les deux poutrelles les plus défavorables à chaque étage

Type	ELU				Effort tranchant KN	ELS	
	Evaluation des moments (kn.m)					Evaluation des moments (kn.m)	
	$M_a^{rive}$	$M_{aferr}^{rive}$	$M_a^{int}$	$M_t$			$M_a^{int}$
<b>TERRASSE INACCESSIBLE</b>							
8	0	-1.98	/	13.19	-12.87	/	9.63
9	0	-2.09	-9.4	13.27	-17.32	-8.36	9.72
max	0	-2.09	-9.4	13.27	-17.32	-8.36	9.72
<b>ETAGE COURANT</b>							
8	0	-1.72	/	11.48	-11.20	/	8.30
9	0	-1.84	-8.63	11.31	-15.26	-6.18	8.24
max	0	-1.72	-8.63	11.48	-15.26	-6.18	8.30
<b>ETAGE COMMERCIAL</b>							
8	0	-2.72	/	18.10	-17.66	/	12.71
9	0	-2.83	-14.86	15.93	-23.54	-10.35	11.23
max	0	-2.83	-14.86	18.10	-23.54	-10.35	12.71

### III.2.2 : Ferrailage des poutrelles

#### III.2.2.1 : Ferrailage longitudinal (Type 9)

Le calcul se fait pour une section en T à la flexion simple. On présentera le calcul pour l'étage commercial seulement.

##### a) Ferrailage en travée

$b = 60\text{cm}$  ;  $b_0 = 10\text{ cm}$  ;  $h = 24\text{ cm}$  ;  $h_0 = 4\text{ cm}$  ;  $d = 22\text{ cm}$  ;  $f_e = 400\text{ Mpa}$  ;  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

Moment équilibré par la table de compression :  $M_{tu}$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 (d - h_0/2)$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.60 \times 0.04 (0.22 - 0.04/2) = 0.06816\text{ MN.m}$$

$M_{tu} = 0.068\text{MN.m} > M_t = 0.015\text{MN.m}$  ☑ Calcul d'une section rectangulaire

$$u_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.01593}{14.2 \times 0.6 \times 0.22^2}$$

$$u_{bu} = 0.0386 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A avec } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.049$$

$$z = d * (1 - 0.04 * \alpha) = 0.2156\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_{st}} = 2.12\text{cm}^2 \text{ Avec } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}$$

##### b) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min}^t = 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$$

$$A_{min}^t = 1.59\text{cm}^2 < A_t = 2.12\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

##### c) Ferrailage en appuis

Comme les moments aux appuis sont négatifs, cela implique que la table de compression est tendue et le béton n'intervient pas dans la résistance, on va considérer comme une section rectangulaire.

##### Appui intermédiaire

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.01486}{14.2 \times 0.1 \times 0.22^2} = 0.216 > 0.186 \text{ pivot B}$$

Pour  $f_e = 400\text{Mpa}$  on a :  $\epsilon_l = 1,74\text{‰}$  ,  $\alpha_l = 0,668$  ,  $U_l = 0.391$

$$u_{bu} = 0.216 < U_l = 0.391 \rightarrow A' = 0\text{cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.308$$

$$z = d * (1 - 0.04 * \alpha) = 0.1928\text{m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_t}{z f_{st}} = 2.21\text{cm}^2$$

##### Appui de rive

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.00283}{14.2 \times 0.1 \times 0.22^2} = 0.041 < 0.186 \text{ pivot A } \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.053$$

$$z = d * (1 - 0.04 * \alpha) = 0.2153m$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_t}{z f_{st}} = 0.37cm^2$$

#### d) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min}^a = 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.1 * 0.22 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min}^t = 0.265cm^2$$

$$A_{min}^a < A_a^{int}, A_a^{rive} \text{ condition vérifiée.}$$

#### Choix des barres

En travée : A=2.12cm<sup>2</sup> soit 2HA12=2.26cm<sup>2</sup>

En Appui intermédiaire : A=2.21cm<sup>2</sup> soit 2HA12=2.26cm<sup>2</sup>

En appui de rive : A=0.37cm<sup>2</sup> soit 1HA12=1.13cm<sup>2</sup>

#### III.2.2.2 : Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min(\phi_L^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10})$$

$$\phi_t \geq \min(12mm, 6.86mm, 10mm)$$

$$\phi_t = 8mm \text{ d'où } A_t = 2\phi 8 = 1.01cm^2$$

#### III.2.2.3 : Vérifications aux états limites

##### III.2.2.3.1 : Vérifications a l'ELU

##### a) Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{0.02351}{1 \times 0.22} = 1.07MPa$$

$$FPN : \tau = \min((0.2f_{c28})/\gamma_b ; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u < \tau : \text{ donc pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

##### b) Espacement des armatures transversales

Il est défini pas le minimum de ses trois conditions :

$$- St \leq \min(0.9d, 40cm) \Leftrightarrow St \leq 19.8cm$$

$$- St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Leftrightarrow St \leq 101cm$$

$$- St \leq \frac{A_t \times f_e \times 0.8}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Leftrightarrow St \leq 73.5cm$$

Donc on opte pour un espacement **St=15cm**

##### c) Vérification des armatures longitudinales $A_l$ vis-à-vis de l'effort tranchant $v_u$

##### -Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} 0.02354 = 0.67cm^2$$

$$A_l = A_t + A_r = 3HA12 = 3.39cm^2 > 0.67 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$



### -Appui intermédiaire

$$A_t \geq \frac{V_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{intr}}{0,9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 0.02354 + \frac{-0.01486}{0,9*0.22} \right) = -1.48 < 0$$

Aucune vérification à faire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

### d) Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0.9d, b-4\text{cm}) = 19.8\text{cm}$$

Ce que nous donne :

$$V_u \leq 0.267 * 19.8 * 0.1 * 25 = 132.16\text{kn}$$

$$23.54\text{kn} \leq 132.16\text{kn}$$

La condition est vérifiée, Pas de risque d'écrasement de la bielle.

### e) Vérification de la jonction table nervure

$$\sigma_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9bh_0d} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$$

$$\text{Avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 25\text{cm}$$

$$\sigma_1^u = 1.23\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

### III.2.2.3.1 : Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont :

- La vérification des contraintes (ouverture de fissure).
- La vérification de la flèche (déformation).

#### a) La vérification des contraintes

##### - En Travée

##### Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.6*0.04^2}{2} - 15 * 2.26(0.22 - 0.04) = -130.2\text{cm}$$

Vérification des contraintes pour une section T.

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

##### Calcul de Y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b-b_0) h_0] y - 15Ad - \frac{b-b_0}{2} h_0^2 = 0$$

$$5y^2 + 233.9y - 1145.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 278.61 \text{ d'où } y = 4.47\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 - (b - b_0) * \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{60}{3} 4.47^3 + (60 - 10) * \frac{(4.47-4)^3}{3} + 15 * 2.26(22 - 4.47)^2$$

$$I = 12202.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.01123}{12202.06 * 10^8} 0.0447 = 4.11 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**- En appuis intermédiaire**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$5y^2 + 33.9y - 745.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 126.75 \text{ d'où } y = 9.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} 9.28^3 + 15 * 2.26 * (22 - 9.28)^2$$

$$I = 8148.89 \text{ cm}^4$$

$$d'ou \sigma_{bc} = \frac{0.01035}{8148.89 * 10^4} 0.0928 = 11.79 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifier.

**b) La vérification de la flèche**

**Conditions de la vérification de la flèche**

**Données :**

L=5.15m de la travée la plus solliciter [CD]

$$M_0^s = 20.95 \text{ kn.m}$$

$$M_t^s = 11.23 \text{ kn.m}$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{15M_0} \Leftrightarrow 0.046 \geq 0.035 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow 0.0102 \leq 0.009 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$l = 5.15 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

La 2eme condition n'est pas vérifier donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

$\Delta f$  : la flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL99.}$$

$$\frac{M_t^s}{M_0^s} = 0.536 \Leftrightarrow M_t^s = 0.536 M_0^s$$

$$G = 5.53 \text{ kn/m}^2 \quad M_s^g = 0.536 M_0^g = 5.89 \text{ kn.m}$$

$$J = G - G^{\text{revetement}} = 4.1 \text{ kn/m}^2 \quad M_s^j = 0.536 M_0^j = 4.37 \text{ kn.m}$$

$$Q = 5 \text{ kn/m}^2 \quad M_s^p = 0.536 M_0^p = 11.23 \text{ kn.m}$$

$$P = G + Q = 10.53 \text{ kn/m}^2$$

**Module de Young instantané et différé :**

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ MPa}$$

**Caractéristiques géométriques de la section :**

Pour le calcul de  $I_f$ , il faut calculer  $Y_G$  et  $I_0$ .

$$Y_G = \frac{(b_0 h^2 / 2) + \frac{(b-b_0)h_0^2}{2} + n(A*d + A'*d')}{(b_0 * h) + (b-b_0)*h_0 + n(A+A')} = \frac{(10*24^2/2) + \frac{(60-10)4^2}{2} + 15(2.26*22 + 0*d')}{(10*24) + (60-10)*4 + 15(2.26+0)}$$

$$Y_G = 8.49 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{60*(8.49)^3}{3} + 10 \frac{(24-8.49)^3}{3} - \frac{(60-50)(8.49-4)^3}{3} + 15 * 2.26 * (22 - 8.49)^2$$

$$I_0 = 29354.94 \text{ cm}^4$$

**Coefficient  $\lambda$ ,  $\mu$  :**

Ils sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.260}{10*22} = 0.0103$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 b f_{t28}}{(2b+3b_0) \rho} = \frac{0.05*0.6*2.1}{(2*0.6+3*0.1)0.0103} = 4.088$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.6335$$

**Calcul des  $\sigma_{st}$  les contraintes à la traction de l'acier :**

$$\sigma_{st}^g = 15 * \frac{M_{ser}^g}{I} * (d - y)$$

$$\sigma_{st}^g = \frac{15*0.00589*(0.22-0.0447)}{0.00012202} \quad \text{Avec } y=4.47 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st}^g = 126.93 \text{ MPa} \quad I = 12202.46 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st}^j = 94.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^p = 242 \text{ MPa}$$

**Calcul des  $\mu$  :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{st}^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0103 * 126.93 + 2.1} = 0.498$$

$$\mu_j = 0.385$$

$$\mu_p = 0.695$$

**Calcul des facteur  $I_f$  :**

$$I_{fgi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 29354.93 * 10^{-8}}{1 + 4.088 * 0.498} = 1.0636 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 29354.93 * 10^{-8}}{1 + 1.635 * 0.498} = 1.7789 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 29354,93 \times 10^{-8}}{1 + 4,088 \times 0,695} = 8,4060 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 29354,93 \times 10^{-8}}{1 + 4,088 \times 0,385} = 1,2545 \times 10^{-4} m^4$$

Calcul des flèches  $f$  :

$$f_{gv} = M_s^g \frac{l^2}{10E_v I_{f_{gv}}} = 0,00589 \frac{5,15^2}{10 \times 10818,86 \times 1,7789 \times 10^{-4}} = 8,11 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = M_s^g \frac{l^2}{10E_i I_{f_{gi}}} = 0,00589 \frac{5,15^2}{10 \times 32456,58 \times 1,0636 \times 10^{-4}} = 4,53 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = M_s^j \frac{l^2}{10E_i I_{f_{ji}}} = 0,00437 \frac{5,15^2}{10 \times 32456,58 \times 1,2545 \times 10^{-4}} = 2,85 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = M_s^p \frac{l^2}{10E_i I_{f_{pi}}} = 0,01123 \frac{5,15^2}{10 \times 32456,58 \times 8,4060 \times 10^{-5}} = 10,91 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (8,11 - 2,85) + (10,91 - 4,53)$$

$$\Delta f = 11,65 < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{5,15}{1000} + 0,5 = 10,15 \text{ mm}$$

Remarque :

la flèche n'est pas vérifiée au niveau de l'étage commerciale  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$  donc on doit augmenter la section, pour cela on va opter pour  $A_t = 2HA12 + 1HA10 = 3,05 \text{ cm}^2$

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.10 : Vérification de la flèche de poutrelle Type 9.

Travée	$M_s^g$	$M_s^j$	$M_s^p$	$\sigma_{st}^g$	$\sigma_{st}^j$	$\sigma_{st}^p$	$f_{gv}$	$f_{ji}$	$f_{pi}$	$f_{gi}$	$\Delta f$	$\bar{f}$
5.15m	5.89	4.37	11.2	94.69	70.25	180.54	6.70	2.24	8.22	3.49	9.18	10.15

Remarque : après l'augmentation de la section d'acier on voit bien que la flèche est vérifiée donc on opte pour  $2HA12+1HA10=3,09 \text{ cm}^2$ .

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et a l'ELS des deux poutrelles les plus défavorables (Type 8 et 9) par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

a) Calcul de sollicitations dans les différents niveaux.

b) Calcul de ferrailage a l'ELU.

On procède au ferrailage des différents types de poutrelle de la même manière que l'exemple de calcul précédent (type 9) à l'étage commerciale

Tableau III.11 : Calculs de ferrailage à l'ELU aux différents niveaux.

Niveau	Position	M (kn.m)	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopte}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse Inaccessible	Travée	13.27	0.032	0.041	0.216	1.76	1.59	3HA10=2.36
	Appui inter	-9.4	0.137	0.185	0.204	1.33	0.27	2HA10=1.57
	Appui rive	-2.09	0.030	0.038	0.216	0.27	0.26	1HA10=0.79
Etage courant	Travée	11.48	0.042	0.053	0.176	1.87	1.30	3HA10=2.36
	Appui inter	-8.63	0.126	0.169	0.215	1.21	0.27	2HA10=1.57
	Appui rive	-1.72	0.025	0.032	0.217	0.23	0.27	1HA10=0.79
Etage Commercial	Travée	18.10	0.066	0.085	0.174	2.99	1.30	2HA12+1HA10=3.05
	Appui inter	-14.86	0.217	0.309	0.193	2.22	0.27	2HA12=2.26
	Appui rive	-2.83	0.041	0.053	0.215	0.38	0.27	1HA10=0.79

**Remarque :**

Le ferrailage transversal adopte pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

**III.2.2.3 Vérifications aux états limites**

**c) Vérifications a l'ELU :**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrés dans le tableau ci-après :

**Tableau III.12 :** Vérifications nécessaires à l'ELU des différents niveaux.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \tau$ MPa	Armatures longitudinales $A_l \text{ cm}^2 \geq$		Bielle $v_u \leq 0.267 * a *$ $b_0 * f_{c28}$ kn	Jonction $\sigma_1^U \leq \tau$ MPa
		$\frac{\gamma_s}{f_e} v_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (v_u + \frac{M_u^t}{0.9d})$		
<b>T. Inaccessible</b>	0.79 < 3.33	3.15 $\geq$ 0.5	3.93 $\geq$ -0.87	17.32 $\leq$ 132.16	0.91 < 3.33
<b>E. Courant</b>	0.69 < 3.33	3.15 $\geq$ 0.4	3.93 $\geq$ -0.81	15.26 $\leq$ 132.16	0.8 < 3.33
<b>E. Commerciale</b>	1.07 < 3.33	3.84 $\geq$ 0.7	5.31 $\geq$ -1.48	23.54 $\leq$ 132.16	1.23 < 3.33
<b>Observation</b>	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

**d) Vérifications a l'ELS :**

Les vérifications concernées sont :

- La vérification des contraintes (ouverture de fissure).
- La vérification de la flèche (déformation).

**La vérification des contraintes**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau III.13 :** Vérifications de contraintes à l'ELS.

Niveaux	Position	$M_s$ (kn.m)	Y (cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>T. Inaccessible</b>	Travée	9.72	4.57	12660	3.51 $\leq$ 15	Vérifier
	Appui	-8.36	8.09	15146	4.47 $\leq$ 15	Vérifier
<b>E. Courant</b>	Travée	8.30	4.06	8217.5	4.10 $\leq$ 15	Vérifier
	Appui	-6.18	8.09	15146	3.30 $\leq$ 15	Vérifier
<b>E. Commerciale</b>	Travée	12.71	4.56	10157	5.71 $\leq$ 15	Vérifier
	Appui	-10.35	9.28	21468	4.47 $\leq$ 15	Vérifier

**- La vérification de la flèche**

Les résultats de calcul seront résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.14 :** Vérifications de la flèche à l'ELS des différents niveaux.

Niveaux	L (m)	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
<b>Terrasse inaccessible</b>	5.15	5.89	4.96	5.67	3.13	3.74	5.15	Vérifiée
<b>Etage courant</b>	4.10	9.21	3.33	7.17	5.17	7.87	8.2	Vérifiée
<b>Etage commerciale</b>	4.10	7.74	2.68	9.33	4.11	10.29	8.2	Non Vérifiée

**Remarque :** la flèche est vérifiée à la terrasse inaccessible et l'étage courant, par contre à l'étage commerciale la flèche n'est pas vérifiée

Pour cela tous les types de poutrelle seront ferrailleur suivant le ferrailleur de type 9 sauf le type 8 on augmente  $b_0$  à 12cm et la section à  $2Ha14+1Ha12=4.21cm^2$  d'où la vérification de la flèche saura illustrer dans le tableau ci-après :

**Tableau III.15 :** Vérifications de la flèche à l'ELS de type 8.

Type	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_i(mm)$	$f_{adm}(mm)$	Observation
8	6.28	2.05	6.93	3.10	8.06	8.2	Vérifier

### Schéma de ferrailleur des poutrelles

Les différents schéma de ferrailleur de différents niveaux seront illustrer dans le tableau qui suit :

**Tableau III.16 :** Schéma de ferrailleur des poutrelles.

Type	travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
T.I			
E.C			
Etage RDC Type 9			

Etag e RDC Type 8		
-------------------------------	--	--

### III.2.2 : Étude des dalles pleines

#### III.2.2.1 : Introduction

Les dalles pleines sont considérées des plaques horizontales dont leurs épaisseurs est faible par rapport aux autres dimensions, elles sont encastrées sur deux, trois ou quatre appuis, comme elle peut être assimilée comme une console.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$       $\rho \leq 0.4$  la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4$  la dalle travaille suivant les deux sens.

#### • Calcul des moments pour $\rho > 0.4$

Les moments en travée :

$$M_{tx,y} = 0,85M_{0x,y} \text{ pour une travée de rive}$$

$$M_{tx,y} = 0,75M_{0x,y} \text{ pour une travée intermédiaire}$$

Les moments aux appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}= -0,3 M_{0x} \text{ dans le cas d'un appui de rive}$$

$$M_{ax}=M_{ay}= -0,5 M_{0x} \text{ dans le cas d'un appuis intermédiaire}$$

Avec  $M_{0x} = \mu_x * q_u * l_x^2$

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

#### • Dalle sur trois appuis et $\rho > 0.4$

Cas :  $l_x < \frac{l_y}{2}$  :

Les moments sont donnés par :  $M_{0x} = \frac{ql_x^2 l_y}{2} - \frac{2ql_x^3}{3}$  et  $M_{0y} = \frac{ql_x^3}{6}$

Cas :  $l_x > \frac{l_y}{2}$  :

Les moments sont donnés par :

$$M_{0x} = \frac{ql_y^3}{24}$$

$$M_{0y} = \frac{ql_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{ql_y^3}{48}$$

• Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0,07fc_{28}}{\gamma_b}$$

On a :

$$V_x = \frac{qu l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_y = \frac{qu l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

III.2.2.2 : Données de différentes dalles

Toutes les dalle sont représenter dans le « tableau II.2.1 » chapitres 2

Pour cela nous allons prendre deux exemple illustratif dalles pleines sur trois appuis les plus défavorable.

III.2.2.3 : Exemple illustratif

1-Dalle pleine D11 sur 3 appuis d'épaisseur 15cm située au niveau de tous les niveaux sauf entre sol.

G=5.89kn/m<sup>2</sup> et Q=5 kn/m<sup>2</sup> au niveau l'étage commerciale

L<sub>x</sub>= 3.3m et L<sub>y</sub>=3.6m

ρ = 0.91 > 0.4 avec : L<sub>x</sub> >  $\frac{L_y}{2}$  rupture suivant deux sens.

a) Calcul de sollicitation

A l'ELU

q<sub>U</sub>=15.45kn/m

et

M<sub>0x</sub>=30.04 kn.m

M<sub>0y</sub>=52.56 kn.m

A l'ELS

q<sub>s</sub>=10.89kn/m

M<sub>0x</sub>=21.17 kn.m

M<sub>0y</sub>=37.05 kn.m

En devisant les M<sub>0x</sub> sur L<sub>y</sub> et M<sub>0y</sub> par L<sub>x</sub> afin de travailler par un mètre linéaire

On aura :

M<sub>0x</sub>=8.34 kn.m

M<sub>0y</sub>=15.93 kn.m

M<sub>0x</sub>=5.88 kn.m

M<sub>0y</sub>=11.23kn.m

Les moments en travées avec M<sub>tx</sub>=0.75M<sub>0x</sub>

M<sub>tx</sub>=6.26 kn.m

M<sub>ty</sub>=11.95 kn.m

M<sub>tx</sub>=4,41 kn.m

M<sub>ty</sub>=8.42 kn.m

Les moments en appuis M<sub>ax</sub>=M<sub>ay</sub>=-0.5M<sub>oy</sub>

M<sub>ax</sub>=M<sub>ay</sub>=-7.97 kn.m

M<sub>ax</sub>=M<sub>ay</sub>=-5.62 kn.m

b) Calcul de ferrailage a l'ELU

Le ferrailage de la dalle pleines se fait à la flexion simple prise comme une section rectangulaire (b\*h)



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.17** : Calculs de ferrailage à l'ELU.

Endroit	Sens	M (kn.m)	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A^{Cal}$ cm <sup>2</sup>	$A^{min}$ cm <sup>2</sup>	$A^{adp}$ cm <sup>2</sup>	St cm
Travée	X-X	6.26	0.026	0.033	0.1283	1.40	1.56	4HA8=2.01	25
	Y-Y	11.95	0.049	0.064	0.1267	2.71	1.56	4HA10=3.14	25
Appui	X-X	7.97	0.033	0.042	0.1277	1.79	1.12	4HA8=2.01	25

### c) Vérification a l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant seront résumés dans le tableau III.20 :

**Tableau III.18** : Vérifications nécessaires à l'ELU.

Type	Sens	$V_u$ (kn)	$\tau_u < \bar{\tau}$		Observation
			$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
D11	X-X	16.99	0.13	1.17	Vérifier
	Y-Y	4.07	0.03	1.17	Vérifier

Pas de risque de cisaillement par rupture, Il n'est pas nécessaire de mettre des aciers transversaux.

### d) Vérification a l'ELS :

- Vérification des contraintes

La dalle DP11 se trouve à l'intérieur FPN, alors on doit vérifier la contrainte de compression dans béton seulement.

Les vérifications à l'ELS seront résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.19** : Vérifications de contraintes à l'ELS.

Endroit	Sens	Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$		Observation
					$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	X-X	4.41	4.06	9616	1.86	15	Vérifier
	Y-Y	8.42	3.9	17498	1.88	15	Vérifier
Appuis	X-X	5.62	3.57	7545	2.66	15	Vérifier

Pas de risque d'ouverture des fissures.

- Vérification de la flèche

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{H}{L} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \cdot M_o}, \frac{3}{80}\right)$$

$$\frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \geq A$$

Suivant X-X

0.0454  $\geq$  0.0375 condition vérifier.

6.5 cm<sup>2</sup>  $\geq$  2.01 cm<sup>2</sup> condition vérifier.

### Suivant Y-Y

$0.4166 \geq 0.0375$  condition vérifier.

$6.5 \text{ cm}^2 \geq 3.14 \text{ cm}^2$  condition vérifier.

La vérification a la flèche n'est pas nécessaire.

**2-La dalle pleine DP4** sur 3 appuis d'épaisseur 15cm située au niveau 4 jusqu'a au dernier niveau.

$G=5.89\text{kn}/\text{m}^2$  et  $Q=3.5 \text{ kn}/\text{m}^2$  au niveau l'étage courant

$L_x= 1.45\text{m}$  et  $L_y=4.02\text{m}$

$$\rho = 0.36 < 0.4 \text{ avec } : L_x < \frac{L_y}{2}$$

Donc la dalle fléchis selon un seul sens (console).

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

#### a) Calcul de sollicitation

$$q_u = 13.20\text{kn}/\text{m}$$

$$q_s = 9.39\text{kn}/\text{m}$$

$$M_u = -\frac{q_u * l_x^2}{2} = -13.87\text{kn.m}$$

$$M_s = -9.87\text{kn.m}$$

$$V_u = q_u * l_x = 19.14\text{kn}$$

#### b) Calcul du ferrailage a l'ELU

La DP4 est une section rectangulaire (b\*h) soumise à la flexion simple pour une bande d'un 1ml

Le tableau du ferrailage est résumé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.20** : Calculs de ferrailage à l'ELU dans le panneau DP4.

Endroit	Sens	M (kn.m)	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A^{Cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	St (cm)
Travée	X-X	-13.87	0.057	0.074	0.1261	3.15	1.48	5HA10=3.93	25

#### Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = 1.31\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y = 5HA8 = 2.51\text{cm}^2/\text{ml} \text{ et } St=25\text{cm}$$

#### c) Vérification a l'ELU :

##### Vérification de l'effort tranchant :

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant seront résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21** : Vérifications nécessaires à l'ELU dans le panneau DP4.

Types	Sens	Vu (kn)	$\tau_u < \bar{\tau}$		Observation
			$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
Travée	X-X	19.14	0.15	1.17	Vérifier

#### d) Vérification a l'ELS :

La dalle DP4 se trouve à l'intérieur FPN, alors on doit vérifier la contrainte de compression dans béton seulement.

Les vérifications à l'ELS seront résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.22** : Récapitulatif des vérifications a l'ELS du panneau DP4.

Endroit	Sens	Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$		Observation
					$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	X-X	-9.87	3.36	6115.79	5.42	15	Vérifier

### Vérification de la flèche

$$\frac{H}{L} \geq \max\left(\frac{M_t}{20 \cdot M_o}, \frac{3}{80}\right)$$

$$\frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \geq A$$

#### Suivant X-X

0.103 ≥ 0.0425 Condition vérifier.

6.5 cm<sup>2</sup> ≥ 3.93 cm<sup>2</sup> Condition vérifier.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 3-les déférentes dalle pleine :

Les différentes dalles pleines seront résumées dans des tableaux.

#### a) Calcul de sollicitation

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des différentes dalles pleines seront illustres dans le tableau suivant :

**Tableau III.23:** Sollicitations maximales dans les différentes dalles pleines.

Types De dalles pleines	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^t$ Kn.m	$M_y^t$ Kn.m	$M_{xy}^a$ Kn.m	$v_x$ Kn.m	$v_y$ Kn.m	$M_x^t$ Kn.m	$M_y^t$ Kn.m	$M_{xy}^a$ Kn.m
DP1	0.94	0.66	0.33	5.72	5.01	0.76	0.61	0.26
DP2	0.84	0.30	0.29	4.40	5.72	0.64	0.34	0.23
DP3	3.47	/	0.57	4.18	/	0.21	/	0.41
DP5	0.43	/	0.85	5.10	/	0.31	/	0.62
DP6	5.18	1.45	1.83	5.1	0	3.76	1.05	1.33
DP7	0.69	0.22	0.24	3.4	4.5	0.53	0.26	0.19
DP8	2.02	3.28	1.16	5.44	4.28	1.47	2.37	0.84
DP9	6.27	0.74	4.18	4.08	0	4.54	0.53	3.03
DP10	6.79	0.74	4.52	4.08	0	4.92	0.54	3.28
DP12	26.26	3.23	9.27	7.92	0	18.68	2.30	6.59
DP13	0.31	0.20	0.11	2.79	3.62	0.26	0.18	0.09
DP14	6.57	4.92	2.32	7.72	7.52	4.63	3.47	1.63

#### b) Calcul du ferrailage a l'ELU

On procède au ferrailage des différents types de dalle de la même manière que les dalle Précédentes (type DP4 et DP11).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.24** : Calcul de ferrillage a l'ELU dans les différentes dalles pleines.

Types	Sens	M (kn.m)	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A^{Cal}$ $cm^2/ml$	$A^{min}$ $cm^2$	Aadp $cm^2/ml$
DP1	X-X	0.94	0.004	0.005	0.1297	0.21	1.28	4HA8=2.01
	Y-Y	0.66	0.003	0.003	0.1298	0.15	1.2	4HA8=2.01
	Appui	0.33	0.001	0.002	0.1299	0.07	1.2	4HA8=2.01
DP2	X-X	0.84	0.004	0.004	0.1298	0.19	1.41	4HA8=2.01
	Y-Y	0.30	0.001	0.002	0.1299	0.06	1.2	4HA8=2.01
	Appui	0.30	0.001	0.002	0.1299	0.06	1.2	4HA8=2.01
DP3	X-X	3.42	0.014	0.018	0.1299	0.76	1.57	4HA8=2.01
	$A_y^{répart}$	0.57	0.002	0.003	0.1298	0.13	1.57	4HA8=2.01
DP5	X-X	0.43	0.002	0.002	0.1299	0.10	1.57	4HA8=2.01
	$A_y^{répart}$	0.85	0.004	0.004	0.1298	0.19	1.57	4HA8=2.01
DP6	X-X	5.19	0.022	0.027	0.1286	1.16	1.2	4HA8=2.01
	Y-Y	1.45	0.006	0.007	0.1296	0.32	0	4HA8=2.01
	Appui	1.83	0.022	0.027	0.1286	1.16	0	4HA8=2.01
DP7	X-X	0.69	0.003	0.004	0.1298	0.15	1.43	4HA8=2.01
	Y-Y	0.22	0.001	0.001	0.1299	0.05	1.2	4HA8=2.01
	Appui	0.24	0.001	0.001	0.1299	0.05	1.2	4HA8=2.01
DP8	X-X	2.02	0.008	0.011	0.1294	0.45	1.42	4HA8=2.01
	Y-Y	3.28	0.014	0.017	0.1291	0.73	1.2	4HA8=2.01
	Appui	1.16	0.005	0.006	0.1297	0.26	1.2	4HA8=2.01
DP9	X-X	6.27	0.026	0.033	0.1283	1.40	1.2	4HA8=2.01
	$A_y^{répart}$	0.74	0.003	0.004	0.1298	0.16	0	4HA8=2.01
DP10	X-X	6.79	0.028	0.036	0.1281	1.52	1.2	4HA8=2.01
	$A_y^{répart}$	0.74	0.003	0.004	0.1298	0.16	0	4HA8=2.01
DP12	X-X	26.26	0.109	0.146	0.1224	6.16	1.2	4HA14=6.16
	$A_y^{répart}$	9.27	0.039	0.049	0.1274	2.09	1.2	5HA8=2.51
DP13	X-X	0.31	0.001	0.002	0.1299	0.07	1.31	4HA8=2.01
	Y-Y	0.20	0.001	0.001	0.1299	0.04	1.2	4HA8=2.01
	Appui	0.11	0.001	0.001	0.1299	0.02	1.2	4HA8=2.01
DP14	X-X	6.57	0.027	0.034	0.1282	1.47	1.55	4HA8=2.01
	Y-Y	4.92	0.020	0.026	0.1286	1.09	1.2	4HA8=2.01
	Appui	2.32	0.009	0.012	0.1294	0.51	1.2	4HA8=2.01

**c) Vérification a l'ELU :**

• **Vérification des dalles aux états limite :**

Ils seront illustrés dans les tableaux qui suit :

**Tableau III.25** : Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.

Types	$V_{ux}$ (kn)	$\tau_u < \bar{\tau}$	obs	$V_{uy}$ (kn)	$\tau_u < \bar{\tau}$	Obs
DP1	5.72	0.04<1.17	Vérifier	5.01	0.03<1.17.	Vérifier
DP2	4.40	0.04<1.17	Vérifier	5.72	0.04<1.17	Vérifier

DP3	4,18	0,03<1,17	Vérifier	/	/	Vérifier
DP5	5.51	0.04<1.17	Vérifier	/	/	Vérifier
DP6	5.1	0.04<1.17	Vérifier	0	0<1.17	Vérifier
DP7	3.4	0.02<1.17	Vérifier	4.53	0.03<1.17	Vérifier
DP8	5.44	0.04<1.17	Vérifier	4.28	0.03<1.17	Vérifier
DP9	4.08	0.03<1.17	Vérifier	0	0<1.17	Vérifier
DP10	4.08	0.03<1.17	Vérifier	0	0<1.17	Vérifier
DP12	7.92	0.06<1.17	Vérifier	0	0<1.17	Vérifier
DP13	2.79	0.02<1.17	Vérifier	3.62	0.03<1.17	Vérifier
DP14	7.72	0.05<1.17	Vérifier	7.52	0.05<1.17	Vérifier

#### d) Vérification à l'ELS :

##### • Vérification des contraintes :

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau qui suit:

Tableau III.26 : Récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS des différents panneaux.

Type de la dalle		$M^{ser}$ kn.m	Y cm	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ MPa	Obs
DP1	X-X	0.76	3.37	6742.6	0.38<15	Vérifier	16.36<201.6	Vérifier
	Y-Y	0.60	3.36	6742.6	0.30<15	Vérifier	12.9<201.6	Vérifier
	Appui	0.26	3.36	6742.6	0.13<15	Vérifier	5.77<201.6	Vérifier
DP2	X-X	0.64	3.37	6742.6	0.32<15	Vérifier	13.7<201.6	Vérifier
	Y-Y	0.34	3.37	6742.6	0.17<15	Vérifier	7.2<201.6	Vérifier
	Appui	0.23	3.37	6742.6	0.11<15	Vérifier	4.86<201.6	Vérifier
DP3	X-X	2.48	3.37	6742.6	0.10<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Appui	0.41	3.37	6742.6	0.21<15	Vérifier	FPN	Vérifier
DP5	X-X	0.31	2.51	3828.3	0.20<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Appui	0.62	3.37	6742.6	0.31<15	Vérifier	FPN	Vérifier
DP6	X-X	3.76	4.02	9423.1	1.6<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Y-Y	1.05	6.86	36922	0.19<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Appui	1.33	3.00	5400	0.11<15	Vérifier	FPN	Vérifier
DP7	X-X	0.53	3.37	6742.6	0.26<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Y-Y	0.3	3.37	6742.6	0.13<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Appui	0.19	3.37	6742.6	0.09<15	Vérifier	FPN	Vérifier
DP8	X-X	1.47	4.02	9423.1	0.63<15	Vérifier	21.02<201.6	Vérifier
	Y-Y	2.37	6.86	36922	0.44<15	Vérifier	5.91<201.6	Vérifier
	Appui	0.08	5.85	18942	0.26<15	Vérifier	4.73<201.6	Vérifier
DP9	X-X	4.54	6.33	66413	0.43<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Y-Y	0.54	5.52	325805	0.01<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Appui	3.03	7.01	32196	0.66<15	Vérifier	FPN	Vérifier
DP10	X-X	4.92	6.33	66413	0.47<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Y-Y	0.54	5.52	325805	0.01<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Appui	3.28	7.01	32196	0.71<15	Vérifier	FPN	Vérifier
DP12	X-X	18.68	6.33	66413	1.78<15	Vérifier	28.1<201.6	Vérifier
	Y-Y	2.30	5.51	325805	0.04<15	Vérifier	0.79<201.6	Vérifier
	Appui	6.59	7.01	32196	1.44<15	Vérifier	18.4<201.6	Vérifier
	X-X	1.47	4.02	9423.1	0.63<15	Vérifier	21.02<201.6	Vérifier

DP13	Y-Y	2.37	6.86	36922	0.44<15	Vérifier	5.91<201.6	Vérifier
	Appui	0.08	5.85	18942	0.26<15	Vérifier	4.73<201.6	Vérifier
DP14	X-X	4.63	6.33	6413	0.44<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Y-Y	3.47	5.51	325805	0.06<15	Vérifier	FPN	Vérifier
	Appui	1.63	7.01	32196	0.35<15	Vérifier	FPN	Vérifier

#### • Evaluation de la flèche

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

$$\text{Condition 1 : } e \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{Mx^t}{20M_0^x}\right)l$$

$$\text{Condition 2 : } A_t \leq \frac{2b_0 d_x}{f_e}$$

Les résultats des vérifications à la flèche seront résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.27** : Vérification de la flèche dans les différents panneaux.

Type de dalles	Sens Lx			Sens Ly		
	Condition 1	Condition 2	Observation	Condition 1	Condition 2	Observation
DP1	15 ≥ 5.5	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 5.05	2.01 ≤ 6.5	Vérifier
DP2	15 ≥ 4.3	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 5.74	2.01 ≤ 6.5	Vérifier
DP3	15 ≥ 0.3	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 0	2.01 ≤ 6.5	Vérifier
DP5	15 ≥ 4	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 0	2.01 ≤ 6.5	Vérifier
DP6	15 ≥ 4.25	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 9.49	2.01 ≤ 6.5	Vérifier
DP7	15 ≥ 4.3	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 6	2.01 ≤ 6.5	Vérifier
DP8	15 ≥ 6	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 12.3	2.01 ≤ 6.5	Vérifier
DP9	15 ≥ 4	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 15.2	2.01 ≤ 6.5	Non vérifier
DP10	15 ≥ 5	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 15.6	2.01 ≤ 6.5	Non vérifier
DP12	15 ≥ 5.1	6.16 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 20.6	6.16 ≤ 6.5	Non vérifier
DP13	15 ≥ 3.5	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 4.25	2.01 ≤ 6.5	Vérifier
DP14	15 ≥ 6.4	2.01 ≤ 6.5	Vérifier	15 ≥ 15.3	2.01 ≤ 6.5	Non vérifier

On voit que toutes les dalle sont vérifier sauf DP9, DP10, DP12 et DP14 suivant  $L_y$ ,

Pour cela le tableau suivant illustra les résultats du calcul des différentes flèches non vérifier :

**Tableau III.28** : Vérification de la flèche.

Type	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_i(mm)$	$f_{adm}(mm)$	Observation
DP9	0.16	0.04	0.07	0.05	0.133	7.26	Vérifier
DP10	0.18	0.05	0.08	0.06	0.15	7.68	Vérifier
DP12	0.98	0.26	0.52	0.33	0.92	9.7	Vérifier
DP14	1.06	0.28	0.65	0.35	1.08	7.2	Vérifier

**Remarque** : Les dalles ne risquent pas de fléchir.

## Schéma de ferrailage des dalles pleine

Les différents schéma de ferrailage de différents niveaux seront illustré dans les figures suivante

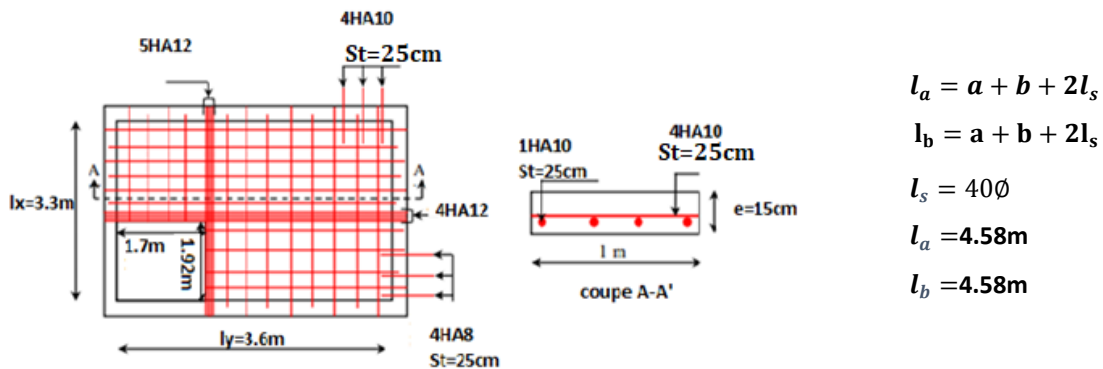


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de dalle pleine (DP11).

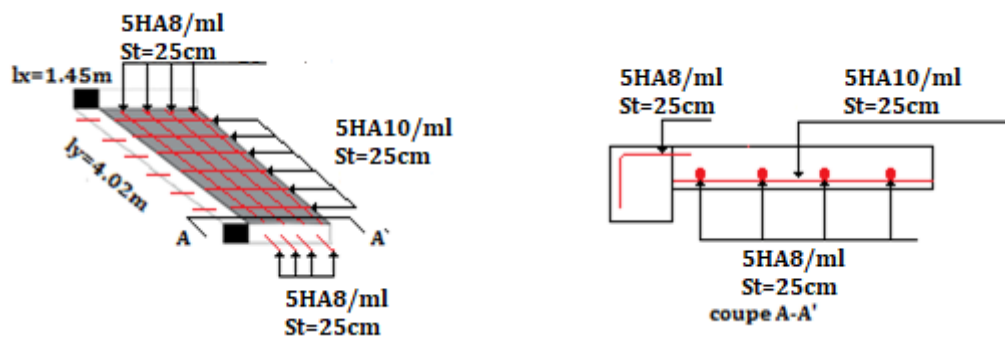


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de dalle pleine (DP4).

## III.2.3 : Etude de l'escalier

### III.2.3.1 : L'escalier commerciale Type 1 :

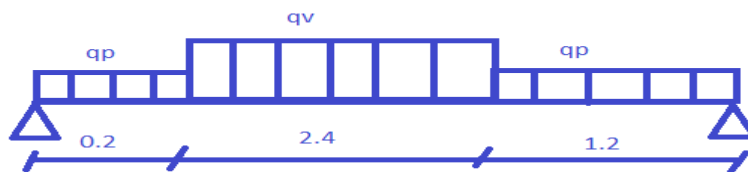


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier d'habitation.

#### Combinaison de charges :

On a :  $G_v = 8.07 \text{ KN/m}^2$  ;  $G_p = 4.99 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

ELU :  $q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 18.39 \text{ KN/ml}$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 14.24 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_v = G_v + Q_v = 13.07 \text{ KN/ml}$

$q_p = G_p + Q_p = 9.99 \text{ KN/ml}$

**a) Calculs des sollicitations :**

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des section RDM :

$$\sum F/x = 0 \quad RA + RB = 0.2 \cdot q_p + 2.4 \cdot q_v + 1.2 \cdot q_p$$

$$\sum M/A = 0 \begin{cases} \text{ELU : } R_A = 33.352 \text{ kN et } R_B = 30.726 \text{ kN} \\ \text{ELS : } R_A = 23.649 \text{ kN et } R_B = 21.704 \text{ kN} \end{cases}$$

ELU :  $R_A = 33.352 \text{ kN}$  et  $R_B = 30.726 \text{ kN}$

ELS :  $R_A = 23.649 \text{ kN}$  et  $R_B = 21.704 \text{ kN}$

Les moments obtenus ont été corrigés avec les coefficients suivants :

Pour la travée : 0.75

Pour l'appui : 0.5

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.29 :

**Tableau III.29 :** Les Sollicitation dans l'escalier.

	Réaction D'appuis (kn)		M <sub>0</sub> <sup>Max</sup> (kn.m)	Moments (Kn.m)		V <sup>Max</sup> (kn)
	A	B		Travée	Appuis	
ELU	33.352	30.726	31.6796	23.759	15.84	33.352
ELS	23.649	21.704	22.469	16.848	11.232	33.352

**b) Calcul de Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section « b\*e » = « 1m\*e »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.30 :** Ferrailage de l'escalier.

Endroit	Mu (KN.m)	μbu	α	Z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	23.76	0.099	0.131	0.123	5.545	1.5697	5HA12=5.65	20
Appuis	1.584	0.066	0.085	0.126	3.627	1.5697	5HA10=3.93	20

**Les armature de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_{principe}}{4}$$

En travées:  $\frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2/ml$        $A_{rép} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$ , St=25cm

En appuis:  $\frac{3.93}{4} = 0.9825 \text{ cm}^2/ml$        $A_{rép} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$ , St=25cm

**c) Vérification a l'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$V^{Max} = 33.352 \text{ kn}$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.256 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \cdot f_c \cdot 28}{1.5} = 1.17 \text{ MPA}$$

Les armature de transversales ne sont pas nécessaires.



#### d) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible ; donc les vérifications à faire concernent uniquement :

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  et l'état limite de déformation « flèche »

#### Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} \leq \tilde{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

#### Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : Vérifications de contraintes à l'ELS.

Endroit	Mser (kn.m)	Y (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \tilde{\sigma}_{bc}$ MPa		Observation
				$\sigma_{bc}$	$\tilde{\sigma}_{bc}$	
Travée	16.848	0.0373	8174	7.686	15	Vérifiée
Appuis	11.231	0.03	0.000054	6.240	15	vérifiée

#### Vérification de la flèche « CBA93.artB.6.5.3 » :

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.8} = 0.0394 \geq \max = \left( \frac{M_t}{20 \cdot M_0} ; \frac{3}{8} \right) = \max \left( \frac{16.848}{20 \cdot 22.464} ; \frac{3}{8} \right) = 0.0375$$

$$A \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{F_e} ;$$

$$5.65 \leq \frac{2 \cdot 100 \cdot 13}{400} = 6.5$$

$$L < 8 \quad ; \quad 3.8 < 8$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

**Remarque :** les deux autres types d'escalier commerciale seront ferrailer de la même façon que l'escalier détailler au-dessus.

#### III.2.3.2 : L'escalier de 2eme jusqu'à le dernier étage « habitation » :

Les résultats seront illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.32 : Calcul de ferrailage et vérification nécessaire.

Escalier		$M_{0max}$ (kn.m)		$M_t$ (kn.m)		$M_a$ (kn.m)		$A^{cal}$ cm <sup>2</sup>	$A^{adp}$ cm <sup>2</sup>	$A^{min}$ cm <sup>2</sup>	St cm
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS				
Etage de Commerce	Travée	24.9	19.9	18.7	13.5	/	/	4.31	4HA12=4.52	1.57	25
	Appui			/	/	-12.5	-8.98	2.83	4HA10=3.14		25
Les Vérifications nécessaires		V (kn)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Y cm	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_b$	observation		
	Travée	26.2	0.2	3.3	4.01	8221	6.14	15	Vérifiée		
	Appui				3.02	5410	4.99	15	Vérifiée		

Avec :

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{(b_0 \cdot d)}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6F_c28 = 15MPa$$

### Evaluation de la flèche

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.8} = 0.0394 \geq \max \left( \frac{M_t}{20 \cdot M_o} ; \frac{3}{8} \right) = \max \left( \frac{13.47}{20 \cdot 17.954} ; \frac{3}{8} \right) = 0.0375$$

$$A \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{F_e} ; 4.52 \leq \frac{2 \cdot 100 \cdot 13}{400} = 6.5$$

L < 8

; 3.8 < 8

Toutes les conditions sont vérifiées, La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### Schéma de ferrailage de l'escalier (figure III.5)

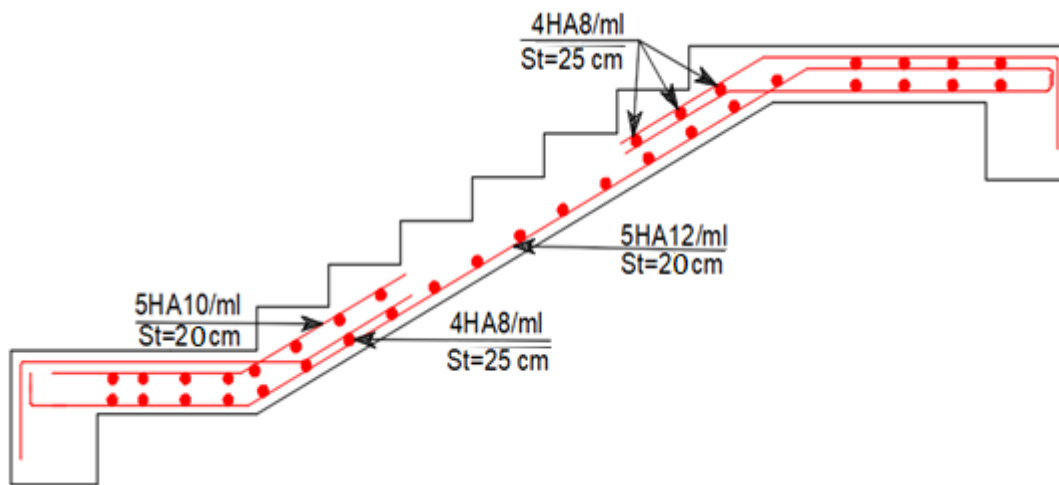


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.2.4 : Etude de la Poutre palière (Figure III.4.1)

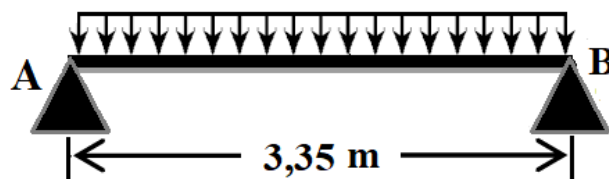


Figure III.7 : Schéma statique poutre palière.

#### 4.1. Dimensionnement :

##### a) Selon la condition de rigidité :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

$$20.33 \leq h \leq 30.5$$

##### b) Vérification des conditions du RPA99 version 2003 :

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

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

donc on prend : h=30cm

$$\frac{h}{b} < 4$$

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

#### 4.2. Charge revenant aux poutres :

Poids propre de la poutre :  $g_o=25*0.3*0.3$

$$g_o = 2.25 \text{ kn/m}$$

Charge revenant à l'escalier : ELU :  $R_b = 33.35 \text{ kn}$

$$\text{ELS : } R_b = 25.9 \text{ kn}$$

#### 4.3. Calculs des Sollicitations :

$$q_u = 1.35 g_o + R_b = 36.387 \text{ kn/m}$$

$$q_s = g_o + R_b = 25.9 \text{ kn/m}$$

Les moments :  $M_o = \frac{qL^2}{8}$

Tableau III.33 : Calculs des sollicitations.

ELU			ELS			Vu(kn)
$M_o$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$M_a$ (kn.m)	$M_o$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	$M_a$ (kn.m)	
51.04	43.38	25.52	36.33	30.88	18.165	60.949

#### 4.4. Ferrailage à l'ELU

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appuis sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.34 : Calcul de ferrailage a l'ELU de la poutre palier.

Endroit	M (kn.m)	Ubu	$\alpha$	Z (m)	$A^{CaL}$ (cm)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	43.384	0.1302	0.175	0.2604	4.79	1.0143	4.5
Appuis	25.52	0.0766	0.099	0.2688	2.73	1.0143	

#### 4.5. Vérification nécessaire à l'ELU

##### a) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U \leq \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b * d} = 0.725 \text{ MPa}$$

Pas de rupture par cisaillement.

##### b) Vérification d'armature longitudinale

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 * d}\right) * \frac{\gamma_s}{f_e} = 7.57 \text{ cm}^2$$

##### c) Calcule des armatures transversales

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée et  $S_t = 10 \text{ cm}$  en appuis et on calcul  $A_{trans}$

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \\ A_{trans} \geq \frac{b * S_t * (\tau_U - 0.3 * f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.118 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

#### 4.6 : Calcul a la torsion

##### a) Calcul de la section d'armature

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième de diamètre de cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

$$M_{tor} = -Ma * \frac{1}{2} = 15.84 * 1.675 \text{ Avec } Ma : \text{moment en appui } A$$

$$M_{tor} = 26.532 \text{ kn.m}$$

$$A_I^{tor} = \frac{Mtu * u * \gamma_s}{2 * f_e * \Omega}$$

$$U : \text{ le périmètre de la section creuse } = 2 * [(b - e) + (h - e)] = 1\text{m}$$

$$\Omega : \text{ la surface de la section creuse } = (b - e) * (h - e) = 0.0265\text{m}^2$$

$$e = \frac{h}{6} = 5\text{cm}$$

$$A_I^{tor} = 6.10\text{cm}^2$$

**Le ferrailage global :**

• **En travée :**

$$A_t = A_t^{f.s} + \frac{A_I^{tor}}{2} = 4.79 + \frac{6.1}{2} = 7.84\text{cm}^2$$

$$A_t = 7.84\text{cm}^2$$

• **En appuis :**

$$A_a = A_a^{f.s} + \frac{A_I^{tor}}{2} = 2.73 + \frac{6.1}{2} = 5.78\text{cm}^2$$

##### b) Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_{tor} = \frac{Mtu}{2 * e * \Omega} = \frac{26.532E-3}{2 * 0.0625 * 0.05}$$

$$\tau_{tor} = 4.245\text{MPa} > \tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section de la poutre, on prend une poutre palière de 30\*40

$$\tau_{tor} = 3.07 \text{ MPa} < \tau_{adm}$$

La contrainte résultante de la flexion et la torsion

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2}$$

$$\tau = \sqrt{0.725^2 + 3.07^2} = 3.15\text{MPa}$$

Les nouvelles sections du ferrailage sont résumées dans le tableau :

**Tableau III.35 :** Ferrailage global.

localisation	$A_a^{f.s}(\text{cm}^2)$	$A_t^{f.s}(\text{cm}^2)$	$\frac{A_I^{tor}}{2}(\text{cm}^2)$	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_a^{Adop}(\text{cm}^2)$
Travée	/	3.14	4.38	7.8	6	6HA14=9.24
appui	1.97	/		6.88		3HA14+2HA12=6.88

• **Armature transversale :**

$$\Omega = (b - e) * (h - e) = 0.0875\text{cm}^2$$

$$U = 2 * [(b - e) + (h - e)] = 1.13m$$

$$A_{trans} = A_{trans}^{f.s} + A_{trans}^{tor} = 1.786 + 0.654 = 2.44cm^2$$

On choisit : 4HA8

Soit un cadre de Ø8 et un étrier de Ø8.

### c) Vérification a L'ELS :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau qui ci-après :

Tableau III.36 : Vérification de la contrainte à l'ELS de la poutre palier.

Contraintes						
Endroit	M(kn. m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travée	31.77	0.1252	0.000796	4.99	15	Vérifiée
Appuis	14.95	0.0946	0.000468	3.022	15	Vérifiée
Flèche						
condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 * Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$A \leq \frac{2*b*d}{Fe}$	L < 8	Observations	
valeurs	0.12 ≥ 0.087	0.12 ≥ 0.06	9.24 ≤ 11.97	3.35 < 8	La flèche n'est pas nécessaire	

### Schéma de ferrailage de la poutre palière (figure III. 7)

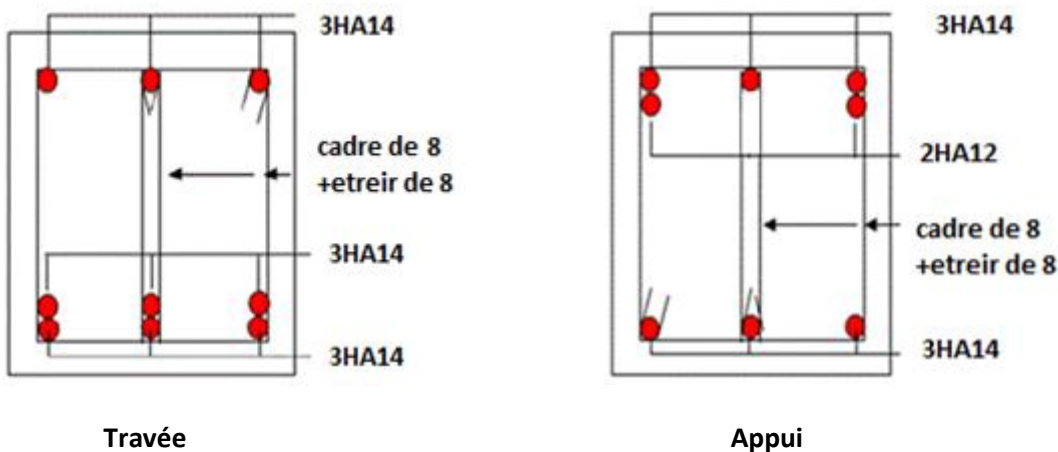


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.2.5: Etude de la poutre de chaînage :

D'après le RPA99 (Art9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale a 15 cm ou 2/3 de l'élément supporte

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$L_{max} = 400-30$$

$$L_{max} = 370cm$$

Selon la condition de la flèche :

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

$$24.6 < h < 37cm$$

Soit h=30cm et b=30cm

### 5.1 : Calcul de sollicitation

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

Poids propre de chaînage :  $G_p = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ kn/m}$

Poids du mur :  $G_m = 2.6 * (3.06 - 0.3) = 7.18 \text{ kn/m}$

D'où  $q_u = 1.35 * (2.25 + 7.18)$

$$q_u = 12.73 \text{ kn/m et } q_s = 9.43 \text{ kn/m}$$

Tableau III.37 : Calculs des sollicitations .

	q kn/m	M kn. m	M <sup>t</sup> kn. m	M <sup>a</sup> kn. m	V <sub>u</sub> kn
ELU	12.73	21.78	16.34	-10.89	23.55
ELS	9.43	16.14	12.10	-8.07	

### 5.2 : Ferrailage de poutre de chaînage

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.38 : Ferrailage et vérification de la poutre de chaînage.

Ferrailage a L'ELU										
Endroit	M (kn.m)	Ubu	α	Z (m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)		
Travée	16.34	0.049	0.063	0.2729	1.72	1.01	3HA10=2.36	15		
Appui	10.89	0.032	0.042	0.2753	1.14	1.01	3HA10=2.36	15		
Vérifications des Contraintes										
Les Vérifications nécessaires		V (kn)	τ <sub>u</sub>	τ̄ <sub>u</sub>	M <sub>s</sub> KN.m	Y cm	I cm <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	observation
	Travée	23.55	0.2	3.3	12.1	7.03	19040	4.46	15	Vérifiée
	Appui				-8.07	5.84	13330	3.53	15	Vérifiée
Vérifications de la Flèche										
condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 * Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$A \leq \frac{4.2 * b * d}{Fe}$		Observations					
valeurs	0.081 ≥ 0.074	0.081 ≥ 0.06	2.81 ≤ 11.97		La flèche n'est pas nécessaire					

#### • Calcul des armatures transversale

$$A_{trans} = 0.4 * 0.3 * \frac{.015}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = 0.3 * 0.15 * \frac{(0.2 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 400} = -0.54 \text{ cm}^2 > 0$$

On prend un cadre Ø8 et une épingle Ø8

$$A_t = 3\text{Ø}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage (figure III.8)

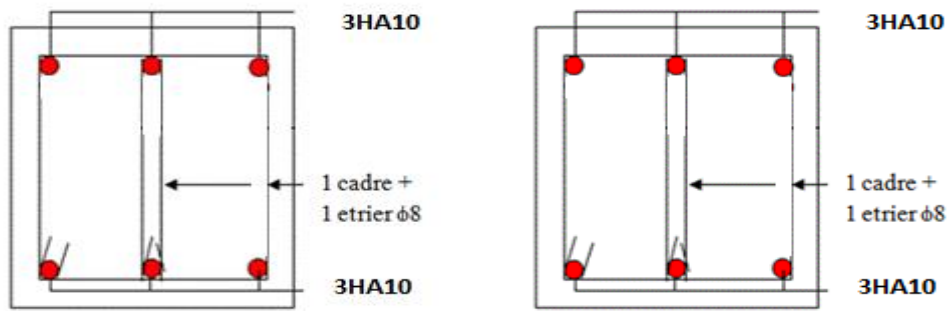


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.2.6 : Etudes de l'acrotère

Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. Elle est soumise à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la charge d'entretien engendre un moment M de renversement dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 [m] de largeur.

#### 6.1 : Evaluation des charges et surcharges

$S=0.0685m^2$ ,  $G_{tot}=2.265kn/m$ ,  $Q=1kn /m$ ,

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99(article 6.2.3)}$$

**A:** Coefficient d'accélération de zone dépend de la zone et groupe d'usage

**C<sub>p</sub>:** Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 **RPA99**

**W<sub>p</sub>:** poids de l'élément considéré

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$A=0.15 \quad C_p=0.8 \quad W_p=2.265KN/ml$$

$$F_p= 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.265$$

$$F_p = 1.09KN$$

#### 6.2 : Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité de la section G(**X<sub>G</sub>**;**Y<sub>G</sub>**)

$$X_G = \frac{\sum X_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \cdot 10) \cdot 5 + 70 \cdot 15 + 30 \cdot 0.5 \cdot 13.33}{60 \cdot 10 + 10 \cdot 7 + 30 \cdot 0.5} = 6.2cm$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{60 \cdot 10 \cdot 30 + 10 \cdot 7 \cdot 53.5 + 30 \cdot 0.5 \cdot 58}{60 \cdot 10 + 10 \cdot 7 + 30 \cdot 0.5} = 33.01cm$$

Tableau III.39 : Les moments engendrés par les efforts normaux.

$N_G$	$N_Q$	$N_F$	$M_G$	$M_Q = Q \cdot h$	$M_F = F_p \cdot Y_G$
2.265KN	0KN	0KN	0KN	0.6KN	0.359KN

### Combinassions d'action :

Tableau III.40 : Les diffèrent combinaisons a utilisé.

Combinaison	ELUA	ELU	ELS
Sollicitations	G +Q+E	1.35G+1.5Q.	G +Q.
N (KN)	2.265	3.06	2.265
M(KN.m)	0.959	0,9	0.6

### 6.3 : Ferrailage à la flexion composée

#### • Calcul de l'excentricité

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

$$e_1 = 0.29 * m * \frac{h}{6}$$

$$e_1 = 0,6/6 = 0,1m$$

$$e_1 > h/6$$

La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et Nu est un effort de Compression dans la section est partiellement comprimée

#### Sollicitation a considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de compression

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_{ux}$ .

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de Stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = Mu/Nu$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_2 + e_1 + e_a$$

$$e_a = \max(2cm; h/250) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

$\Phi$ : Rapport de la déformation final du au fluage à la déformation instantanée sous la charge

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

$l_f$  : la longueur de flambement

$$l_f = 2 * h = 1,2m$$

$$e_2 = 3 * 1.22 * 2/0.1 * 10^4 = 0,00864m$$

D'où :  $e = 0,319m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.06KN \quad ; \quad M_u = N_u \times e \quad ; \quad M_u = 3.06 \times 0,319 \quad ; \quad M_u = 0,98 KN * m$$

#### Ferrailage de l'acrotère



La position de centre de pression

$$e_G = \frac{M_G}{N_U} = 0.322m > y_G = h/2 = 0.05m \text{ (c) à l'extérieure ..... (SPC)}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple sous l'effort d'un moment fictif

$$M_{Ua} = M_{UG} + N_U * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.057kn.m$$

$$U_{bu} = 0.0132 < U_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 0.0167, \quad Z = 0.0745m, \quad A_l = 0.408 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose

$$A_s = A_l \frac{N_u}{f_{st}} = 0.399 \text{ cm}^2$$

### 6.5 : Vérification à l'ELU

**La condition de non fragilité**

$$A_{min} = (0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e})$$

$$A_{min} = 0.905 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte } : A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.905 \text{ cm}^2$$

**$A_{min} > A_s$  on adopte**

#### • Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q$$

$$V_u = 1.0,9 + 1 = 2,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \text{Min}(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} * b = 0.0279 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

#### • Espacement

$$\text{Armatures principale: } St \leq \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm. On adopte } St = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures Secondaire: } St \leq \frac{70}{3} = 23.33 \text{ cm. On adopte } St = 20 \text{ cm}$$

### 6.4 : Vérification à l'ELS

$$d = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.265 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ser} = Q \times h$$

$$M_{Ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{U_T} * \gamma < \sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{N_{ser}}{U_t} * (d - Y_{ser}) = 201.63 \text{ MPa}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$Y_{ser} = Y_c + C \text{ et } C = d - e_1$$

Avec :

$e_1$ : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section

$$e_1 = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_1 = \left(\frac{0.6}{2.265}\right) + \left(0.075 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$e_1 = 0.29 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow "c" \text{ à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.075 - 0.29 \Rightarrow c = -0.215 \text{ m}$$

$$Y_{c3} + p * Y_c + q = 0 \dots \dots 1$$

$$P = -3 * c^2 + 90 * A * (d - c) / b \quad p = -0.133 \text{ m}^2$$

$$q = -2 * c^3 + 90 * A * (d - c) / b \quad q = 0.0184 \text{ m}^3$$

**En remplaçant q et p dans 1 :**

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = 9.07 * 10^3 < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq Y_c \leq h - c \quad \text{qui donne :} \quad -0.215 \leq Y_c \leq 0.315$$

$$Y_{c1} = \arccos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.234 \text{ Avec ;} \quad a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.422$$

$$Y_{c2} = \arccos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -0.421\phi = \cos\left(\frac{3q}{2p} + \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 186.86$$

$$Y_{c3} = \arccos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 0.187$$

$$\text{Donc : } Y_c = 0.234 \text{ et } Y_{ser} = 0.019 \text{ m}$$

**Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{U_t} * A * (d - Y_{ser}) = 0.252 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{N_{ser}}{U_t} * (d - Y_{ser}) = 11.19 < 201.63 \text{ MPa}$$

Donc les conditions sont vérifiées.

**Schéma de ferrailage**

Il sera illustré dans la figure qui suit :

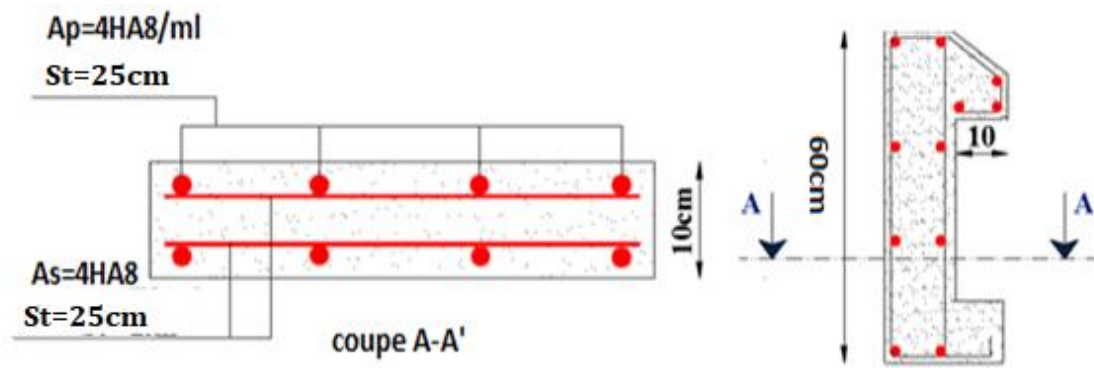


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

# Chapitre IV

## Étude dynamique

# *Etude Dynamique*

## **IV.1 : Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes afin d'assurer au moins une protection acceptable des généralement sur une étude dynamique des constructions agitées

## **IV.2 : Modélisation**

Afin de pouvoir déterminer les efforts dans les éléments porteurs de la structure sous les différents chargements (verticaux et horizontaux), on a modélisé la structure avec le logiciel ETABS version 16 qui se base sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel construit les différentes matrices que ce soit matrice masse, rigidité ou vecteurs forces à chaque nœud de la structure et fait l'assemblage de ces matrices et leurs résolutions ce qui constitue des milliers de matrices résolue en quelques minutes.

Quant aux étapes suivit lors de travail on a commencé par définir la géométrie de structure en construisant un système de grilles, ensuite on a défini les différents matériaux (béton et acier). On est passé à la définition des différentes sections qui constituent ce bâtiment, les poteaux et les poutres comme des éléments frames, les planchers et escaliers comme des éléments Shell et les voiles comme des éléments Wall qui seront ensuite maillés. Après avoir dessiner la structure et ses éléments on va les charger avec les différents chargements déjà évalués dans le chapitre II, quant au voile de soutènement on lui appliquera un chargement dû à la poussée des terres. On passe à l'encastrement des différents nœuds à la base du bâtiment, et puis pour avoir un plancher infiniment rigide on applique un diaphragme qui va réduire le nombre de degré de liberté. On va ensuite introduire le spectre de réponse du RPA comme il est défini dans la partie **IV.4.1**.

## **IV.3 : Méthodes de calcul**

### **IV.3.1 La méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante :  $V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$  (Article 4.2.3 RPA 99 v2003)

Tel que :

**A** : Coefficient d'accélération de zone. ....(RPA99/2003 tableau (4. 1))

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen..... (RPA99/2003 (4. 2))

**W** : Poids total de la structure..... (RPA(4 - 5))

**R** : Coefficient de comportement de la structure..... (RPA tableau (4. 3))

**Q** : Facteur de qualité..... (RPA (4 - 4))

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure

### IV.3.2 La méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

#### IV.3.2.1 Spectre de réponse de calcul

##### *Définition du spectre de réponse de calcul*

Le spectre de réponse est une courbe représentant l'accélération maximale induite par les vibrations sismiques en fonction de la période propre d'un oscillateur harmonique simple (pendule, ressort, ...) et de son amortissement critique. Le spectre utilisé est celui du RPA 99/2003 (figure IV.1) donné par les expressions suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} * \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta * 1,25A * \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} * \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} * \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

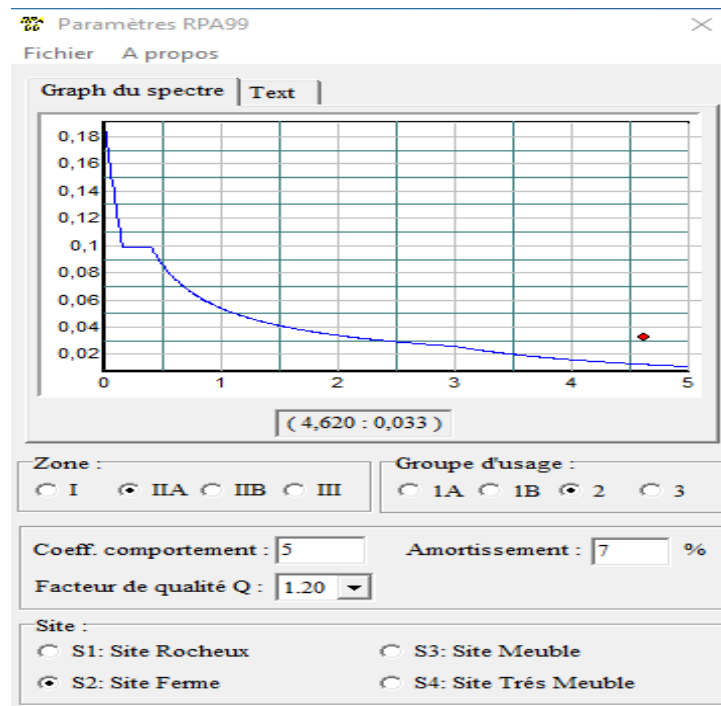


Figure IV.1 : Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

Cette méthode est utilisée pour l'étude de notre bâtiment vu qu'il ne vérifie pas toutes les conditions de la méthode statique équivalente.

#### IV.3.2.2 Choix du type de contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le bâtiment est situé en zone sismique ( $II_a$ ) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements. On optera pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtiment.

#### IV.3.2.3 Disposition et longueur des voiles

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, à la fois une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et le respect des contraintes architecturales de la structure.

Pour cela nous avons choisi la disposition montrée à la figure IV.2, et nous avons dû augmenter les sections des poteaux et l'épaisseur des voiles, les nouvelles dimensions sont résumées dans le tableau qui suit :

**Tableau IV.1 :** Nouvelles dimensions des poteaux et voiles.

Niveau	POTEAUX					VOILES
	Entresol, RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et T.C	Epaisseur e (cm)
<b>b (cm)</b>	50	45	40	35	30	<b>20</b>
<b>h (cm)</b>	50	45	40	35	30	

Nous illustrons dans ce qui suit la disposition qu'on a adoptée :

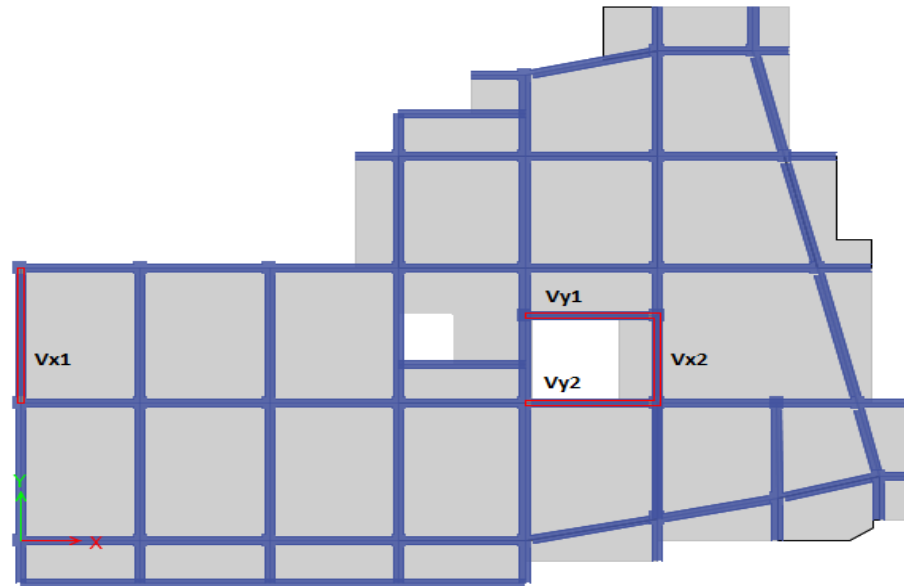
Avec :

$$l_{Vx1} = 5.15m$$

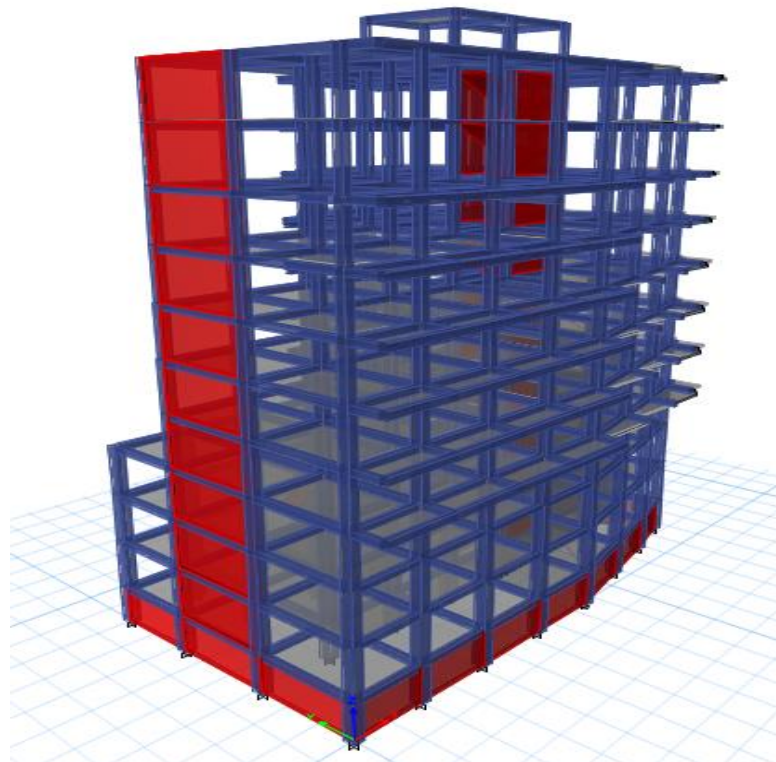
$$l_{Vx2} = 3.35m$$

$$l_{Vy1} = 4.10m$$

$$l_{Vy2} = 4.10m$$



**Figure IV.2 :** Vue en plan de la disposition des voiles.

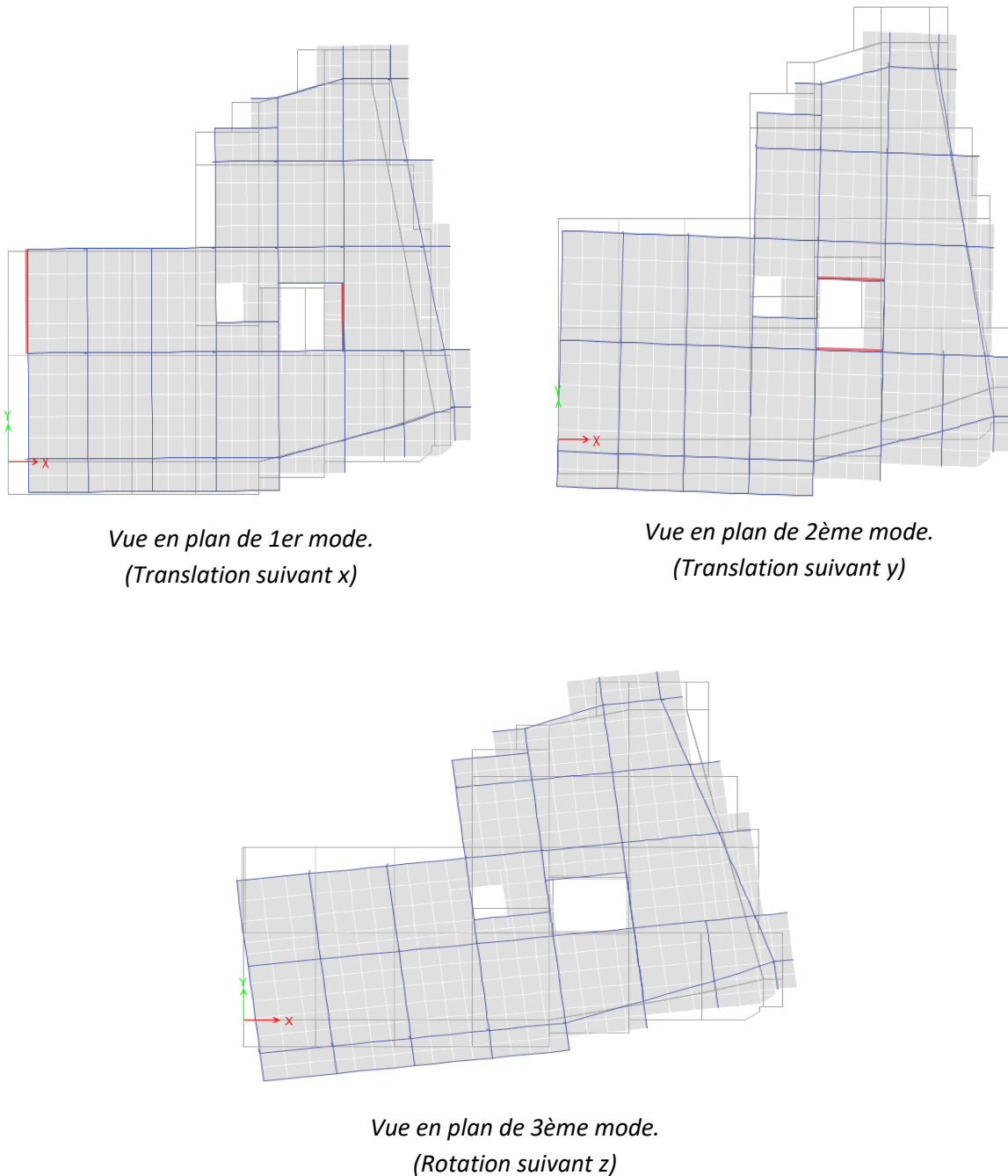


**Figure IV.3 :** Vue en 3D du modèle obtenu avec le logiciel ETABS V16.



## IV.4 Résultats obtenus après modélisation

### IV.4.1 Modes de vibration du bâtiment



**Figure IV.4 :** Vue en plan des trois premiers modes de vibration

#### **Commentaire**

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon le sens X et Y qui sont satisfaisants et une torsion dans le 3ème mode. Néanmoins les résultats présentés dans le Tableau IV.4.3.1 nous donnent une approche plus précise du comportement de la structure.

## IV.4.2 : Périodes de vibration et participations massiques

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{eme}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Pour les structures représentées par le modèle plan dans 2 directions orthogonale, le nombre de mode à retenir doit être tel que la somme des masses totale effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.2 : Période et taux de participation massique de la structure.

Case	Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,958	0,6118	0,0105	0,6118	0,0105
Modal	2	0,891	0,0121	0,5678	0,6239	0,5782
Modal	3	0,721	1,85E-05	0,0428	0,624	0,621
Modal	4	0,24	0,1676	0,0003	0,7915	0,6213
Modal	5	0,233	0,0004	0,1286	0,792	0,7499
Modal	6	0,191	2,08E-05	0,0078	0,792	0,7578
Modal	7	0,175	0,0138	0,0006	0,8058	0,7584
Modal	8	0,166	0,0001	0,051	0,8058	0,8093
Modal	9	0,149	0,0005	2,31E-06	0,8063	0,8093
Modal	10	0,146	0,0003	1,35E-05	0,8066	0,8093
Modal	11	0,143	2,14E-05	0,0004	0,8066	0,8097
Modal	12	0,105	0,0093	0,0327	0,8159	0,8424
Modal	13	0,1	0,0528	0,0068	0,8687	0,8491
Modal	14	0,072	7,50E-06	0,0263	0,8687	0,8755
Modal	15	0,067	0,0011	0,0134	0,8698	0,8888
Modal	16	0,06	0,0307	0,0003	0,9005	0,8892
Modal	17	0,05	0,0001	0,0123	0,9007	0,9014

### Remarque

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 16eme mode, et selon l'axe Y au bout du 17ème mode.

## IV.5 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

### IV.5.1 Vérification de l'effort tranchant à la base

On a constaté que les déplacements au niveau de l'entresol sont nuls, ce qui nous laisse considérer que la structure est encadrée à ce niveau. Les résultats seront donc présentés pour les étages du RDC au dernier niveau.

Les résultats de l'entresol seront utilisés pour dimensionner les fondations et le ferrailage de poteau à la base.

Du modèle, on déduit l'effort tranchant à la base calculée par la méthode dynamique spectrale :

$$V_{xdyn} = 1644.28 \text{ KN} \quad , \quad V_{y dyn} = 1602.68 \text{ KN}$$

Comme le RPA/V2003 exige la vérification de la condition  $v_{dynamique} > 0.8v_{statique}$ , on doit alors calculer V par la méthode statique.

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de  $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$ .

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

Tel que :

- **A= 0,15** ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique **II<sub>a</sub>**.
- **R= 5**----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.
- **D** Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  (RPA99 (Formule 4-2))

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \text{ (RPA99/2003 (Formule 4.3))}$$

$\xi$ : Le pourcentage d'amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$$\xi = 7\% \text{ D'où : } \eta = 0.88 \text{ (le cas le plus défavorable)}$$

$$\text{On a un site ferme (S2) } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases} \text{ (RPA99/2003 (Tableau 4.7))}$$

#### • Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots (2) \end{cases}$$

**H=33.66**: hauteur totale du bâtiment à partir du RDC

**C<sub>T</sub>= 0,05** : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. (RPA99/2003(Tableau 4.6)).

**L** : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 26.85\text{m} \\ L_y = 19.01\text{m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0.69; 0.58) = 0.58 \text{ s} \\ T_y = \min(0.69; 0.69) = 0.69\text{s} \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :  $\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0,58 = 0,75 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0,69 = 0,89 \text{ s} \end{cases}$

D'où  $\begin{cases} 0,95s > 0,75s \\ 0,90s > 0,89s \end{cases}$

On constate que cette condition n'est pas vérifiée dans le sens x. Dans ce cas le facteur  $D_x$  sera calculé avec  $1,3 * T_{statique}$

$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow$  Ce qui donne pour les deux sens :  $D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

$\rightarrow \begin{cases} D_x = 1,45 \\ D_y = 1,52 \end{cases}$

▪  **$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  (RPA99/2003 (Formule 4.4))**

$p_q$  : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (**Tableau IV.1**)

**Tableau IV.3** : Calcul de facteur de qualité Q.

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	$p_q$	Observation	$p_q$
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifiée	0.05	Non vérifiée	0.05
2	Redondance en plan	Non vérifiée	0.05	Non vérifiée	0.05
3	Régularité en plan	Non vérifiée	0.05	Non vérifiée	0.05
4	Régularité en élévation	Non vérifiée	0.05	Non vérifiée	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifiée	0	Vérifiée	0
6	Contrôles d'exécution	Vérifiée	0	Vérifiée	0
<b><math>1 + \sum_1^6 p_q</math></b>		<b><math>Q_x = 1.2</math></b>		<b><math>Q_y = 1.2</math></b>	

▪  **$W = \sum_{i=1}^n W_i$** , avec :  $W_i = W_G + \beta W_Q$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$W_{Qi}$ : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.  $\rightarrow \beta = 0.2$  (RPA99/2003 (Formule 4.5)).

Dans notre cas :  **$W = 37961,39 \text{ kn}$**

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est :  $\begin{cases} V_{st}^x = 1981.58 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 2090.91 \text{ KN} \end{cases}$

Les résultats de la vérification sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4** : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	$V_{dyn}$ (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
<b>Sens X</b>	1644.28	1585.27	vérifiée
<b>Sens Y</b>	1602.69	1672.728	Non vérifiée

On voit bien que  $V_{dyn} > 0.8 * V_{st}$  est vérifiée selon le sens x et non vérifiée selon le sens y , pour cela le RPA nous exige de majorer les paramètres de réponse selon ce sens par  $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$

$$0.8 * \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = \frac{1672.728}{1602.69} = 1.04$$

Les résultats présentés ci-après sont obtenus après majoration de  $E_y$  de 1.04.

#### IV.5.2 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 art 3.4. a exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit

##### A) Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

##### B) Sous charges horizontales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)}$$

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction verticale au RDC.

Niveau	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	36101.8025	8301.0432	81.31	18.69	vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction horizontale sens X-X.

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	419.39	1230.02	25.42	74.58	vérifiée
1	386.35	1080.85	26.33	73.67	vérifiée
2	501.92	1004.03	33.32	66.68	vérifiée
3	408.13	974.59	29.51	70.49	vérifiée
4	498.85	774.21	39.18	60.82	vérifiée
5	375.26	770.14	32.76	67.24	vérifiée
6	439.88	581.79	43.05	56.95	vérifiée
7	283.66	592.00	32.39	67.61	vérifiée
8	296.52	434.56	40.55	59.45	vérifiée
9	307.98	267.88	53.48	46.52	vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction horizontale sens Y-Y.

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	411.04	1258.84	24.62	75.38	Non vérifiée
1	394.26	1106.17	26.27	73.73	vérifiée

2	399.80	1118.33	26.33	73.67	vérifiée
3	328.89	1085.23	23.25	76.75	Non vérifiée
4	392.58	913.38	30.06	69.94	vérifiée
5	296.60	877.95	25.25	74.75	vérifiée
6	343.31	696.60	33.01	66.99	vérifiée
7	224.48	662.47	25.31	74.69	vérifiée
8	231.96	474.24	32.84	67.16	vérifiée
9	239.82	254.58	48.51	51.49	vérifiée

**Remarque :** On constate dans les résultats résumés dans les tableau ci-dessus que les interactions sont vérifiées a tous les niveaux dans les deux directions orthogonales sauf au niveau du RDC et 3<sup>ème</sup> étage où les portiques reprennent moins de 25% mais plus de 23%, des valeurs que nous jugeons acceptables.

### IV.5.3 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition du RPA99/2003 ART IV.4.3.1 qui nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :  $\vartheta \leq 0,30$  ,  $\vartheta = \frac{N}{B * f_{c28}}$

**N :** Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitations sismiques.

**B :** l'aire (section brute) de cette dernière.

**f<sub>cj</sub> :** La résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.8 :** Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			Combinaison	N (KN)	ϑ	observation
	b (cm)	h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )				
RDC	50	50	2500	ELUA	1809.33	0.28	Vérifiée
1	50	50	2500	ELUA	1558.06	0.25	Vérifiée
2	45	45	2025	ELUA	1381.99	0.27	Vérifiée
3	40	40	1600	ELUA	1212.40	0.30	Vérifiée
4	40	40	1600	ELUA	1044.75	0.26	Vérifiée
5	35	35	1225	ELUA	877.77	0.28	Vérifiée
6	35	35	1225	ELUA	712.77	0.23	Vérifiée
7	30	30	900	ELUA	546.67	0.24	Vérifiée
8	30	30	900	ELUA	379.36	0.17	Vérifiée
9	30	30	900	ELUA	230.87	0.10	Vérifiée
T. Cage	30	30	900	ELUA	141.48	0.06	Vérifiée

### IV.5.5 : Vérification du déplacement inter étage

Selon le RPA99/2003 Art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0 % de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :  $\Delta k = \delta k - \delta k - 1$

Avec:  $\delta k = R * \delta e k$

$$\Delta k < 1\% * h_e$$

$\delta_k$  : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

$\delta_{ek}$  : Déplacement élastique du niveau « k »

**R** : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau IV.9** : Vérification des déplacements inter étages.

Niv	$h_k$ (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	$\Delta K/h_k$ %	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	$\Delta K/h_k$ %
RDC	3.06	0.001	0.005	0	0.004	0.001	0.001	0.005	0	0.005	0.001
1	3.06	0.002	0.010	0.005	0.005	0.002	0.002	0.010	0.005	0.005	0.001
2	3.06	0.004	0.020	0.010	0.010	0.003	0.003	0.015	0.010	0.005	0.001
3	3.06	0.005	0.025	0.020	0.005	0.002	0.005	0.025	0.015	0.010	0.003
4	3.06	0.007	0.030	0.025	0.005	0.002	0.007	0.035	0.025	0.010	0.003
5	3.06	0.009	0.045	0.030	0.015	0.004	0.009	0.045	0.035	0.010	0.003
6	3.06	0.012	0.060	0.045	0.015	0.004	0.011	0.055	0.045	0.010	0.003
7	3.06	0.014	0.070	0.060	0.010	0.003	0.013	0.065	0.055	0.010	0.003
8	3.06	0.016	0.080	0.070	0.010	0.003	0.014	0.070	0.065	0.005	0.002
9	3.06	0.018	0.090	0.080	0.010	0.003	0.017	0.085	0.070	0.015	0.004
T.C	3.06	0.020	0.100	0.090	0.010	0.003	0.019	0.095	0.085	0.010	0.003

#### Commentaire

On constate d'après les résultats exposés dans le tableau ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d'étage suivant les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

#### IV.5.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du second ordre ou effet P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement.

Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est

$$\text{Satisfaite à tous les niveaux : } \theta = Pk * \Delta k / (V_k * h_k) \leq 0,1 \text{ art(5.1.9)}$$

**P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i : \text{Effort tranchant d'étage au niveau « k ».}$$

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

#### Remarque

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en

Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau IV.10** : Vérification des effets du second ordre.

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (kn)	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (kn)	θ <sub>k</sub>
RDC	3.06	37961.39	0.004	1643.09	0.030	0.005	1697.81	0.036
1	3.06	34169.02	0.006	1567.44	0.042	0.005	1626.36	0.034
2	3.06	30309.72	0.010	1488.01	0.066	0.005	1553.07	0.032
3	3.06	26144.78	0.005	1377.13	0.031	0.010	1446.84	0.059
4	3.06	22427.58	0.010	1265.66	0.057	0.010	1331.56	0.055
5	3.06	18710.37	0.015	1143.90	0.080	0.010	1199.86	0.051
6	3.06	15077.06	0.015	1012.09	0.073	0.010	1054.96	0.047
7	3.06	11443.60	0.010	865.84	0.043	0.010	894.14	0.042
8	3.06	7922.13	0.010	692.94	0.037	0.005	694.73	0.019
9	3.06	4400.65	0.010	458.82	0.031	0.015	435.74	0.049
T.C	3.06	322.10	0.010	63.30	0.016	0.010	66.18	0.016

#### Commentaire

Les résultats des calculs résumés dans le tableau précédent indique que les effets du second ordre sont inférieure a 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (art 5.9) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

#### IV.5.6 Vérification du renversement

Selon l'article (4.4.1) du RPA99/V2003. Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau du contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

$M_s$ : Moment stabilisant est égal à :  $M_{x_s} = W * X C_{cum}$  et  $M_{y_s} = W * Y C_{cum}$

$M_r$ : Moment de renversement est égal à :  $M_r = \sum f_i \times h_i$ , il est tiré directement de l'ETABS sous les actions sismiques

$X C_{cum}$ ,  $Y C_{cum}$ : centre de masse de la structure cummulé

Il faut vérifier que :  $M_s > M_r$

La vérification de la condition ci-dessus est montrée dans les tableaux suivant :

**Tableau IV.11** : Les moments stabilisation et renversement dans les deux sens.

Sens X-X				
W (kn)	XCCM (m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	Observation
37961.397	13.3043	505049.81	32560.86	Vérifiée



**Tableau IV.12** : Les moments stabilisation et renversement dans les deux sens.

Sens Y-Y				
$W$ (kn)	$YCCM$ (m)	$M_s$ (KN.m)	$M_r$ (KN.m)	Observation
37961.397	8.2683	313876.22	34519.62	Vérifiée

#### Commentaire

Le moment de renversement accidentelle causé par l'action sismique est inférieur au moment stabilisant donc y'a pas de risque au renversement.

#### Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économiques, nous avons pu satisfaire toutes les conditions, ce que nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

# Chapitre V

Etude des éléments

structuraux

# Etude Des Eléments Structuraux

## V.1 : Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et aux efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée, par contre les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

## V.2 : Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée avec cisaillement sous l'action des sollicitations les plus défavorables résultant des combinaisons d'action données par le CBA 93 et le RPA99/2003 :

1.35G+1.5Q	ELU
G+Q±E	ELUA
0.8G±E	
G+Q	ELS

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux données par les sollicitations suivantes :

$N^{max}$  .....  $M^{correspondant}$

$M^{max}$  .....  $N^{correspondant}$

$N^{min}$  .....  $M^{correspondant}$

### V.2.1 : Recommandations :

#### 1. Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage est limité par :

- ✓  $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton en zone de moyenne sismicité
- ✓  $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- ✓  $A_{min} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- ✓  $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40 \Phi$ .
- ✓ L'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau

ne doit pas dépasser 25cm.

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales. La zone nodale (figure IV.1) est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$b_1$  et  $h_1$  : la section du poteau considéré

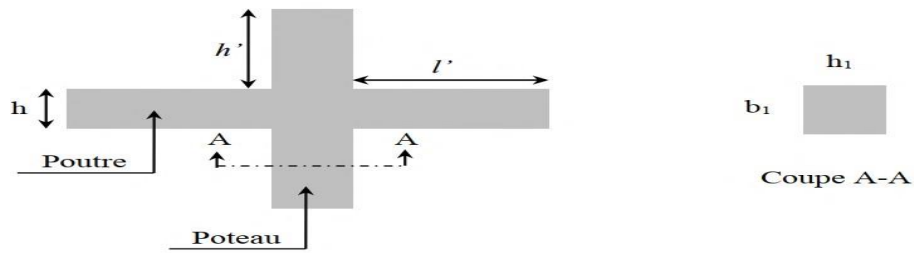


Figure V.1 : Zone nodale.

Les quantités limites des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de Recouvrement
Entresol, RDC et 1 <sup>er</sup>	50*50	20	100	150
2 <sup>eme</sup>	45*45	16.2	81	121.5
3 <sup>eme</sup> +4 <sup>eme</sup>	40*40	12.8	64	96
5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	35*35	9.8	49	73.5
7 <sup>eme</sup> ,8 <sup>eme</sup> 9 <sup>eme</sup> et T. Cage	30*30	7.2	36	54

## 2. Armature transversales :

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = p * \frac{v^{max}}{h_1 * f_e}$$

$v^{max}$ : Effort tranchant maximal dans le poteau

$p$  : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$p = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \text{ avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de  $A_t$  il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale :  $t \leq \min(15\text{cm} ; 10\phi_{l \text{ min}})$  .....IIa

En zone courant :  $t \leq 15\phi_{l \text{ min}}$  ..... IIa

$$A_t^{\text{min}} = \begin{cases} 0.3\%(b * t) \text{ ou } 0.3\%(h * t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b * t) \text{ ou } 0.8\%(h * t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  min.

## V.2.2 : Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorable sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.2 :** Sollicitations dans les différents poteaux non associés aux voiles.

Niveau	b* h	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	$N_{min}$ (Kn)	$M_{corr}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	V (KN)
Entresol RDC, 1 <sup>er</sup>	50*50	2846,33	-0,97	-24,60	-8,43	83,87	984,33	93,06
		ELU		ELUA		ELUA		
2	45*45	1897,73	3,07	11,5213	-13,09	73,18	1013,57	49,52
		ELU		ELUA		ELUA		
3 4	40*40	1664,41	2,98	106,32	-50,75	83,54	703,03	56,22
		ELU		ELUA		ELUA		
5 6	35*35	1203,88	3,55	85,72	-45,78	76,69	434,07	51,55
		ELU		ELUA		ELUA		
7, 8 9, T.C	30*30	747,95	3,34	-21,66	-23,37	61,08	115,29	41,84
		ELU		ELUA		ELUA		

**Tableau V.3 :** Sollicitations dans les différents poteaux associés aux voiles.

Niveau	B* h	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	$N_{min}$ (Kn)	$M_{corr}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	V (KN)
Entresol RDC, 1 <sup>er</sup>	50*50	1979,26	-2,89	-593,94	-8,79	52,43	712,02	26,56
		ELUA		ELUA		ELU		
2	45*45	1114,51	9,32	-393,29	-13,51	33,78	514,23	21,05
		ELUA		ELUA		ELUA		
3 4	40*40	793,30	5,53	-293,80	-9,16	35,37	333,01	22,89
		ELUA		ELUA		ELUA		
5 6	35*35	432,41	2,63	-142,80	-8,23	28,94	181,47	19,04
		ELUA		ELUA		ELUA		
7, 8 9, T.C	30*30	202,42	1,49	-52,70	-6,26	-26,57	37,50	18,90
		ELUA		ELUA		ELU		

## V.2.3 : Calcul du ferrailage

### 1. Ferrailage longitudinal

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du entre sol, et les restes des résultats de ferrailage des autres niveaux seront données dans un tableau récapitulatif

Données :

Soit  $M^{max} = 83.87kn.m$ ,  $N^{corr} = 984.33kn$

$b = 50cm$  ;  $h = 50cm$  ;  $d = 48cm$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.085 < \frac{h}{2} = 0.25$  le centre de pressions il est à l'intérieur de la section

$M_{ua} = M + N * (d - h/2) = 0.310Mn.m$

$Nu(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b * h * f_{bu}$

$0.143 < 0.703$

Donc la section est partiellement comprimée

$$U_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.146$$

$$U_{bu} = 0.146 < U_l = 0.186 \dots \text{pivot A} \dots f_{st} = 400 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.198$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.4420$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = 17.53 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -7.07 \text{cm}^2$$

Le tableau ci-après résumé les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

**Tableau V.4 :** Ferrailage longitudinal des poteaux non associés aux voiles.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sup>ZT</sup> <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres par face	A <sup>4 face</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>RPA</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopte</sup> (cm <sup>2</sup> )
Entresol, RDC, 1 <sup>er</sup>	50*50	-0.11	/	/	20	4HA20+4HA16=20.61
2 <sup>eme</sup>	45*45	-0.90	/	/	16.2	4HA20+4HA14=18.73
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	40*40	-2.03	/	/	12.8	4HA16+4HA14=14.2
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	35*35	1.48	2HA14	6.16	9.8	8HA14=12.32
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , T.Cage	30*30	4.59	3HA14	12.32	7.2	8HA14=12.32

**Tableau V.5 :** Ferrailage longitudinal des poteaux associés aux voiles.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sup>ZT</sup> <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres par face	A <sup>4 face</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>RPA</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopte</sup> (cm <sup>2</sup> )
Entresol, RDC, 1 <sup>er</sup>	50*50	7.9	3HA20	25.13	20	8HA20=25.13
2 <sup>eme</sup>	45*45	5.73	3HA16	16.08	16.2	4HA20+4HA14=18.73
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	40*40	4.31	3HA14	12.32	12.8	4HA16+4HA14=14.2
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	35*35	2.45	3HA12	9.05	9.8	8HA14=12.32
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup>	30*30	1.26	2HA12	4.52	7.2	8HA12=9.05

## 2. Ferrailage transversal

### Exemple de calcul

$$\lambda g = \frac{l_f}{b_1} = \frac{166.6}{50} = 3.33$$

$$\lambda g < 5 \rightarrow p = 3.75$$

$$\text{En zone nodale : } t \leq \min(15 \text{cm} ; 10\phi_{l \text{ min}}) \rightarrow t \leq 14 \rightarrow t = 10 \text{cm}$$

$$\text{En zone courant : } t \leq 15\phi_{l \text{ min}} \rightarrow t \leq 21 \rightarrow t = 15 \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{t} = p * \frac{v^{\text{max}}}{h_1 * f_e}$$

$$A_t = 3.75 * \frac{0.09306}{0.50 * 400} * 0.15 = 2.62$$

**Tableau V.6 :** Ferrailage transversales des poteaux non associés aux voiles.

Niveau	Entresol	RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , T.C
Section	50*50	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
$\phi_t^{min}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	166.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3.33	4.28	4.76	5.35	6.12	7.14
$V$ (kn)	93.06	93.06	49.52	56.22	51.55	41.84
$t_{zn}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{zc}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
$\rho$	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.62	2.62	1.55	1.32	1.38	1.30
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.68	3.18	2.38	1.8	1.57	1.35
$A_t^{ado}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA10	6HA8	6HA8	4HA8		

**Tableau V.7 :** Ferrailage transversales des poteaux associés aux voiles.

Niveau	Entresol	RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup>
Section	50*50	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
$\phi_t^{min}$ (cm)	2	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2
$l_f$ (cm)	166.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3.33	4.28	4.76	5.35	6.12	7.14
$V$ (kn)	26.56	26.56	21.05	22.89	19.04	18.90
$t_{zn}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{zc}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
$\rho$	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	0.75	0.75	0.74	0.54	0.51	0.59
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.68	3.18	2.38	1.32	1.38	1.30
$A_t^{ado}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA10	6HA8	6HA8	4HA8		

D'après le code de béton armé (CBA93.ArtA7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suite :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{tmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

## 2. Vérification nécessaires

### • Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93(Art B.8.2.1) exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. la relation aérifier est la suivante :

$$Br \geq Br_{cal} = \frac{Nu}{\alpha} * \frac{1}{\frac{f_{c28}}{(0.9*\lambda b)} + \frac{fe}{(100*\lambda s)}}$$

Avec : Br =(b-2) \*(h-2) : section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons expose au chapitre 2 les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

**Tableau V.8 :** Vérification au flambement des différents poteaux.

Niveau	$N_u$ (kn)	$l_f$ (cm)	$i$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$B_r \geq B_r^{cal}$		Observation
						$B_r$	$B_r^{cal}$	
RDC, 1 <sup>er</sup>	2846.33	214.2	14.45	14.82	0.82	0.230	0.123	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	1897.73	214.2	13.01	16.47	0.81	0.185	0.083	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	1664.41	214.2	11.56	18.52	0.80	0.144	0.074	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	1203.88	214.2	10.11	21.17	0.79	0.109	0.054	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , T.C	747.95	214.2	8.67	24.70	0.77	0.078	0.035	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

**• Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99/2003(Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$r_{bu} = \frac{V_u}{b*d} < r_{adm} = \rho_d * f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \gamma_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \gamma_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustres dans le tableau suivant :

**Tableau V.9 :** Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveaux	Section	$l_f$ (cm)	$\lambda g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (kn)	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)	observation
RDC, 1 <sup>er</sup>	50*50	214.2	4.28	0.04	48	93.06	0.38	1	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	45*45	214.2	4.76	0.04	43	49.52	0.25	1	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	40*40	214.2	5.53	0.075	38	56.22	0.37	1.875	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	35*35	214.2	6.12	0.075	33	51.55	0.45	1.875	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , T.C	30*30	214.2	7.14	0.075	28	41.84	0.49	1.875	Vérifiée

**• Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression de béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1} \leq \sigma_{adm} = 0.6 * f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} * V \leq \sigma_{adm} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} * V' \leq \sigma_{adm} \end{cases}$$

Avec :  $S = b * h + 15(A + A')$  section homogénéisée

$$S = 0.5 * 0.5 + 15 * (20.61 + 0) * 10^{-3} = 0.56m^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} * \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A' (V - d')^2 + 15A (d - v)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et } V' = h - v$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :



**Tableau V.10 : Vérification des contraintes dans le béton.**

Niveaux	Entresol, RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , T.C
Section	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
$d$ (cm)	48	43	38	33	28
$A$ (cm <sup>2</sup> )	20.61	18.73	14.2	12.32	12.32
$V$ (cm)	25	22.5	20	17.5	15
$V'$ (cm)	25	22.5	20	17.5	15
$I_{yy'}$ (m <sup>4</sup> )	0.007	0.005	0.003	0.002	0.001
$N_{ser}$ (kn)	2054.04	1378.28	1208.78	874.38	543.43
$M_{ser}$ (kn.m)	-0.684	2.21	2.15	2.57	2.424
$M_{serG}$ (kn.m)	-0.684	2.21	2.15	2.57	2.424
$\sigma_{bc1}$ (MPa)	8.19	6.91	7.69	7.36	6.41
$\sigma_{bc2}$ (MPa)	8.24	6.71	7.41	6.91	5.67
$\sigma_{adm}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

### 3. Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

**Tableau V.11 : Dimensions de la zone nodale RPA99/2003(Art 7.4.2).**

Niveaux	Entresol, RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> , T.C
Section	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
$L'$ (cm)	P.P	70	70	70	70
	P.S	70	70	70	70
$h'$ (cm)	60	60	60	60	60

#### Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

Longueur des crochets :  $L = 10 * \phi_1 = 10 * 1.2 = 12cm$

Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 * \phi$

Pour  $\phi = 20mm$   $l_r \geq 40 * 2.0 = 80$  on adopte  $l_r = 80cm$

Pour  $\phi = 16mm$   $l_r \geq 40 * 1.6 = 64$  on adopte  $l_r = 65cm$

Pour  $\phi = 14mm$   $l_r \geq 40 * 1.4 = 56$  on adopte  $l_r = 60cm$

Pour  $\phi = 12mm$   $l_r \geq 40 * 1.2 = 48$  on adopte  $l_r = 50cm$

### V.3 : Etude des poutres

L'étude des poutres sera menée en se référant aux efforts internes donnés par ETABS 2016 en tenant compte des sollicitations les plus défavorable exigé par le RPA99 V2003 art 5.2

1.35G+1.5Q

G+Q±E

0.8G±E

#### V.3.1 : Recommandation du RPA99/Version 2003

##### 1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = 4\% \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \text{ en zone de recouvrement}$$

La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.

## 2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantités d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t^{\min} = 0.003 * St * b$$

St : Espacement maximum entre les armatures transversales donnée comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1^{\min}\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

### V.3.2 : Sollicitation et ferrailage des poutres

#### 1. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.12** : Les sollicitations les plus défavorable dans les poutres.

Etages	Poutres Principales			Poutres Secondaires		
	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)
Entresol	74,36	100,90	-97,71	19,48	16,41	35,05
RDC	83,64	100,74	-105,49	36,92	22,24	64,07
1 <sup>er</sup>	67,25	68,59	91,62	47,85	22,77	78,04
2 <sup>ème</sup>	74,94	76,94	101,37	56,64	26,80	81,80
3 <sup>ème</sup>	87,23	78,61	112,20	66,90	32,49	91,14
4 <sup>ème</sup>	92,79	79,65	115,49	70,988	37,02	93,44
5 <sup>ème</sup>	99,99	82,31	116,32	76,28	44,11	93,38
6 <sup>ème</sup>	101,66	87,24	113,75	76,59	47,767	89,85
7 <sup>ème</sup>	104,43	92,88	107,68	77,73	52,85	83,42
8 <sup>ème</sup>	107,52	97,05	111,88	80,20	60,41	86,01
9 <sup>ème</sup>	108,21	122,68	95,45	73,37	79,84	77,83
T. Cage	33,87	29,00	-50,01	19,99	15,09	-15,54

#### Remarque

Comme les sollicitations sont presque similaires de l'entresol au 9<sup>ème</sup> étage, on a choisi de calculer le ferrailage pour une seule poutre avec les sollicitations les plus défavorables.

Les sollicitations les plus défavorables sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau V.13 :** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Poutre		Localisation de la travée	Localisation de l'appui	$M_t$	$M_a$	$M_t$	$M_a$	V
				(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
				ELU	ELUA	ELS	ELS	
PP	ES jusqu'à 9eme	9eme B10	9eme B94	122,68	108,21	89,45	70,14	116,32
PS		8eme B60	9eme B65	79,84	80,20	58,39	43,82	93,44
PP	Terrasse de la cage	T. Cage B29	T. Cage B65	29,00	33,87	20,73	20,73	-50,01
PS		T. Cage B37	T. Cage B58	28,46	33,86	11,0176	10,04	-15,54

## 2. Armatures longitudinales

Le calcul est fait à la flexion simple pour une poutre rectangulaire. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14 :** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Etages	Type des poutrelles	Localisation	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
Entresol	Principale	Travée	12.68	12.81	5.25	3HA20+3HA12
		Appui	9.10	9.24		6HA14
	secondaire	Travée	7.68	8.01	5.25	3HA14+3HA12
		Appui	6.51	6.88		3HA14+2HA12
Terrasse	Principale	Travée	2.61	3.39	3.13	3HA12
		Appui	2.64	3.39		3HA12
	secondaire	Travée	2.56	3.39	3.13	3HA12
		Appui	2.21	3.39		3HA12

### • Longueur de recouvrement :

$$l_r \geq 40 * \emptyset$$

$$\emptyset = 12mm \gg \gg \gg l_r \geq 40 * 1.2 = 48 \text{ on adopte } l_r = 50cm$$

$$\emptyset = 14mm \gg \gg \gg l_r \geq 40 * 1.4 = 56 \text{ on adopte } l_r = 60cm$$

$$\emptyset = 20mm \gg \gg \gg l_r \geq 40 * 2.0 = 64 \text{ on adopte } l_r = 80cm$$

## 3. Les armatures transversales

### • calcul de $\emptyset_t$

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10})$$

$$\emptyset_t \leq \min(12, 10, 30)$$

$$\emptyset_t \leq 10mm \text{ soit } \emptyset_t = 8mm$$

### • Calcul des espacements $St$

D'après le RPA99/V2003 (art 7.5.2.2)

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(\frac{35}{4}, 12 * 1.2) = 8.75cm$$

$$\text{Soit } St = 8cm$$

En zone courante :  $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5cm$

soit  $S_t = 15cm$

• Calcul des sections d'armatures transversales

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq (\tau_u - 0.3 f_{t28}) / (0.8 \cdot f_e)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.675 MPa$$

$$A_t = 0.75 cm^2$$

• Vérifications des sections d'armatures transversales minimales

$$A_{min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_{min} = 1.35 cm^2 > A_t = 0.75 cm^2$$

$$A_t = 4\phi_8 = 2.01 cm^2 (\text{un cadre} + \text{un etrier}) \phi_8$$

4. Vérifications à L'ELU :

• Contrainte tangentielle maximale :

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement, pour cela la condition que on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \min \left( 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) \dots \dots \dots FPN$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

Tableau V.15 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Poutre	$V^{max} (KN)$	$\tau_{bu} (MPa)$	$\overline{\tau_{bu}} (MPa)$	Observation
Entresol Au 9 <sup>eme</sup>	Principales	116,32	1.17	3.33	Vérifiée
	Secondaires	93,44	0.94	3.33	Vérifiée
Terrasse de la cage	Principales	50,01	0.86	3.33	Vérifiée
	Secondaires	15,54	0.27	3.33	Vérifiée

• Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

$$\text{Appuis de rives : } A_l \geq A_l^{rive} = v^{max} \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq A_l^{intr} = \left( v^{max} - \frac{M_a}{0.9 \cdot d} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Les résultats seront montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement.

niveau	Poutre	$v^{max} (KN)$	$M_a (KN \cdot m)$	$A_l (cm^2)$	$A_l^{rive} (cm^2)$	$A_l^{intr} (cm^2)$	observation
Entresol au 9 <sup>eme</sup>	Principales	116,32	108,21	9.24	2.91	-6.20	Vérifié
	Secondaires	93,44	80,20	6.88	2.33	-4.41	Vérifié

5. Vérification à l'ELS

• Vérification de l'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.17** : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	Localisation	$M^{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		observation
					$\sigma$ (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	
Principales	Travée	89,45	15.13	95599	14.09	15	Vérifié
	Appui	70,14	13.44	77304	12.19	15	Vérifié
Secondaire	Travée	58.39	12.74	69996	10.63	15	Vérifié
	Appui	43,82	12.02	62791	8.38	15	Vérifié

#### • Vérification de L'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0}\right) \\ A_t \leq A_f = \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right.$$

$$\text{Poutre Principales : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.08 > h_f = 0.075 \\ A = 12.81 \leq A_f = 10.39 \\ L = 4.4m \leq 8m \end{array} \right.$$

$$\text{Poutre Secondaires : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.08 > h_f = 0.075 \\ A = 8.01 \leq A_f = 10.39 \\ L = 4.19m \leq 8m \end{array} \right.$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée pour la poutre principale d'où la vérification de la flèche est nécessaire. Le résultat de la vérification de la flèche est résumé dans le tableau qui suit :

**Tableau V.18** : Vérification de la flèche.

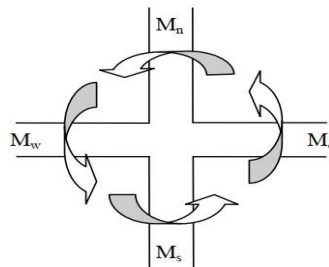
Type	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
P.P	2.40	0.32	1.17	0.98	2.27	8.8	Vérifiée

La poutre principale ne risque pas de fléchir.

#### V.4 : Vérification de la zone nodale

Suivant l'article (7.6.2) du RPA99/V2003 il faut vérifier la relation suivante :

$$|M_g| + |M_s| \geq 1.25 * (|M_w| + |M_e|)$$



**Figure V.2** : Répartition des moments dans les zones nodales.

Cette vérification fait en sorte que la rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. D'après le RPA, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. On ne fera pas la vérification dans les deux derniers étages.

#### V.4.1 : Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres :

Le moment résistant ( $M_r$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

Dimensions de la section du béton.

Quantité d'armatures dans la section.

Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times f_{st} \quad \text{Avec : } Z = 0.9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.19 :** Moment résistants dans les poteaux (par face).

Niveaux	$h$ (cm)	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$M_{RS}$ (KN.m)
Entresol	50	45	8.29	400	149.22
RDC	50	45	8.29	400	149.22
1 <sup>er</sup>	50	45	8.29	400	149.22
2 <sup>ème</sup>	45	40.5	7.82	400	126.68
3 <sup>ème</sup>	40	36	5.56	400	80.06
4 <sup>ème</sup>	40	36	5.56	400	80.06
5 <sup>ème</sup>	35	31.5	4.62	400	58.21
6 <sup>ème</sup>	35	31.5	4.62	400	58.21
7 <sup>ème</sup>	30	27	4.62	400	49.89

**Tableau V.20 :** Moment résistants dans les poutres.

Niveaux	Type	Localisation	$h$ (cm)	$Z$ (cm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$M_g$ (KN.m)
Entresol	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68
RDC	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68
1 <sup>er</sup>	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68
2 <sup>ème</sup>	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68
3 <sup>ème</sup>	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68
4 <sup>ème</sup>	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42

	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68
5 <sup>ème</sup>	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68
6 <sup>ème</sup>	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68
7 <sup>ème</sup>	Principale	Travée	35	31.5	9.42	348	103.26
		Appui			9.24	400	116.42
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.62	348	50.64
		Appui			6.88	400	86.68

**Tableau V.21** : Vérification de la zone nodale dans les différents étages.

Niveau	Type	$M_N$ (KN.m)	$M_S$ (KN.m)	$M_N+M_S$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$1.25(M_N+M_S)$ (KN.m)	Observation
Entresol	PP	298.44	149.22	447.66	116.42	103.26	274.6	Vérifiée
	PS				86.68	50.64	171.65	Vérifiée
RDC	PP	298.44	149.22	447.66	116.42	103.26	274.6	Vérifiée
	PS				86.68	50.64	171.65	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	PP	275.9	149.22	425.12	116.42	103.26	274.6	Vérifiée
	PS				86.68	50.64	171.65	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	PP	206.74	126.68	333.42	116.42	103.26	274.6	Vérifiée
	PS				86.68	50.64	171.65	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	PP	160.12	80.06	240.18	116.42	103.26	274.6	Non vérifiée
	PS				86.68	50.64	171.65	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	PP	138.27	80.06	218.33	116.42	103.26	274.6	Non vérifiée
	PS				86.68	50.64	171.65	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	PP	116.42	58.21	174.63	116.42	103.26	274.6	Non vérifiée
	PS		70.1		86.68	50.64	171.65	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	PP	108.1	58.21	166.31	116.42	103.26	274.6	Non vérifiée
	PS				86.68	50.64	171.65	Non vérifiée
7 <sup>ème</sup>	PP	99.78	49.89	149.67	116.42	103.26	274.6	Non vérifiée
	PS				86.68	50.64	171.65	Non vérifiée

**Remarque** : On remarque que la condition de RPA99/V2003 (Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant) est vérifiée jusqu'à au 2<sup>ème</sup> étage par contre les autres étages ne sont pas vérifiés. Il faut augmenter la section d'aciers.

Les nouvelles sections d'aciers sont résumées dans le tableau suivant :

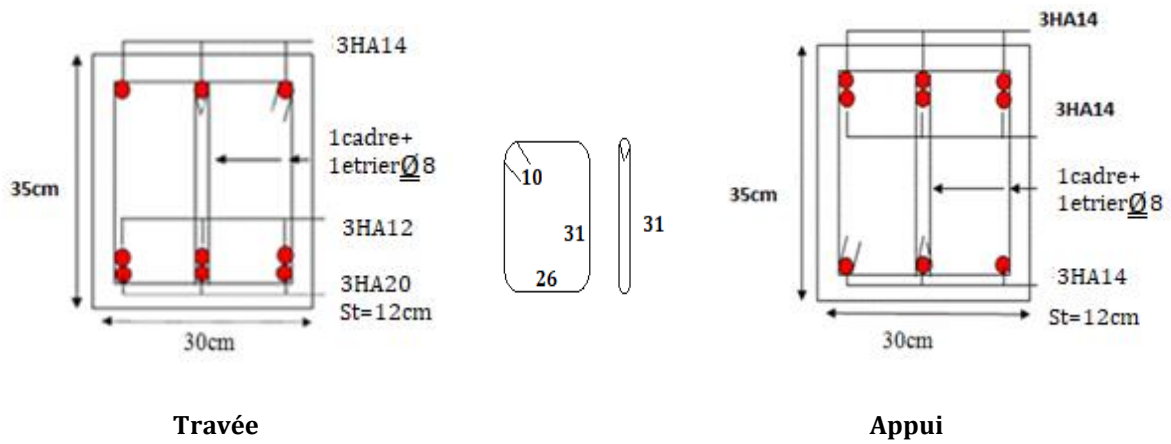
**Tableau V.22** : Nouveau ferrailage des poteaux.

Niveau	section	$A^{adop}$ ( $cm^2$ )	$M_{rs}$ (KN.m)
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	40*40	4HA20+4HA14	112.608
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35*35	4HA20+4HA14	112.608
7 <sup>ème</sup>	30*30	4HA20+4HA14	112.608

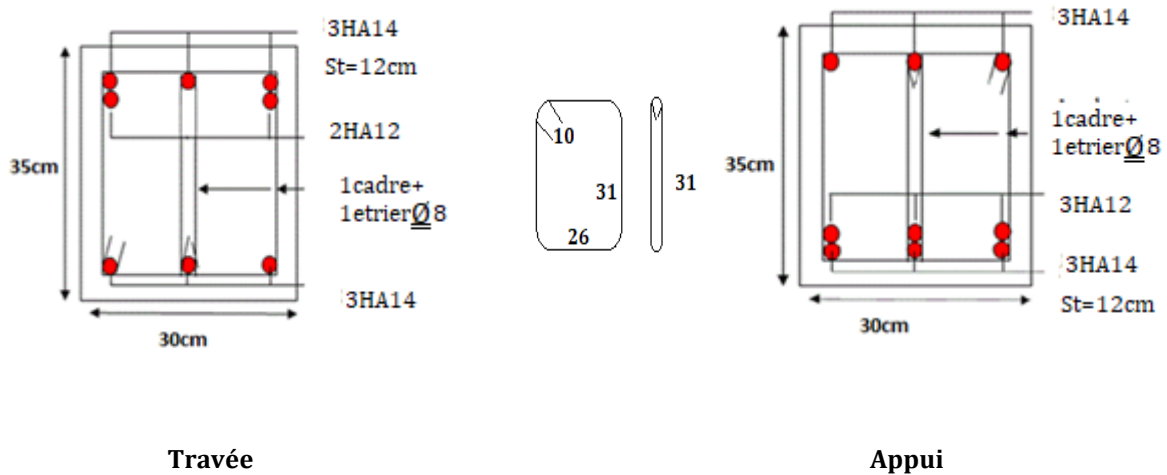
**Tableau V.23 :** Corrige des Vérification de la zone nodale.

Niveau	Type	$M_N$ (KN.m)	$M_S$ (KN.m)	$M_N+M_S$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$1.25(M_N+M_S)$ (KN.m)	observation
3 <sup>ème</sup>	PP	225.22	112.61	337.82	116.42	103.26	274.6	vérifié
	PS				86.68	50.64	171.65	vérifié
4 <sup>ème</sup>	PP	225.22	112.61	337.82	116.42	103.26	274.6	vérifié
	PS				86.68	50.64	171.65	vérifié
5 <sup>ème</sup>	PP	225.22	112.61	337.82	116.42	103.26	274.6	vérifié
	PS				86.68	50.64	171.65	vérifié
6 <sup>ème</sup>	PP	225.22	112.61	337.82	116.42	103.26	274.6	vérifié
	PS				86.68	50.64	171.65	vérifié
7 <sup>ème</sup>	PP	162.5	112.61	275.11	116.42	103.26	274.6	vérifié
	PS				86.68	50.64	171.65	vérifié

• Schéma de ferrailage des poutres

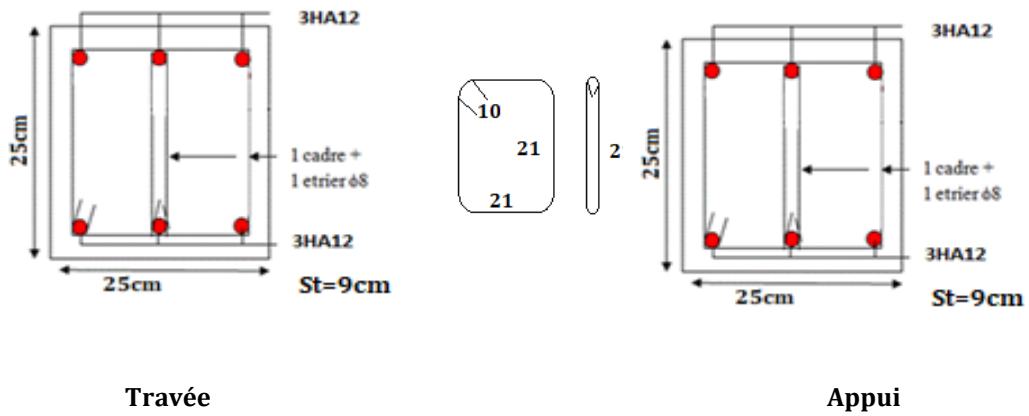


**Figure V.3 :** Schéma de ferrailage de la poutre principale de l'entresol au 9<sup>ème</sup>.

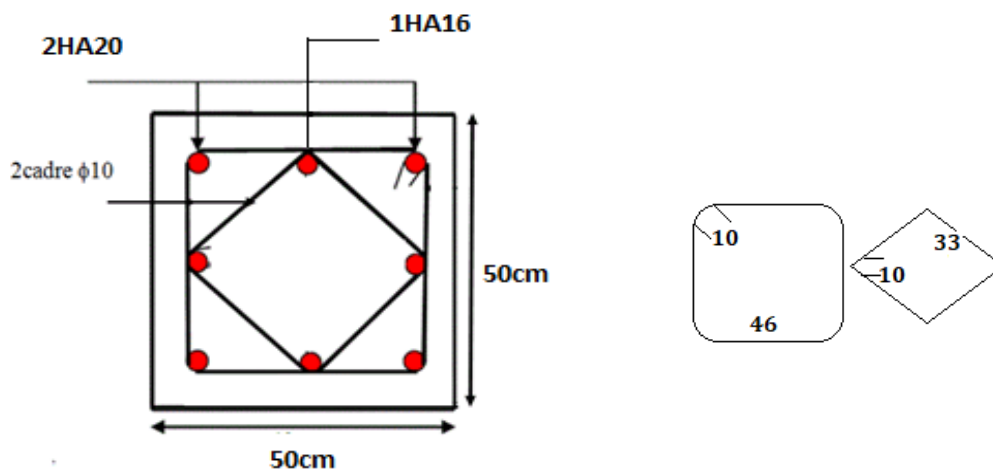


**Figure V.4 :** Schéma de ferrailage de la poutre secondaire de l'entresol au 9<sup>ème</sup>.

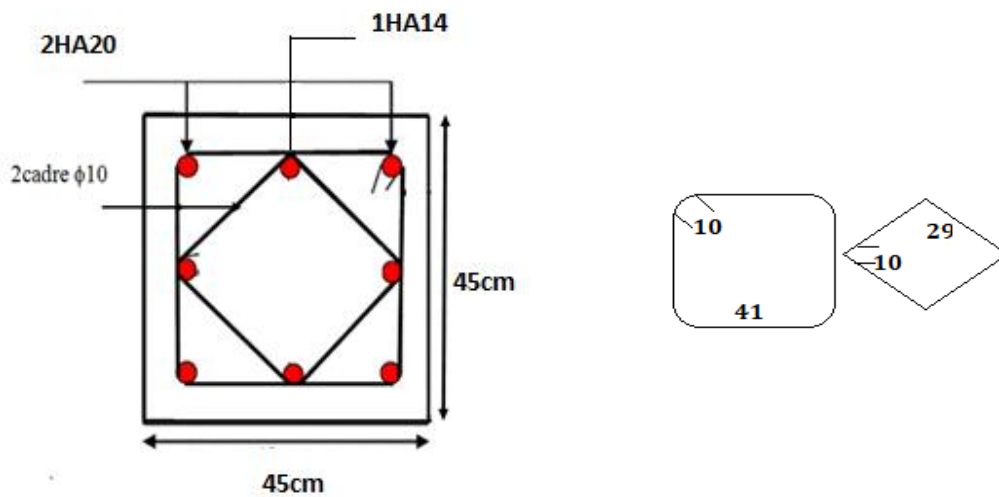




**Figure V.5 :** Schéma de ferrailage de la poutre principale et secondaire de la T. Cage.



**Figure V.6 :** Schéma de ferrailage des poteaux entresol, RDC et 1<sup>er</sup> étage.



**Figure V.7 :** Schéma de ferrailage de poteau 2<sup>eme</sup> étage.

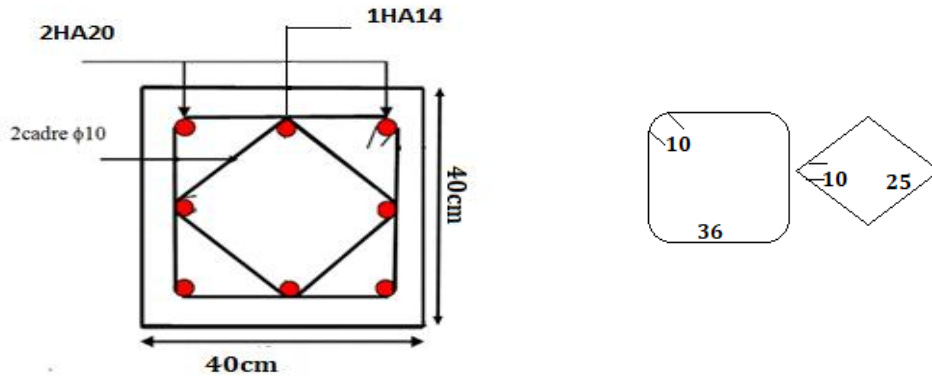


Figure V.8 : Schéma de ferrailage de poteau 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages.

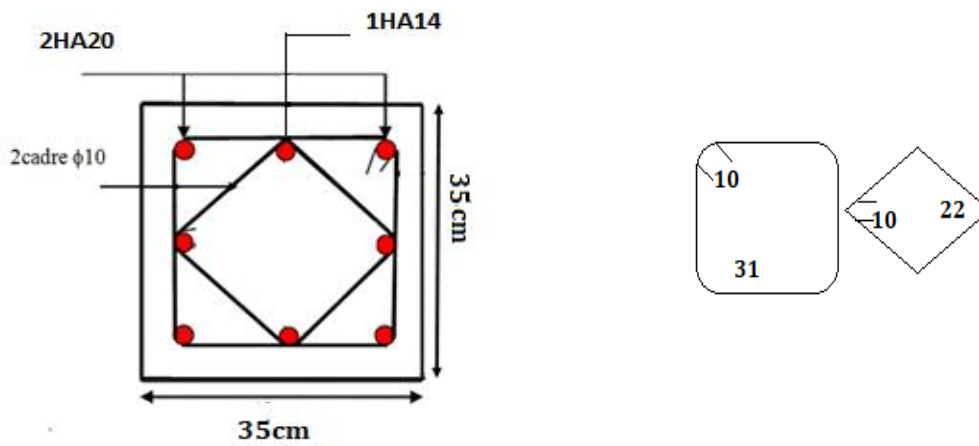


Figure V.9 : Schéma de ferrailage de poteau 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étages.

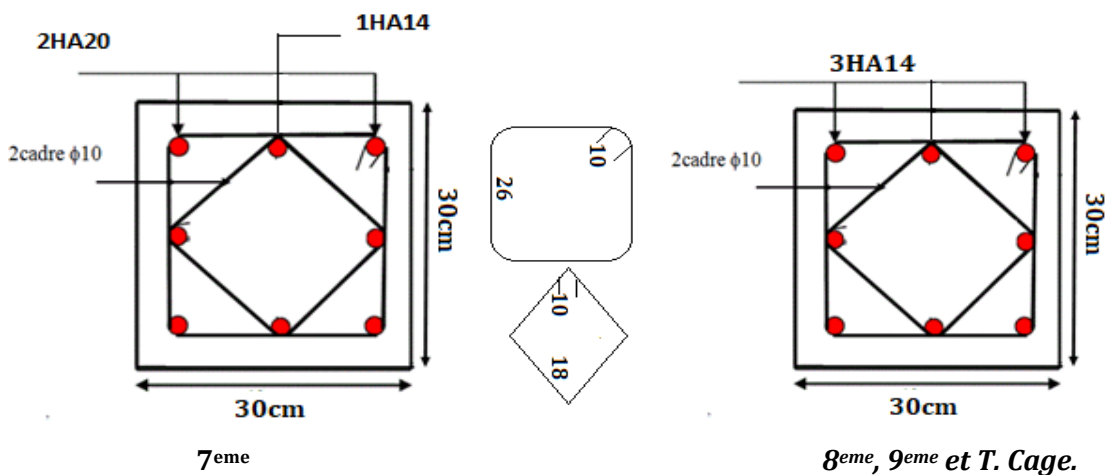


Figure V.10 : Schéma de ferrailage de poteau 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> et T. Cage.

## V.5 : Etude des voiles

### V.5.1 : Introduction

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

Le calcul se fera, comme pour les poteaux, avec les sollicitations les plus défavorables résultant

des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

## V.5.2 : Recommandation du RPA99/V2003

### 1. Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera répartie comme suit :

- Les barres verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.
- Dans la zone extrême les barres verticales doivent être ligaturées par des cadre horizontaux.
- L'espacements des cadres horizontales ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- En zone tendue l'espacement maximal est de 15cm et un pourcentage de 0.2% de la section de béton  $A_{min} = 0.2\% * l_t * e$  Avec  $l_t$ :longueur de la zone tendue.

### 2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre l'effort tranchant et de maintenir les aciers verticaux pour empêcher leurs flambements et elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités.

### 3. Armatures transversales

Destinée à retenir les barres verticales intermédiaire face au flambement, avec un nombre minimal de 4 étriers/m<sup>2</sup>.

### 4. Règles communes (armatures verticales et horizontales) [RPA99/V2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) des trumeaux est de :
 
$$\begin{cases} 0.15\% \text{ Globalement dans la section du voile} \\ 0.10\% \text{ En zone courante} \end{cases}$$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré
- L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$ .
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  1.  $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  2.  $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers decouture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{i,j} = \frac{V}{f_e} \text{ avec } V = 1.4V_u$$

### V.5.3 : Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations de calculs sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau V.24** : Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x1}$ .

Etages	$N_{max} < M_{cor}$		$M_{max} < N_{cor}$		$N_{min} < M_{cor}$		$V_U$ (KN)
	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	$M$ (KN.m)	$N$ (KN)	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	
E-sol, RDC et 1 <sup>er</sup>	2616.83	715.58	4015.6	1963.22	832.54	-247.14	-496.2
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	2142.2	863.30	3360.41	1625.54	721.18	144.51	419.55
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	1488.13	749.32	2229.93	1137.29	520.11	144.83	316.67
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup>	946.35	525.62	1324.36	721.845	150.03	-76.24	230.37

**Tableau V.25** : Sollicitations maximales dans le voile  $V_{x2}$ .

Etages	$N_{max} < M_{cor}$		$M_{max} < N_{cor}$		$N_{min} < M_{cor}$		$V_U$ (KN)
	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	$M$ (KN.m)	$N$ (KN)	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	
E-sol, RDC et 1 <sup>er</sup>	3853.09	102.03	-2386.42	1507.97	-714.28	-99.90	-976.34
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	2749.32	235.67	1897.71	1617.25	-161.55	-170.65	-861.24
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	1660.38	147.63	1268.24	1058.37	17.29	-134.48	-689.59
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup>	960.428	95.75	867.33	455.52	35.29	-7.61	-534.03

**Tableau V.26** : Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y1}$ .

Etages	$N_{max} < M_{cor}$		$M_{max} < N_{cor}$		$N_{min} < M_{cor}$		$V_U$ (KN)
	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	$M$ (KN.m)	$N$ (KN)	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	
E-sol, RDC et 1 <sup>er</sup>	4531.75	250.33	2843.45	2661,7	-583.94	-108.39	-664.74
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	3247.84	770.34	2031.70	2195,01	-123.59	-680.88	-560.66
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	2042.34	663.95	1276.69	1584,53	269.50	-520.39	439.26
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup>	1260.03	102.09	829.66	1063,43	184.57	-220.89	352.76

**Tableau V.27** : Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y2}$ .

Etages	$N_{max} < M_{cor}$		$M_{max} < N_{cor}$		$N_{min} < M_{cor}$		$V_U$ (KN)
	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	$M$ (KN.m)	$N$ (KN)	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	
E-sol, RDC et 1 <sup>er</sup>	5295.09	275.56	2763.16	3175.94	-696.38	-121.89	-690.55
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	3779.8	620.47	-2049.48	1621.64	-229.65	-712.02	-619.35
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	2353.13	505.49	215.68	-576.55	-1222.21	1270.31	-513.78
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup>	1395.52	394.27	-785.78	867.97	214.42	-267.98	-513.78

### V.5.4 : Calcul de ferrailage

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile  $V_{x1}$ . Les autres voiles sont calculés de la même manière.

Données :

$$M_{max} = 4015.6 \text{ KN.m} ; N_{cor} = 1963.22 \text{ Kn}$$

$$l = 5.15 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 5.1 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m}$$

En calculant les contraintes aux extrémités du voile :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times h/2$$

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{1.96322}{0.2 * 5.15} + \frac{4.0156}{2.276} \times 2.575 = 6.44 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1.96322}{0.2 * 5.15} - \frac{4.0156}{2.276} \times 2.575 = -2.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 < 0$  donc la section est partiellement comprimée.

- **Détermination des longueurs (Tendue et comprimée)**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t : \text{Longueur de la zone tendue.} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \end{cases}$$

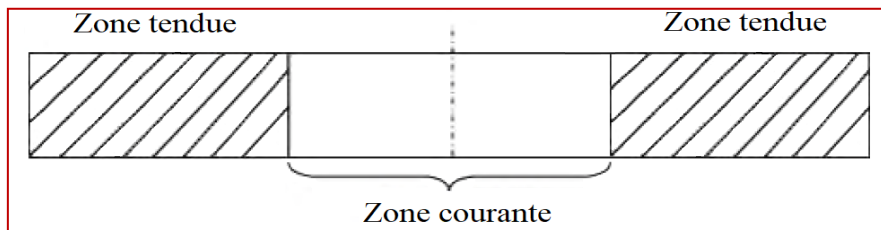


Figure V.11 : Zone courante et tendue dans les voiles

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} l_t = 1.49 \text{ m} \\ l_c = 2.17 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armature minimales en zone tendue et zone comprimée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(0.2 \times 1.49) = 5.97 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,1\%(0.2 \times 2.17) = 4.32 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile (RPA99/V2003)**

$$A_{min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(0.2 \times 5.15) = 15.45 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales**

Le calcul de la section d'armatures horizontales est calculé selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1,4 V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times (496,2 \times 10^{-3})}{0,2 \times 5,1} = 0,70 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

Ce qui donne :

$$A_h = \frac{0,7 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 348} = 1 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles.

**Tableau V.28 :** Ferrailage du voile  $V_{X1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	E.S , RDC ,1er	2, 3, 4	5, 6	7, 8, 9
<b>Section</b>	0.2*5.15	0.2*5.15	0.2*5.15	0.2*5.15
<b>Type de section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>N(KN)</b>	1963.22	1625.54	1137.29	1324.36
<b>M(KN.m)</b>	4015.6	3360.41	2229.93	721.85
<b>V(KN)</b>	-496.26	419.55	316.67	230.37
<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	0.70	0.63	0.47	0.35
<b><math>\bar{\tau}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_{cal}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	-2.33	-2.5	-2.72	-2.36
<b><math>A_{min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	15.45	15.45	15.45	15.45
<b><math>L_t</math>(m)</b>	1.49	1.51	1.45	1.37
<b><math>L_c</math>(m)</b>	2.17	2.15	2.26	2.41
<b><math>A_{min}^{tendu}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	5.97	6.02	5.79	5.48
<b><math>N^{barre}</math> en Z. T</b>	18HA8	18HA8	18HA8	16HA8
<b><math>A_{z.tendu}</math></b>	9.05	9.05	9.05	8.04
<b>St (cm)</b>	25	25	25	25
<b>St (cm) sur l/10</b>	12.5	12.5	12.5	12.5
<b><math>A_{min}^{comp}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	4.32	4.28	4.51	4.62
<b><math>N^{barre}</math> en Z. C</b>	14HA8	14HA8	14HA8	18HA8
<b><math>A_{z.compr}</math></b>	7.04	7.04	7.04	9.05
<b><math>A_h^{cal}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	-0.67	0.7	0.6	0.43
<b><math>A_h^{min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	0.4	0.6	0.6	0.6
<b><math>N^{barre}</math> /face</b>	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<b><math>A_h^{adop}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	2.01	2.01	2.01	2.01

**Tableau V.29 :** Ferrailage du voile  $V_{X2}$  dans tous les niveaux.

Niveau	E.S , RDC ,1er	2, 3, 4	5, 6	7, 8, 9
<b>Section</b>	0.2*3.35	0.2*3.35	0.2*3.35	0.2*3.35
<b>Type de section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>N(KN)</b>	3853.09	-161.55	105.837	455.52
<b>M(KN.m)</b>	102.03	-170.65	126.824	867.32
<b>V(KN)</b>	-976.34	-861.24	-689.59	-534,03
<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	2.26	2	1.6	1.24
<b><math>\bar{\tau}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_{cal}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	9.31	3.84	-2.91	1.04
<b><math>A_{min}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	10.05	10.05	10.05	10.05
<b><math>L_t</math>(m)</b>	1.26	0.79	0.89	1.18
<b><math>L_c</math>(m)</b>	0.84	1.77	1.56	0.98
<b><math>A_{min}^{tendu}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	5.02	3.16	3.58	4.74

<b>N<sup>barre</sup> en Z. T</b>	14HA8	12HA8	12HA8	14HA8
<b>A<sub>z.tendu</sub></b>	7.04	6.03	6.03	7.04
<b>St (cm)</b>	25	25	25	25
<b>St (cm) sur l/10</b>	12.5	12.5	12.5	12.5
<b>A<sub>min</sub><sup>comp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.68	3.54	3.12	1.96
<b>N<sup>barre</sup> en Z. C</b>	6HA8	10HA8	10HA8	6HA8
<b>A<sub>z.compr</sub></b>	3.02	5.03	5.03	3.02
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	-2.02	-1.79	-1.43	-1.11
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.4	0.4	0.4	0.4
<b>N<sup>barre</sup> /face</b>	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<b>A<sub>h</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.01	2.01	2.01	2.01

Tableau V.30 : Ferrailage du voile  $V_{Y1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	E.S, RDC, 1er	2, 3, 4	5, 6	7, 8, 9
<b>Section</b>	0.2*4.1	0.2*4.1	0.2*4.1	0.2*4.1
<b>Type de section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>N(KN)</b>	-583,94	-123,59	1584.53	1063.43
<b>M(KN.m)</b>	-108.38	-680,88	1276.69	829.66
<b>V(KN)</b>	664.74	560.66	439.25	352.76
<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	1.26	1.06	0.83	0.67
<b><math>\bar{\tau}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A<sub>cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	7.6	6.64	-12.32	-8.87
<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	12.3	12.3	12.3	12.3
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1.49	1.8	0.80	0.75
<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	1.11	0.51	2.5	2.55
<b>A<sub>min</sub><sup>tendu</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	5.97	7.18	1.25	1.02
<b>N<sup>barre</sup> en Z. T</b>	18HA8	20HA8	12HA8	12HA8
<b>A<sub>z.tendu</sub></b>	9.05	10.05	6.03	6.03
<b>St (cm)</b>	25	25	25	25
<b>St (cm) sur l/10</b>	12.5	12.5	12.5	12.5
<b>A<sub>min</sub><sup>comp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.23	1.02	6.95	7.18
<b>N<sup>barre</sup> en Z. C</b>	8HA8	4HA8	20HA8	20HA8
<b>A<sub>z.compr</sub></b>	4.02	2.01	10.05	10.05
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.4	1.17	0.92	0.74
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.4	0.4	0.4	0.4
<b>N<sup>barre</sup> /face</b>	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<b>A<sub>h</sub><sup>adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.01	2.01	2.01	2.01

Tableau V.31 : Ferrailage du voile  $V_{Y2}$  dans tous les niveaux.

Niveau	E.S, RDC, 1er	2, 3, 4	5, 6	7, 8, 9
<b>Section</b>	0.2*4.1	0.2*4.1	0.2*4.1	0.2*4.1
<b>Type de section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>N(KN)</b>	-696.38	-38.56	1270,31	1395.52
<b>M(KN.m)</b>	-121.89	-671.21	-1222,21	394.27
<b>V(KN)</b>	-690.54	-619.35	-513,78	-426.53
<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	1.31	1.17	0.97	0.81
<b><math>\bar{\tau}</math>(MPa)</b>	5	5	5	5
<b>A<sub>cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	9.09	5.35	-8.63	-16.68
<b>A<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	12.3	12.3	12.3	12.3
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1.52	1.97	0.59	1.2
<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	1.05	0.16	2.91	1.7
<b>A<sub>min</sub><sup>tendu</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.1	7.88	2.38	4.81
<b>N<sup>barre</sup> en Z. T</b>	18HA8	20HA8	12HA8	14HA8
<b>A<sub>z.tendu</sub></b>	9.05	10.05	6.03	7.04

<b>St (cm)</b>	25	25	20	20
<b>St (cm) sur l/10</b>	12.5	12.5	10	10
<b><math>A_{min}^{comp}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.1	0.32	5.82	3.39
<b>N<sup>barre</sup> en Z. C</b>	8HA8	4HA8	20HA8	16HA8
<b><math>A_{z.compr}</math></b>	4.02	2.01	10.05	8.04
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.64	1.47	1.22	1.01
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.4	0.4	0.4	0.4
<b>N<sup>barre</sup> /face</b>	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.01	2.01	2.01	2.01

### Schéma de ferrailage

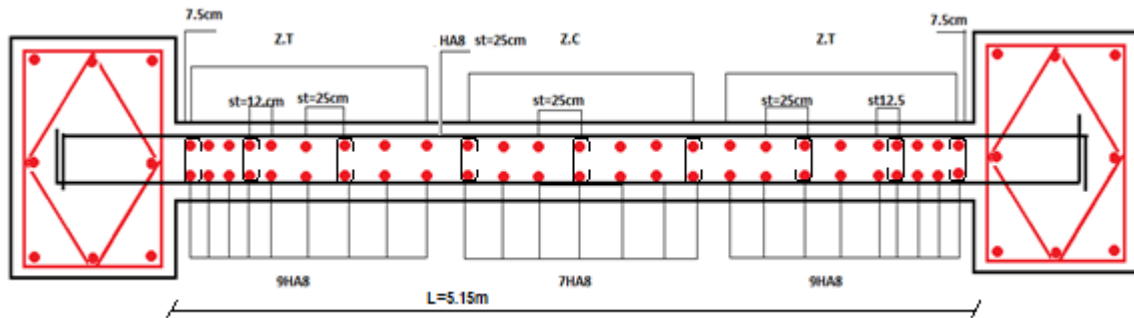


Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile Vx1 (niveau RDC).



# Chapitre VI

## Etude

### de l'infrastructure

# Etude De L'infrastructure

## VI.1 : Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Il s'agit dans ce chapitre de déterminer les dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

## VI.2 : Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8 * G \mp E \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Art.10.1.4.1)}$$
$$1.35G + 1.5Q \quad \text{BAEL91/99(Art B.9.2)}$$

### Remarque :

Le dimensionnement se fait à L'ELS avec la contrainte admissible du sol, obtenue à L'ELS, ou bien, à L'ELU mais en majorant la contrainte du sol par le Coefficient 3/2 .

D'une manière générale la surface totale des fondations doit satisfaire la condition :

$$\frac{N}{S_f} \leq \sigma_{sol}$$

avec :

N : l'effort total à la base du bâtiment.

$S_f$  : surface d'appui sur le sol

$\sigma_{sol}$  : La capacité portante du sol

$$\frac{50505}{S_f} \leq 200$$

$$S_f \geq \frac{50505}{200} = 252.525 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_f}{S_b} = \frac{252.525}{407.6} = 62\%$$

On constate que la surface de la fondation dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, Il s'agira de semelles filantes ou d'un radier général. Le dimensionnement des semelles filantes a abouti à des largeurs qui conduisent à des chevauchements entre les semelles vues que nous avons des entre-axes à 2.05m. Nous optons donc pour un radier général.

### VI.3 : Radier général

#### VI.3.1 : Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

##### 1. Conditions de coffrage

- L'épaisseur  $h_r$  de la dalle du radier est déduite de la condition :

$$h_r \geq \frac{l}{20}$$

$l$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $l = 5.3m$ )

- L'épaisseur  $h_t$  des nervures du radier est calculée à partir de la condition :

$$h_t \geq \frac{l}{10}$$

$l$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $l = 5.3m$ )

$$h_r \geq \frac{l}{20} = \frac{530}{20} = 26.5cm \rightarrow h_r = 30cm \dots \dots \dots (1)$$

$$h_t \geq \frac{l}{10} = \frac{530}{10} = 53cm \rightarrow h_t = 55cm \dots \dots \dots (2)$$

##### 2. Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} * l_e$$

$$l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

$l_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $K=4*10^4 \text{KN/m}^3$  (sol moyen).

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E=3.216*10^7 \text{KN/m}^2$

$b$  : largeur de la semelle.

$$I = \frac{b*ht^3}{12}, \text{ inertie de la semelle}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{\max}^4 \cdot K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 5.3^4 \cdot 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \cdot 3.216 \cdot 10^7}} = 78.5 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

Donc,  $h_t \geq 78.5 \text{ cm}$

A partir des deux conditions (2) et (3) on prend :

La hauteur de la nervure  $h_t = 80 \text{ cm}$

### 3. La largeur de la nervure

$$0.3 \cdot h_t < b < 0.7 \cdot h_t$$

Soit  $b = 50 \text{ cm}$

### 4. Calcul de la surface du radier

on a  $N = 50505 \text{ KN}$

$$N' = N + P_{\text{radier}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{fiche pot}}$$

$$P_{\text{radier}} = 25 \cdot 0.30 \cdot 402.5 = 3018.75 \text{ KN}$$

$$P_{\text{nervure}} = 25 \cdot 0.5 \cdot (0.8 - 0.3) \cdot 201.37 = 1258.56 \text{ KN}$$

$$P_{\text{fiche pot}} = 25 \cdot 0.5 \cdot 0.5 \cdot 1.5 \cdot 36 = 337.5 \text{ KN}$$

$$N' = 55119.81 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N'}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{55119.81}{200} = 275.6 \text{ m}^2$$

Donc aucun débord n'est nécessaire

on prend  $s_{\text{rad}} = s_{\text{bat}} = 407.6 \text{ m}^2$

### 5. Condition de non cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 h_r = 0.27 \text{ m}$$

$$v_{\text{max}} = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2 \times S} = \frac{69.709 \times 5.30}{2 \times 407.6} = 0.453 \text{ MN}$$

$$d = \frac{v_{\text{max}}}{b \times \tau_u} \rightarrow d \geq \frac{0.453}{1 \times 1.17} = 0.387 \text{ m} \rightarrow d = 0.4 \text{ m}$$

$$\text{D'où } h_r = 45 \text{ cm} \dots \dots (4)$$

A partir des deux conditions (1) et (4) on prend  $h_r = 45 \text{ cm}$

Donc :

Hauteur des nervures :  $h_t = 80 \text{ cm}$

Largeur des nervures :  $b = 50 \text{ cm}$

Hauteur de la table de la nervure :  $h_r = 45 \text{ cm}$

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$

La surface du radier  $S_{\text{rad}} = 407.6 \text{ m}^2$

## VI.3.2 : Vérification nécessaires

### 1. Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant du au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme, on est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma = \frac{N}{s_{rad}} \pm \frac{M_x \times y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 9228.8 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 12.74 \text{ m}; \quad I_y = 20628.9 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 8.15 \text{ m}$$

#### • Sens X-X

$$\text{Données : } N = 50.505 \text{ MN}; \quad M_x = 32.828 \text{ MN.m}; \quad I_{xG} = 9228.8 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{s_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{50.505}{407.6} + \frac{32.828}{9228.8} \times 8.15 = 0.153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{s_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{50.505}{407.6} - \frac{32.828}{9228.8} \times 8.15 = 0.095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.153 + 0.095}{4} = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

#### • Sens Y-Y

$$\text{Données : } N = 50.505 \text{ MN}; \quad M_x = 30.303 \text{ MN.m}; \quad I_{xG} = 20628.9 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{s_{rad}} + \frac{M_x \times X_G}{I_{yG}} = \frac{50.505}{407.6} + \frac{30.303}{20628.9} \times 12.74 = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{s_{rad}} - \frac{M_x \times X_G}{I_{yG}} = \frac{50.505}{407.6} - \frac{30.303}{20628.9} \times 12.74 = 0.105 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.143 + 0.105}{4} = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

### 2. Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : effort normal de calcul à l'ELU

$h_t$  : hauteur total de la dalle du radier

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

### Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50\*50) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c=2*(A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.5 + 0.8 = 1.3m \\ B = b + h_t = 0.5 + 0.8 = 1.3m \end{cases} \rightarrow U_c = 5.2m$$

$$N_d = 2.846 MN \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.12MN$$

La condition est vérifiée, pas de risque de poinçonnement.

### 3. Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1.15$  (Coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  (poids volumique de l'eau)
- $S_{rad} = 407.6 \text{ m}^2$  (Surface du radier)
- $H=4 \text{ m}$  (hauteur de la partie ancrée du bâtiment)

$$N = 50505 \text{ kN} > 1.15 \times 4 \times 407.6 \times 10 = 18749.6 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée}$$

### 4. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99/V2003 (Art 10.1.5), on doit vérifier que  $e=M/N \leq B/4$

#### • Sens X-X

$$e = \frac{32.828}{55.505} = 0.59 \text{ m} \leq \frac{26.85}{4} = 6.71 \text{ m}$$

#### • Sens Y-Y

$$e = \frac{30.303}{55.505} = 0.55 \text{ m} \leq \frac{19.01}{4} = 6.71 \text{ m}$$

Les conditions sont vérifiées, pas de renversement.

### VI.3.3 : Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier

#### 1. Calcul des sollicitations

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}}$$

$N_u$  : l'effort normal ultime donné par la structure à l'ELU

$$N_u^{cal} = N + (P_{radier} + P_{fiche\ pot}) * 1.35$$

$$N_u^{cal} = 69709 + 1.35 * (3018.75 + 337.5)$$

$$N_u^{cal} = 74239.9 \text{Kn}$$

$$Q_U = \frac{74239.9}{407.6} = 182.14 \text{kn/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :  $l_x=4.26\text{m}$  ;  $l_y=4.7\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.26}{4.7} = 0.91 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * Q_U * l_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y * M_{ox} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 147.75 \text{kn.m} \\ M_{oy} = 118.73 \text{kn.m} \end{cases}$$

## 2. Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 125.58 \text{kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 89.05 \text{KN.m}$$

$$M_{ox} = M_{ay} = -0.3 M_{ox} = -44.33 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b * h) = (1 * 0.45) \text{m}^2$

Tableau VI.1 : Section d'armatures du radier.

Position		$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )/ml	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )/ml	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )/ml	Nombre des barres	St (cm)
travée	X-X	125.58	9.29	3.76	10.78	7HA14	15
	Y-Y	89.05	6.53	3.6	7.70	5HA14	20
Appui		-44.33	3.21	5.75	6.79	6HA12	17

## 3. Condition de non fragilité

On a  $e=45\text{cm} > 12\text{ cm}$  et  $\rho = 0.72 > 0.4$

$$A_{minx} = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_r = 3.76 \text{cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 * b * h_r = 3.6 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 5.75 \text{cm}^2$$

## 4. Vérification a l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s$  : l'effort normal de service donné par la structure

$$N_s^{cal} = 55119.8 \text{KN}$$

$$Q_s = 132.14 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} ; \begin{cases} M_{ox} = 124.22 \\ M_{oy} = 107.39 \end{cases}$$

## 5. Les moments corrigés

$$M_{tx} = 105.58 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 80.54 \text{KN.m}$$

$$M_{ox} = M_{oy} = -37.27 \text{KN.m}$$

## 6. Vérification des contraintes

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à L'ELS.

Position		Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
travée	X-X	105.58	4.61	41027	10.27 < 15	Vérifiée	266.81 < 201.63	N. vérifiée
	Y-Y	80.54	8.52	135075	5.08 < 15	Vérifiée	281.28 < 201.63	N. vérifiée
Appui		-37.27	8.01	121357	2.21 < 15	Vérifiée	147.09 < 201.63	Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à L'ELS.

Les résultants sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 : Section d'armatures du radier à L'ELS.

Position		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-2</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ Cm <sup>2</sup> /ml	Nombre de barre	St (cm)
Travée	X-X	105.58	0.328	0.24	14.24	15.71	5HA20	20
	Y-Y	80.54	0.249	0.21	10.75	12.32	6HA16	16

## 7. Schéma de ferrailage du radier (figure VI.1)

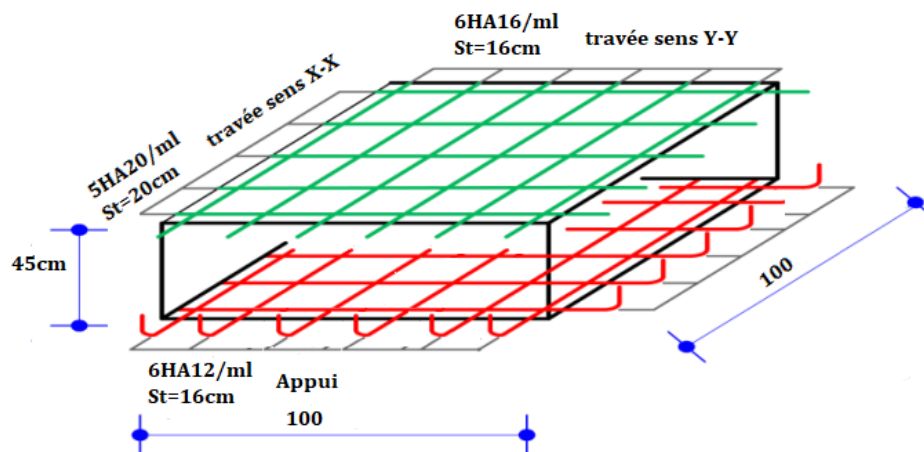


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage du radier

## VI.4 : Etude des nervures

### VI.4.1 : Définition des charges qui revient sur les nervure

Les nervure servent d'appui pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de rupture comme indiqué sur la figure ci-après :



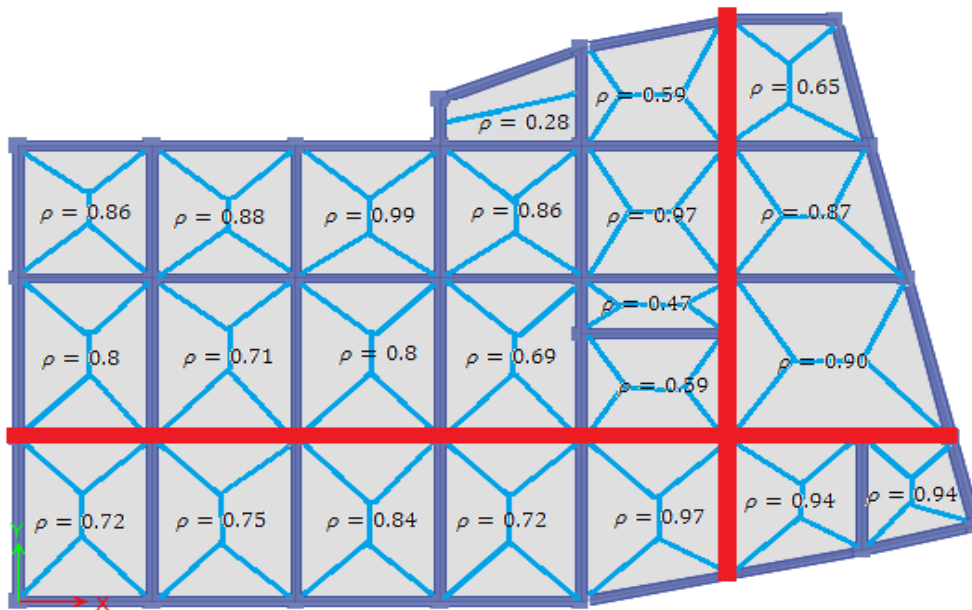


Figure VI.2 : Schéma de ligne de rupture du radier.

Afin de simplifier le calcul, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

### 1. Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{p}{2} * \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$  : dans le cas de plusieurs charge triangulaires sur la même travée

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} * p * l_x \\ q_v = \frac{1}{2} * p * l_x \end{cases}$  : dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

#### Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour les poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

### 2. Charge trapézoïdales

$$q_m = \frac{\rho}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{\rho}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

$q_m$  : charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

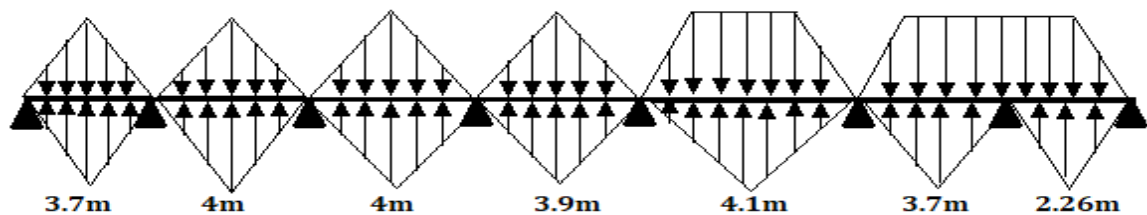
$P$  : charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

### 3. Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervure.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot pour le sens Y-Y et pour le sens X-X.

#### • Sens X-X



#### • Sens Y-Y

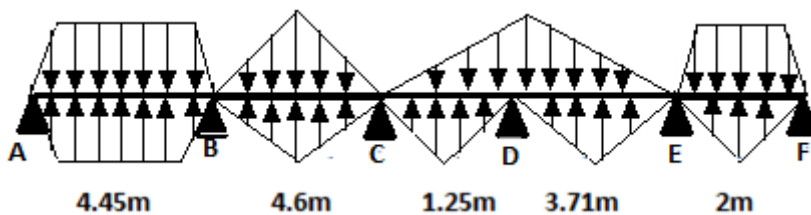


Figure VI.3 : Répartition des charges sur les nervures les plus sollicitées.

### VI.4.2 : Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

$$\text{ELU} : P_u = 182.14 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{ELS} : P_s = 132.14 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableau suivants :

Tableau VI.4 : Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
$q_m^u$ (KN/m)	388.56	424.99	424.99	412.85	399.69	407.01	227.76
$q_m^s$ (KN/m)	281.89	308.33	308.33	299.52	289.97	348.62	186.52
$q_v^u$ (KN/m)	291.42	318.74	318.74	309.64	308.39	280.75	175.81
$q_v^s$ (KN/m)	211.42	231.24	231.24	224.64	223.73	203.68	127.33

Tableau VI.5 : Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
$q_m^u$ (KN/m)	430.27	497.85	91.07	420.14	208.44
$q_m^s$ (KN/m)	312.15	361.18	78.57	306.28	151.22
$q_v^u$ (KN/m)	375.91	373.39	68.30	315.11	160.51
$q_v^s$ (KN/m)	272.72	135.44	49.55	228.60	154.16

## Calcul des sollicitations

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

### • Sens X-X

Tableau VI.6 : Sollicitations sur la nervure la plus défavorable dans le sens X-X.

Travée		$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g^u$ (KN)	$V_d^u$ (KN)
AB	ELU	0	-573.023	1.45	409.28	563.97	-873.71
	ELS	0	-415.719		296.92		
BC	ELU	-573.023	-511.988	2.04	307.75	-873.71	854.82
	ELS	-415.719	-371.447		223.28		
CD	ELU	-511.988	-492.645	2.01	347.69	854.82	-845.14
	ELS	-371.447	-357.412		252.25		
DE	ELU	-492.645	-489.759	1.95	293.73	-845.14	825.42
	ELS	-357.412	-355.315		213.09		
EF	ELU	-489.759	-464.925	2.07	362.55	825.42	-813.31
	ELS	-355.315	-363.378		249.89		
FG	ELU	-464.925	-297.151	1.96	317.98	-813.31	-707.62
	ELS	-363.378	-252.293		289.93		
GH	ELU	-297.151	0	1.71	34.79	-707.62	-125.89
	ELS	-252.293	0		26.30		

### • Sens Y-Y

Tableau VI.7 : Sollicitations sur la nervure la plus défavorable dans le sens Y-Y.

Travée		$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g^u$ (KN)	$V_d^u$ (KN)
AB	ELU	0	-907.70	1.75	659.55	753.37	1206.29
	ELS	0	-658.52		478.49		
BC	ELU	-907.70	-625.99	2.42	53.73	1206.29	-1083.81
	ELS	-658.52	-454.46		41.56		
CD	ELU	-625.99	-328.38	3.24	-147.99	-1083.81	787.11
	ELS	-454.46	-239.75		-151.27		
DE	ELU	-328.38	-299.62	1.87	408.93	787.11	-771.61
	ELS	-239.75	-218.28		297.99		
EF	ELU	-299.62	0	1.72	8.25	-771.61	-58.63
	ELS	-218.28	0		5.85		

Tableau VI.8 : Sollicitation maximal sur les nervures.

Sens	Localisation	$M_{max}$ (Kn. m)		$V_{max}^u$ (kn)
		ELU	ELS	
X-X	Travée	409.28	296.92	-873.71
	Appui	-573.023	-415.719	
Y-Y	Travée	659.55	478.49	1206.29
	Appui	-907.70	-658.52	

### VI.4.3 : Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversé.

#### 1. Détermination de la largeur b selon les deux sens :

$$\text{Donnés : } \begin{cases} h = 0.8 \text{ m} ; h_0 = 0.45 \text{ m} \\ b_0 = 0.5 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

### • Sens X-X :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{Lx}{2}; \frac{Ly \text{ min}}{10} \right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1. 3)}$$

$$\frac{b - 0.5}{2} \leq \min \left( \frac{3.6}{2}; \frac{0.75}{10} \right) = 0.075 \text{ m .}$$

$$\frac{b - 0.5}{2} \leq 0.075 \text{ m}$$

$$b \leq 0.65 \text{ m}$$

**Donc : b = 0.6 m.**

• **Sens-Y-Y :**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{Ly}{2}; \frac{Lx \text{ min}}{10} \right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1. 3)}$$

$$\frac{b - 0.5}{2} \leq \min \left( \frac{4.1}{2}; \frac{1.76}{10} \right) = 0.176 \text{ m .}$$

$$\frac{b - 0.5}{2} \leq 0.176 \text{ m}$$

$$b \leq 0.85 \text{ m}$$

**Donc b = 0.8m**

$$\text{on a } M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * \left( d - \frac{h_0}{2} \right) > M_u$$

pour cela le calcul ce fait pour une section (b \* h).

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après

**Tableau VI.9 :** Calcul de ferrailage.

Localisation		$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barre
X-X	Travée	409.28	16.43	5.43	18.85	6HA20
	Appuis	-573.023	23.47		25.13	8HA20
Y-Y	Travée	659.55	26.74	7.25	29.45	6HA25
	Appuis	-907.70	37.67		39.27	8HA25

**2. Vérification des efforts tranchants à l'ELU :**

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \tau_{adm} \quad \text{Avec : } \tau_{adm} < \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{F.N}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens X - X} : \tau_u = \frac{0.87371}{0.6 * 0.75} = 1.94 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée} \\ \text{sens Y - Y} : \tau_u = \frac{1.20629}{0.8 * 0.75} = 1.71 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{verifiée} \end{array} \right.$$

**3. Vérification de la jonction de table nervure :**

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{Vu \times \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{b \times d} \leq \tau_{adm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } X - X : \tau_u = \frac{0.87371 \left( \frac{0.6 - 0.5}{2} \right)}{0.6 * 0.75} = 0.10 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{verifiée} \\ \text{sens } Y - Y : \tau_u = \frac{1.20629 \left( \frac{0.8 - 0.5}{2} \right)}{0.8 * 0.75} = 0.30 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{verifiée} \end{array} \right.$$

**Tableau VI.10** : Vérification des contraintes à l'ELS.

Position		$M_{ser}$ (KN.m)	Y (m)	I (m4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	296.92	0.27	0.0148	$5.49 \leq 15$	Vérifier	$233.11 \leq 201.63$	N. vérifiée
	Appui	-415.72	0.31	0.0195	$6.76 \leq 15$	Vérifier	$264.86 \leq 201.63$	N. vérifiée
Y-Y	Travée	478.49	0.19	0.0106	$8.84 \leq 15$	Vérifier	$242.23 \leq 201.63$	N. vérifiée
	Appui	-658.52	0.22	0.0127	$11.2 \leq 15$	Vérifier	$253.66 \leq 201.63$	N. vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

**Tableau VI.11** : Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	Choix de barres
X-X	Travée	296.92	2.61	0.217	21.17	22.87	6HA20+2HA16
	Appuis	-415.72	3.66	0.257	30.7	32.2	4HA25+4HA20
Y-Y	Travée	478.49	4.21	0.276	34.85	35.73	6HA25+2HA20
	Appuis	-658.52	5.80	0.323	48.8	51.8	4HA32+4HA25

#### VI.4.4 : Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[ \left( \frac{h_t}{35} \right); \left( \frac{b_0}{10} \right); \phi_l^{min} \right] = [ 22.85 \text{ mm}, 50 \text{ mm}, 16 \text{ mm} ]$$

alors,  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$A_t = 6 \text{ HA}10 = 7.41 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ 2) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 148.2 \text{ cm} \\ 3) St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}] \times b_0} \leq 36.15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

#### VI.4.5 : Armature de peau

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

$$A_p = 3 * 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_p = 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

## Schéma ferrailage de la nervure (Figure VI.4)

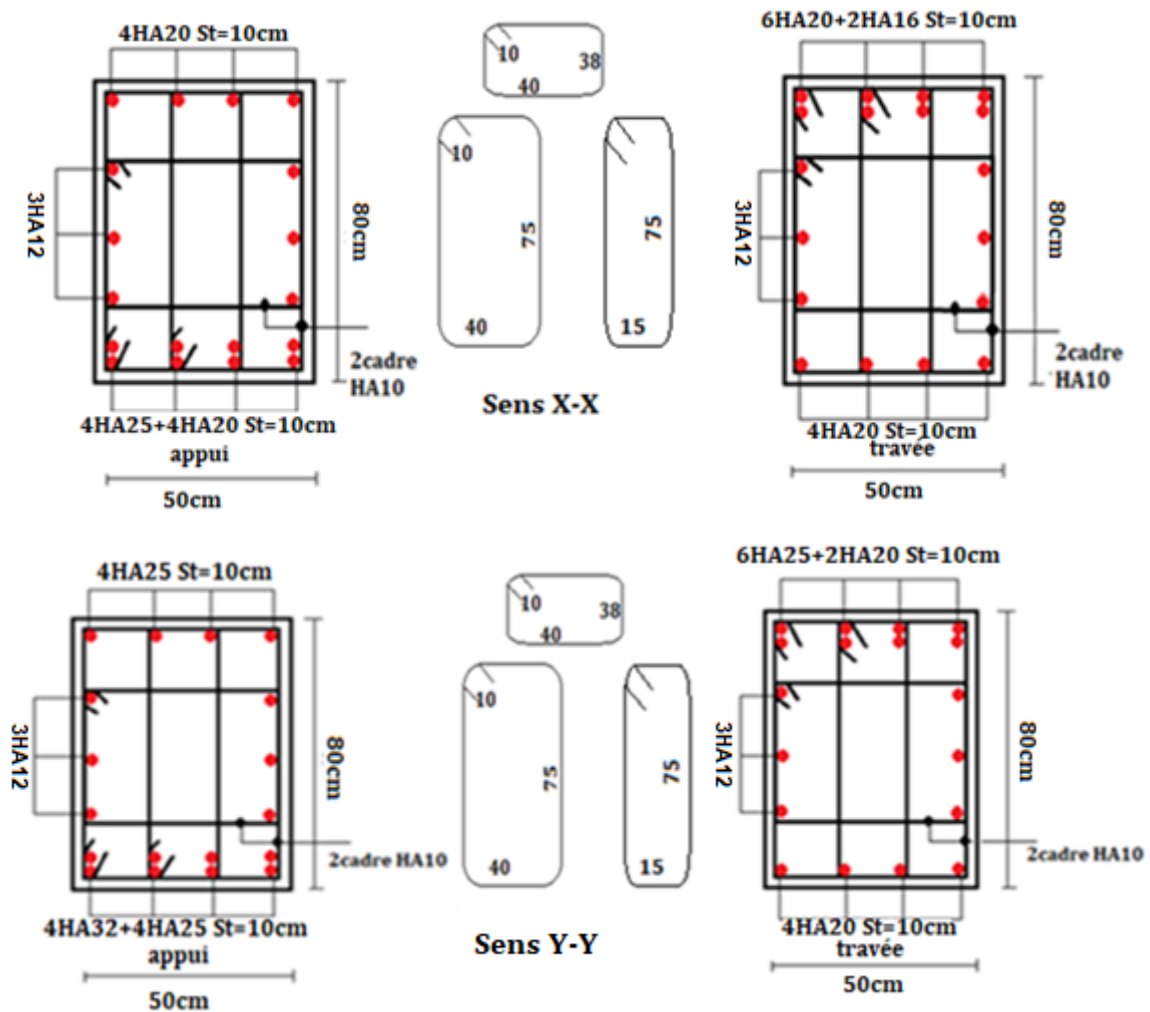


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la nervure.

## VI.5 : Etude du voile périphérique

### VI.5.1 : Introduction

Selon le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### • Caractéristiques des voiles

- Hauteur :  $h = 2.38 \text{ m}$ .
- Epaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .
- Longueur entre nus d'appui :  $l = 4.7 \text{ m}$
- L'ancrage  $D = 4 \text{ m}$

#### • Caractéristiques du sol

- Poids spécifique saturé :  $\gamma_{\text{sat}} = 20.9 \text{ KN/m}^3$
- Poids spécifique :  $\gamma_h = 10.9 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 19.26^\circ$
- Cohésion :  $C = 1.23 \text{ bars}$ .

### VI.5.2 : Evaluation des charges et surcharges

#### 1. La poussée des terres :

Le voile de soutènement adossé au bâtiment est en équilibre limite sans déplacement conséquent, on prend donc un coefficient de poussée au repos ce qui nous confère des effets prépondérants.

$$G = (1 - \sin(\varphi)) * h * \gamma_h$$

$$G = (1 - \sin 19.26) * 2.38 * 10.9$$

$$G = 17.38 \text{ KN/m}^2$$

#### 2. Surcharge accidentelle :

Au vu du plan la mass annexé au plan e notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendre on prévoit le calcul notre mur ne tenant compte d'une surcharge.

$$\text{On a : } q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times (1 - \sin \varphi) \rightarrow Q = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

### VI.5.3 : Ferrailage du voile

Le voile périphérique est composé de deux panneaux comme le montre la (figure VI.5). et qui sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

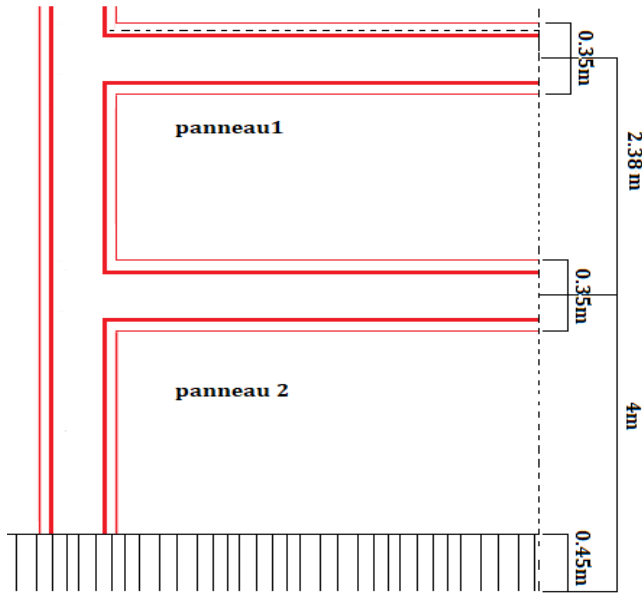


Figure VI.5 : Les différents panneaux du voiles périphériques.

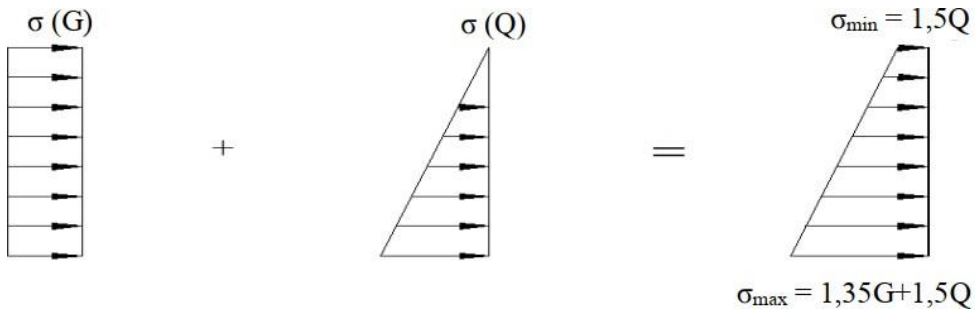


Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le voile.

### Le premier panneau

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 10.05(KN)/m^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 33.51KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} KN/m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 ml = 27.65KN/ml$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques :

$$\begin{cases} l_x = 2.03 m \\ l_y = 4.70 m \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} b = 1 m \\ e = 20cm \end{cases}$$

$$\rho = \frac{2.03}{4.70} = 0,43 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 12.10 \\ M_{oy} = 3.025 \end{cases} KN.m$$

### • Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0.85M_{ox} = 10.28KN.m$$

$$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 2.26KN.m$$

$$M_a = M_b = -0.5M_{ox}$$



$$M_a = -6.05KN$$

Les sections d'armature sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

$$A_{min} = 0.1\%(b * h) \dots\dots\dots RPA99/V2003 (art.10.1.2)$$

**Tableau VI.12 :** Ferrailage des voiles périphériques a l'ELU.

Localisation		$M_u$ (kn. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
travée	X-X	10.28	0.032	0.041	0.1475	2.01	2	5HA10=3.93
	Y-Y	2.26	0.007	0.009	0.1495	0.43	2	5HA10=3.93
Appui		6.05	0.018	0.024	0.1486	1.17	2	5HA10=3.93

• **Espacement**

$$sens X - X : St \leq \min (2e ; 25 cm) \rightarrow St = 20 cm$$

$$sens Y - Y : St \leq \min (2e ; 25 cm) \rightarrow St = 20 cm$$

**VI.5.4 : Vérification a L'ELU**

**3. Effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 27.12 KN$$

$$V_y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 2.18KN$$

$$\tau_u = 0.19MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.17MPa$$

**4. Vérification a l'ELS**

$$\sigma_{min} = Q = 6.7 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 24.08KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 19.73KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 ml = 19.73KN/ml$$

$$\rho = \frac{2.03}{4.70} = 0.43 > 0,4 \text{ Ce qui donne :}$$

$$\begin{cases} \mu_X = 0.1087 \\ \mu_Y = 0.3077 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 8.84 \\ M_{oy} = 2.72 \end{cases} KN.m$$

**5. Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0.85M_{ox} = 7.51KN.m$$

$$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 2.04KN.m$$

$$M_a = M_b = -0.5M_{ox}$$

$$M_a = -4.42 \text{ KN.m}$$

## 6. Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} * Y) / I \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (kn.m)	$Y$ (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	$\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	7.51	3.65	9215	2.98 < 15	Vérifier	138.7 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	2.04	3.65	9215	0.92 < 15	Vérifier	42.79 < 201.63	Vérifiée
Appui		4.42	3.65	9215	1.75 < 15	Vérifier	81.59 < 201.63	Vérifiée

Le 2<sup>ème</sup> panneau : tous les calculs seront résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Calcul et vérifications nécessaires de 2<sup>ème</sup> panneau.

Calcul de sollicitation											
La pousse des terre $KN/m^2$		$q$ KN/ml		Sens	$M_0$ KN.m		$M_t$ KN.m		$M_a$ KN.m		$V$ kn
G	Q	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
29.2	6.7	39.6	28.6	X-X	29.7	23.4	25.2	19.9	14.8	11.7	53.1
				Y-Y	13.7	14.2	10.29	10.7			22.9
Ferrailage a l'ELU											
Localisation		$M_u$ Kn.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ m	$A_{cal}$ $cm^2$	$A_{min}$ $cm^2$	$A_{adp}$ $cm^2$		St cm	
travée	X-X	25.81	0.08	0.103	0.144	5.04	2	5HA12=5.56			
	Y-Y	12.01	0.037	0.032	0.147	2.34	2	5HA10=3.93			
Appui		15.18	0.047	0.061	0.146	2.98	2	5HA20=3.93			
Vérifications nécessaires											
$V$ kn	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Obs	$M_s$ Kn.m	$Y$ (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	$\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs		
53.1	0.38	1.25	Vérifiée	19.9	3.65	9215	7.90 < 15	367 > 201.6	N.vérifiée		
				11.9	3.65	9215	2.82 < 15	220 > 201.6	N.vérifiée		
				12.1	3.65	9215	4.8 < 15	223 > 201.6	N.vérifiée		
Ferrailage a l'ELS											
Localisation		$M_s$ Kn.m	$\beta * (10^{-3})$	$\alpha$	$A_{cal}$ $cm^2$	$A_{adp}$ $cm^2$	Espacement cm				
Travée	X-X	19.9	4.54	0.286	7.53	5HA14=7.70	20				
	Y-Y	11.9	2.62	0.217	4.24	5HA12=5.56					
Appui		12.1	2.66	0.219	4.32	5HA12=5.56					

## 7. Schéma ferrailage du voile périphérique

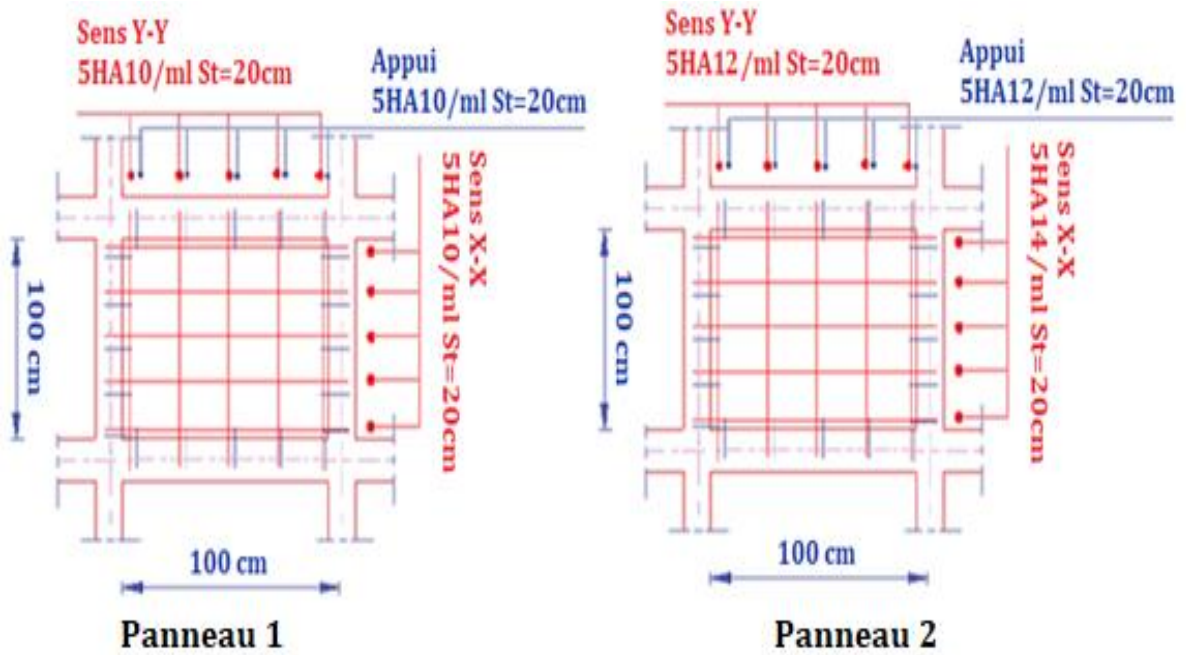


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

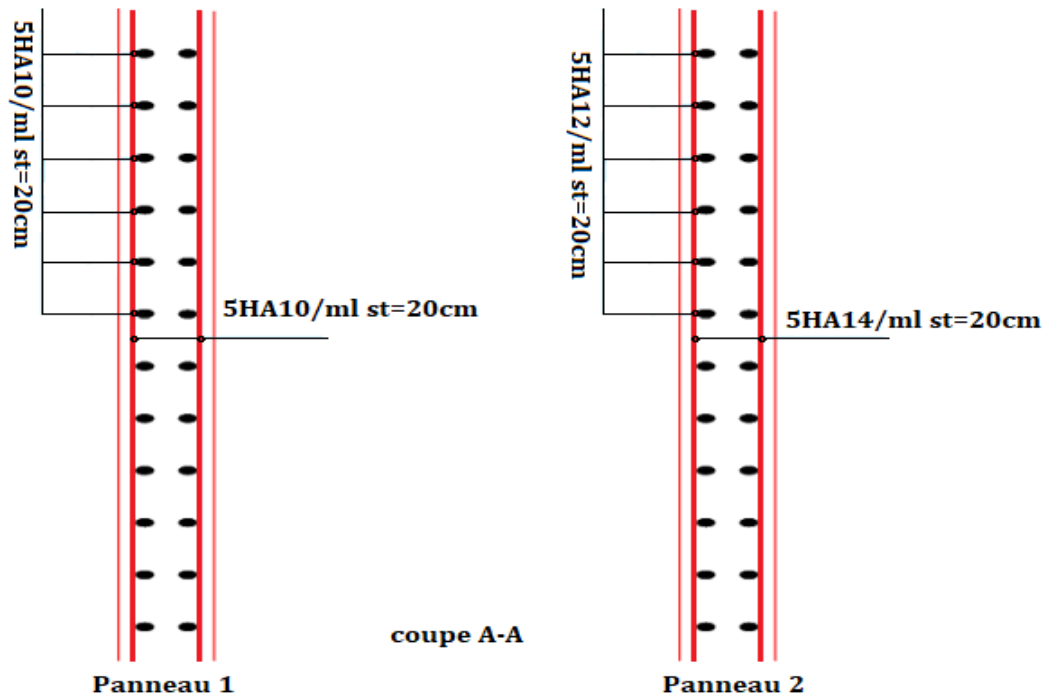


Figure VI. 8: Coupe longitudinale des voiles périphérique.

# Conclusion Générale

---

## Conclusion général

Ce projet de fin d'étude, nous a permis à mettre en application toutes nos connaissances et d'utiliser des méthodes qu'on n'a pas eu la chance d'étudier pendant notre cursus universitaire. Ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir :

« BAEL91/99 », « RPA99/version2003 » ainsi que les différents documents techniques et certaines méthodes.

Autre que le calcul manuel, qui s'avère long, nous avons pu dans cette étude démontrée les grandes étapes de la modélisation avec le logiciel **ETABS2016**. Un logiciel qui nous a permis de savoir le comportement, le mouvement de la structure et La période, les modes, le moment, les contraintes...etc. Et le ferrailage. Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Enfin nous souhaitons que notre travail soit utile et sera un support pour les promotions à venir.

# Bibliographie

---

## Bibliographie

### • **REGLEMENT**

- ✓ *Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003*
- ✓ *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93*
- ✓ *DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.*
- ✓ *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91*
- ✓ *DTD B.C.2.2.33.1 « Règle de calcul des fondations superficielles ».*

### • **COURS**

- ✓ *Béton armé.*
- ✓ *Recherche globale sur internet.*
- ✓ *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes*
- ✓ *Cour et TD des années de spécialité.*

### • **LOGICIELS**

- ✓ *Logiciel **ETABS version 16.2.1***
- ✓ *EXCEL*
- ✓ *WORD*
- ✓ *AUTO CAD.*

# Annexes



## Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR  
CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## Annexe 2

### Valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 0.8$

	u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		<b>Valeur de M1</b>	<b>0.0</b>	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089
<b>0.1</b>	0.320		0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
<b>0.2</b>	0.257		0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
<b>0.3</b>	0.225		0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
<b>0.4</b>	0.203		0.161	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
<b>0.5</b>	0.184		0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
<b>0.6</b>	0.167		0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.051
<b>0.7</b>	0.150		0.157	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
<b>0.8</b>	0.135		0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.059	0.053
<b>0.9</b>	0.124		0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
<b>1.0</b>	0.113		0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
<b>Valeur de M2</b>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.068	0.082	0.075	0.068	0.061
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.077	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.058	0.058
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

**NOTE :** Pour avoir les valeurs de M2 ; il suffit de permuter U et V

---

### Annexe 3

#### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N  
armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

---

---

## Annexe 4

### Rapport De Sol

#### -CONCLUSION :


Le site objet de notre étude est destiné la **REALISATION DE 180 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+9 AVEC COMMERCE, SERVICE, ET PARKING A L'ENTRESOL AU LIEU DIT LEKHMIS A COTE LOCAL MOB-LA ZONE DE BEJAIA WILAYA DE BEJAIA.**

D'après les résultats des sondages pénétrometriques, les sondages carottés, sondage pressiométriques ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **D=04.00** de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible **Qadm=2.00bars** ;
2. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement des :  
Argile marneuse marron en surface ;  
Marne grise en profondeur.
3. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :  
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 2.09t/m^3 \\ C_{uu} = 1.233bars \\ \phi_{uu} = 19.26^\circ \end{array} \right.$$
4. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
5. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales ;
6. Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique. calculé selon la formule suivant les Règles Parasismique Algériennes (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 25), la classification du site est :**S2**-site Ferme ;
7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaia** est classée en zone de sismicité moyenne **Ila**. D'où, il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armées ;

Laboratoire Eurl LTPS  
LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE LA SOUS-REGION DE BEJAIA  
4 Chemins Ciro Béjaia  
RC n° 09030188703014

Gérant  
AZAR ABDESLAM



---

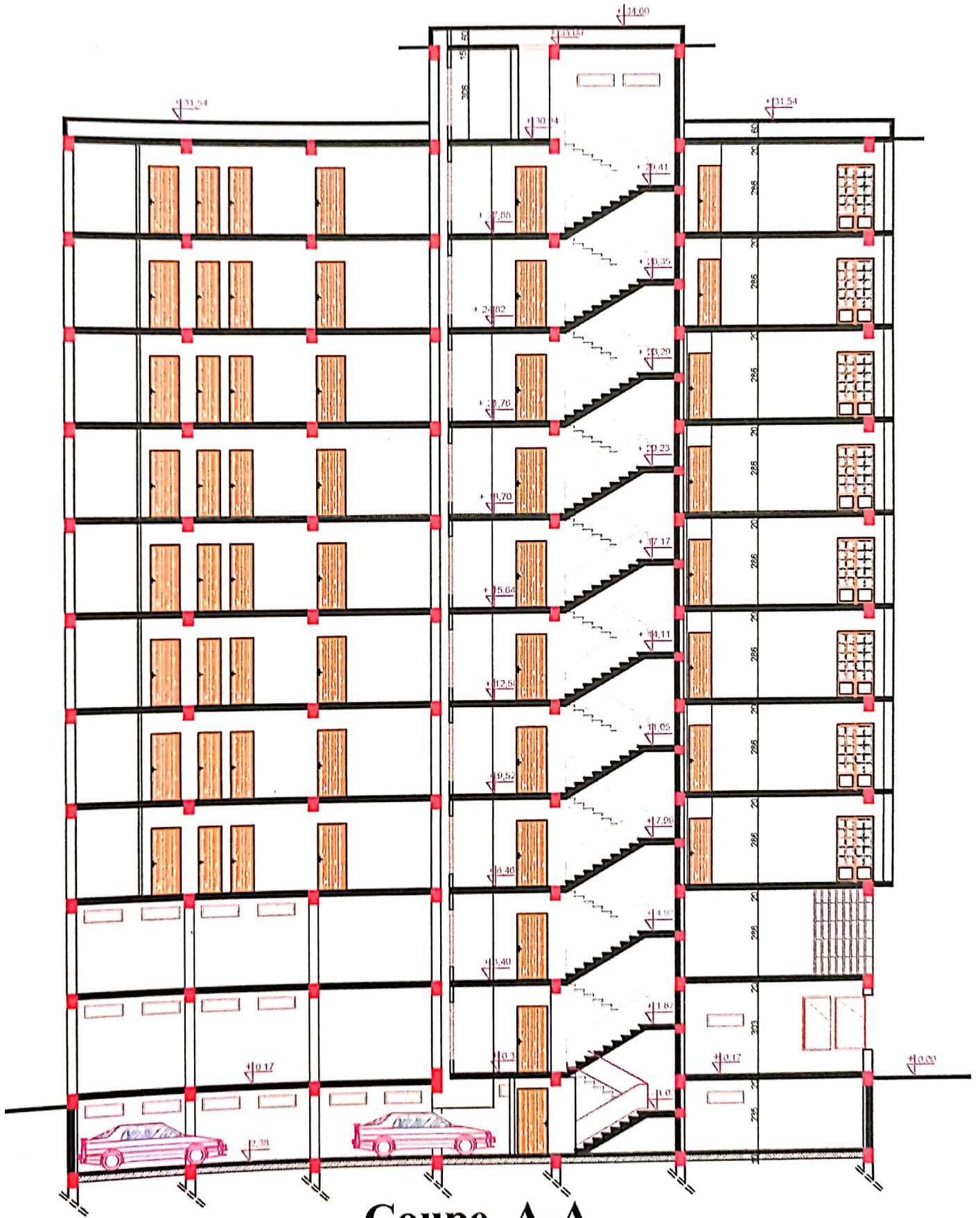
## **Annexe 5**

### Plans de la structure





**Facade principale**



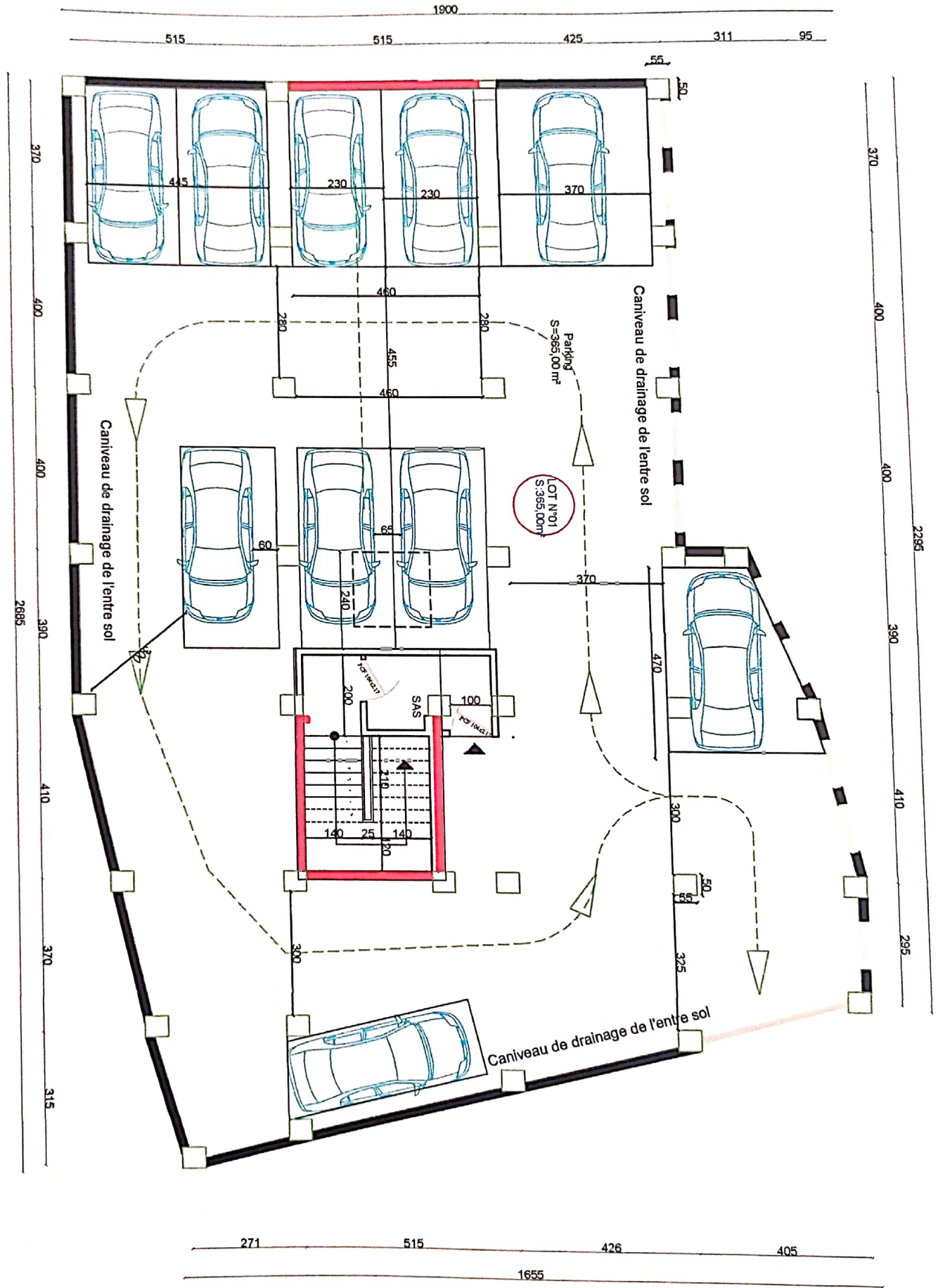
**Coupe A-A**

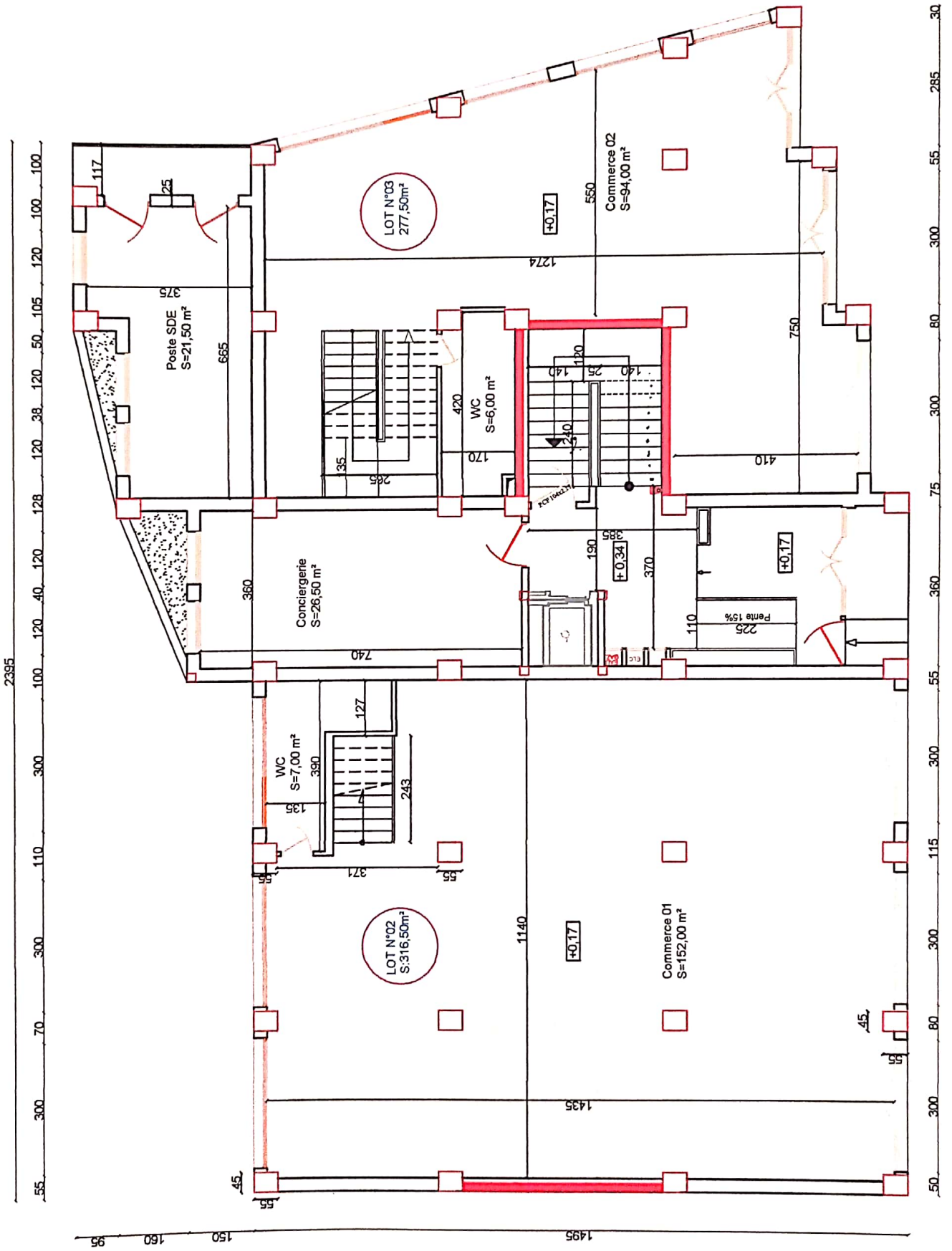


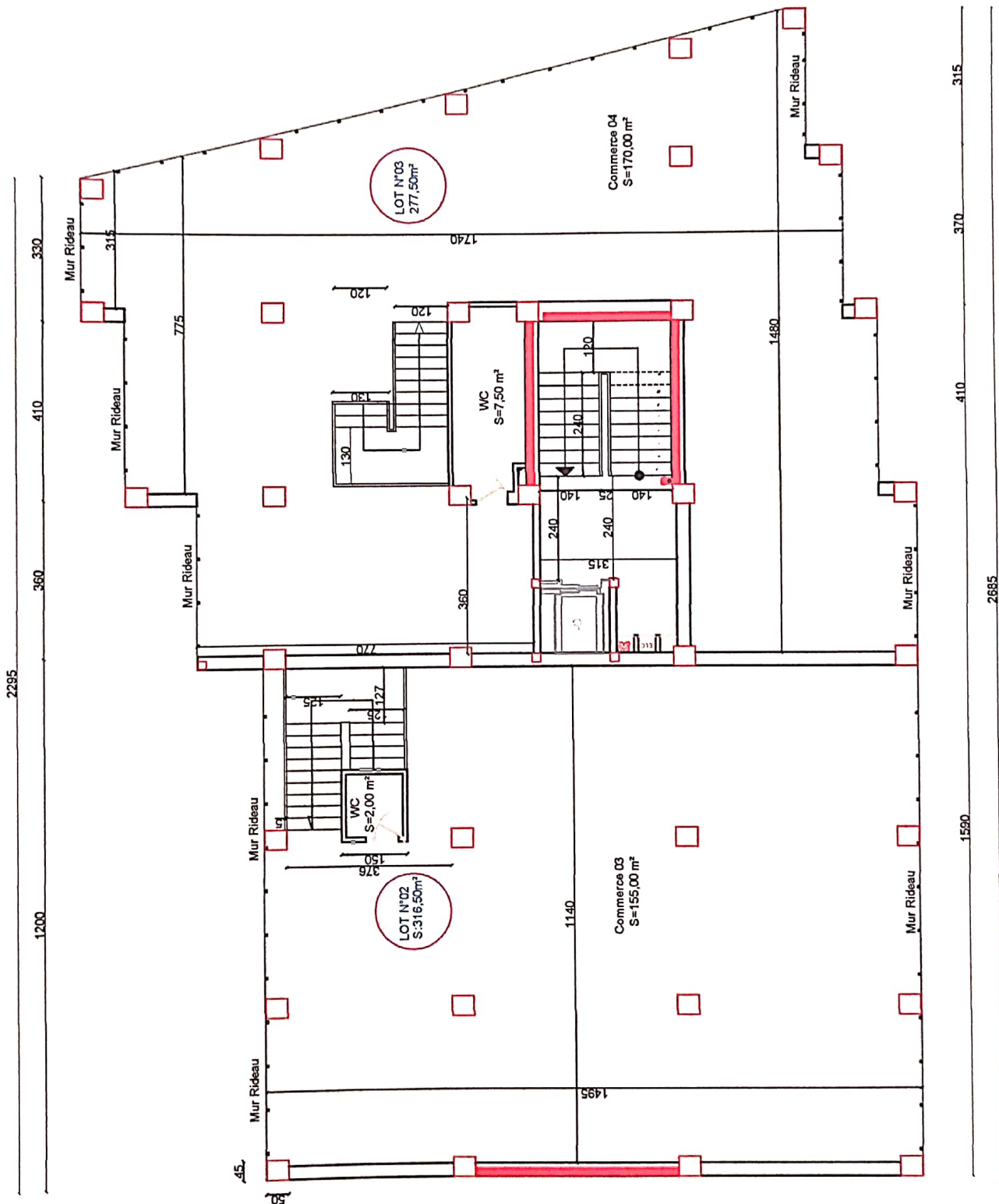




# PLAN ENTRE SOL







**PLAN ETAGE 1**









