

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**



**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**



**MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**Spécialité : Structure**

**ETUDE D'un Hôtel (R+6+2Sous Sols)**

**PAR PORTIQUES ET VOILES EN**

**BETON ARME**

Soutenu par :

**ZEBDA YUCEF**

**ABBAD RAYANE RAFIKE**

Devant le jury composé de :

N.Aouali

MAA

USDB de Blida

Promotrice

Blida, juillet 2023

## **DEDICACE**

Du profond de mon cœur, je dédie ce modeste travail à tous ceux qui me sont chers,

### **A ma très chère mère**

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

### **A mon très cher père**

Qui m'a soutenu durant toutes mes années d'études et qui m'a appris à compter sur moi-même, qu'il me soit permis aujourd'hui de t'assurer mon profond amour et ma grande reconnaissance.

### **A toute ma famille**

A mon Frère et ma sœur, Amine et Imane qui m'ont encouragé et soutenu durant mes études. Qu'ils puissent trouver dans ce modeste mémoire l'expression de mon attachement et de ma profonde reconnaissance.

A mon ami **ABBAD RAYANE** et sa famille

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement **Mme**

**N.Aouali** pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu

Nous consacré.

Et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A tous les étudiants du Département de Génie Civil.

ZEBDA YUCEF

## REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier et de suivre le chemin de Master en Génie Civil et de nous avoir donné la force et la santé pour bien réaliser ce modeste travail malgré toutes les difficultés qu'on a vécues.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont consacrés tout le long de notre cursus universitaire.

Aussi, nous adressons et en particulier, nos vifs remerciements les plus chaleureux à notre promotrice Madame **NAWEL AOUALI** votre présence et votre disponibilité permanente, pour vos conseils et votre soutien, et pour nous avoir fourni vos idées nécessaires à l'expérimentation, ayant permis la réalisation sans difficulté du présent travail. On a l'honneur de nous exprimer nos très profondes reconnaissances et nos sentiments les plus sincères.

Nous remercions les membres de jury, le président (e) de nous avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de ce mémoire et nous remercions également l'examineur (e) pour avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions tous les enseignants de l'université **SAAD DAHLEB BLIDA** et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Tableau I.1:Caractéristiques des Aciers. ....	28
Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux). ....	35
Tableau II.5 : Charge Permanente du plancher courant (corps creux) ....	35
Tableau II.6 : Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine). ....	36
Tableau II.7 : Charge permanente du balcon. ....	37
Tableau II.8: Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.....	38
Tableau II.9 : Dégression des surcharges pour poteau central. ....	49
Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central. ....	50
Tableau II.11 : Choix des sections de poteau central.....	51
Tableau II.12 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit ....	52
Tableau II.13 : Dégression des surcharges des poteaux de rives. ....	54
Tableau II.14 récapitulatif de la descente de charge pour le poteau rive ....	55
Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux de rives. ....	56
Tableau II.16 : Choix des poteaux de rives avec vérification de l'effort normal réduit. ....	56
Tableau II.17: Dégression des surcharges des poteaux d'angle.....	58
Tableau II.18 : Descente de charge du poteau d'angle. ....	59
Tableau II.19 : Choix des sections des poteaux d'angle.....	60
Tableau II.20 : Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit. ....	60
Tableau III.1 : Les vérifications de l'ELS ....	65
Tableau III.2 :Charges Permanentes de la Paillasse. ....	73
Tableau III.3 : moments sur travée et appuis ....	70
Tableau III.4:choix des armatures des escaliers.....	71
Tableau III.5: vérification escalier a l'ELS ....	75
Tableau III.6 : Vérification de la flèche de l'escalier. ....	77
Tableau III.7: Récapitulatif de la vérification de la fleche. ....	77
Tableau III.8 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles. ....	83
Tableau III.9: choix des armatures des poutrelles.....	80
Tableau III.10 :verification a l'ELS.....	85
Tableau III.11 :récapitulatif de la fleche.....	90
Tableau III.12: Résultats des moments pour les dalles pleines.....	98
Tableau III.13: Ferrailage dans le sens x de la dalle pleine. ....	98
Tableau III.14 : Ferrailage dans le sens y de la dalle pleine. ....	99
Tableau III.15: Vérification des contraintes de la dalle pleine.....	101

Tableau III.16: dalles Rectangulaires uniformément charger .....	103
Tableau III.17. : Ferrailage dans le sens x de la dalle pleine .....	103
Tableau III.18 : Ferrailage dans le sens y de la dalle pleine. ....	104
Tableau III.19 : Vérification des contraintes de la dalle pleine. ....	106
Tableau IV : Facteur de qualité. ....	115
Tableau IV.1 : Participation massique du modèle initial. ....	117
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle final. ....	118
Tableau IV.3:Vérification de l'effort normal pour les poteaux. ....	119
Tableau IV.4 Vérification des déplacements inter étages du modèle final. Suivant X-X .....	120
Tableau IV.5 Vérification des déplacements inter étages du modèle final. Suivant Y-Y .....	120
Tableau IV.6 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final. ....	122
Tableau V.1.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier. ....	123
Tableau V.1.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	125
Tableau V.1.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). ....	126
Tableau V.1.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	126
Tableau V.1.5 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ) .....	127
Tableau V.1.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). ....	127
Tableau V.1.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( N min ; M corr) ..	128
Tableau V.1.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmax, Mcorr). ....	128
Tableau V.1.9 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (Mmax, Ncorr). ....	129
Tableau V.1.10 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Nmin, Mcorr). ....	129
Tableau V.1.11 : Choix des armatures des poteaux carrées. ....	130
Tableau V.1.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées (Nmax, Mcorr) .....	131
Tableau V.1.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrées (Mmax, Ncorr) .....	132
Tableau V.1.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés .....	136
Tableau V.1.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.....	136
Tableau V.1.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées. ....	137
Tableau V.17 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol. ....	140
Tableau V.2.1 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable). ....	143
Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle). ....	144
Tableau V.2.3 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle). ....	144
Tableau V.2.4 : Choix des armatures pour les poutres .....	145
Tableau V.2.5 : Vérification de la condition de non fragilité. ....	146
Tableau V.2.6 : Vérification des poutres à l'ELS .....	146

**liste des tableaux****pages**

Tableau V.2.7 : Vérification thermique des poutres à l'ELS .....	148
Tableau V.2.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres .....	149
Tableau V.2.9 : Calcul des armatures transversales. ....	150
Tableau V.2.10 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche .....	153
Tableau V.2.11 : vérification de la flèche .....	153
Tableau V.2.12 : schéma ferrailage poutre principale 35x60 .....	154
Tableau V.2.13 : schéma ferrailage poutre principale 35x45 .....	154
Tableau V.2.14 : schéma ferrailage poutre secondaire 30x40 .....	155
Tableau V.2.15 : schéma ferrailage poutre de chaînage 30x30 .....	155
Tableau V.3.1 : Valeurs de $(lf/l)$ . ....	159
Tableau V.3.2 : Aciers transversaux .....	160
Tableau V.3.3 : Aciers supplémentaires .....	160
Tableau V.3.4 : Calcul voile (V17)RDC .....	164
Tableau V.3.5 : Exemple Calcul ferrailage voile (V17)RDC situation accidentelle .....	164
Tableau V.3.6 : Calcul ferrailage voile RDC situation accidentelle.....	165
Tableaux V.3.7 vérification de cisaillement .....	166
Tableau V.3.8 : Calcul ferrailage transversales RDC.....	168
Tableau VI.1 : Choix de hauteur des nervures. ....	175
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	180
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS .....	183
Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier. Situation durable.....	182
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes. ....	183
Tableau VI.7: Ferrailage des nervures (sens porteur). ....	184
Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur). ....	185
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS .....	185
Tableau VI.11 : choix des armatures transversales. ....	187
Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique. ....	192
Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes .....	194



## LISTE DES SYMBOLES

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

$A_s$  : Aire d'une section d'acier.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$B$  : Aire d'une section de béton.

$\varnothing$  : Diamètre des armatures, mode propre.

$\varphi$  : Angle de frottement.

$C$  : Cohésion.

$Q_{adm}$  : Capacité portante admissible.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$PC$  : Pression de consolidation.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction limite de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression limite du béton.

$\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne.

$G$  : Charge permanente.

$\xi$  : Déformation relative.

$V_0$  : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

$N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.

$N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ul

$\lambda$  : Elancement.  
 F : Force concentrée.  
 f : Flèche.  
 $\bar{f}$  : Flèche admissible.  
 D : Fiche d'ancrage.  
 L : Longueur ou portée.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $I_p$  : Indice de plasticité.  
 $I_c$  : Indice de consistance.  
 d : Hauteur utile.  
 $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.  
 $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_a$  : Moment sur appuis.  
 $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.  
 I : Moment d'inertie.  
 $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.  
 $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.  
 $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.  
 $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.  
 M : Moment, Masse.  
 $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.  
 $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.  
 $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.  
 $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.  
 $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.  
 K : Coefficient de raideur de sol.  
 $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.  
 Y : Position de l'axe neutre.  
 $A_g$  : Section transversale brute du voile ou trumeau.  
 $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.  
 $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).  
 $A_{cv}$  : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.  
 $\Phi$  : Coefficient de sécurité.  
 $\alpha_c$  : coefficient dépendant de l'élanement du mur.

$p_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans  
lame du mur.

$p_h$  : Pourcentage des armatures horizontales  
dans lame du mur.

$p_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans  
lame du mur.

$h_w$  : Hauteur totale du voile.

$l_w$  : Longueur du mur en plan.

$\delta_u$  : déplacement du  
voile au sommet.  $I_g$  :

Moment d'inertie du  
voile.

## UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

**m ; cm ; mm** : longueurs ; dimensions ; portées.

**cm<sup>2</sup>** : Section d'acier.

**kN (MN ; N)** : Charge ponctuelle.

**kN/ml (MN/ml ; N/ml)** : Charge linéaire uniformément réparties.

**kN/m<sup>2</sup> (MN/m<sup>2</sup> ; N/m<sup>2</sup>)** :

Charge surfacique. **kN/m<sup>3</sup>**

**(MN/m<sup>3</sup> ; N/m<sup>3</sup>)** : Charge

volumique. **kNm (MNm ;**

**Nm)** : Moment d'une force.

**MPa (kPa ; Pa)** : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

## Liste Des MATIERES

RESUME .....	2
DEDICACE .....	3
REMERCIEMENTS .....	4
LISTE DES TABLEAUX .....	7
LISTE DES FIGURES .....	10
LISTE DES SYMBOLES .....	13
TABLE DES MATIERES .....	19
I.1 Introduction .....	20
I.2 Présentation de l'ouvrage .....	20
I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage .....	20
I.2.2 Caractéristiques géométriques .....	20
I.2.3 Ossature .....	22
I.2.4 Les Planchers .....	22
I.2.5 Escaliers .....	22
I.2.6 Maçonnerie .....	22
I.2.7 Revêtement .....	23
I.2.8 Ascenseurs .....	23
I.2.9 Infrastructure .....	23
I.3 Définition des matériaux .....	24
I.3.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	24
I.3.2 Résistance du béton .....	24
I.3.3 L'acier .....	28
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites .....	30
II.1. Introduction .....	32
II.2. Pré dimensionnement des éléments résistant .....	32
II.2.1 Pré dimensionnement des planchers .....	32
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	34
II.3.1 Charges permanentes .....	35
II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible .....	35
II.3.1.2 Plancher terrasse accessible .....	36

## Liste Des MATIERES

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant .....	38
II.3.2 Charges d'exploitation .....	41
II.4. Pré dimensionnement des poutres .....	42
II.4.1 Exemple de calcul .....	42
II.5. Pré dimensionnement des voiles .....	45
II.6. Pré dimensionnement des poteaux .....	46
II.6.1. Principe .....	46
II.6.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul) .....	46
II.6.3. Loi de dégression .....	47
II.6.4. Calcul de la décente de charge .....	50
II.6.5 Vérification du critère de l'effort normal réduit .....	60
III.1 Introduction .....	61
III.2 L'acrotère .....	61
III.2.1 Evaluation des charges .....	62
III.2.2 Ferrailage de l'acrotère .....	63
III.2.3 Vérification a L'ELS .....	68
III.2.4 Vérification de l'effort tranchant .....	69
III.3 L'escalier .....	69
III.3.1. Introduction .....	69
III.3.2. Hypothèses de calcul .....	69
III.3.3. Les type des escaliers .....	70
Ferrailage .....	74
Armature de répartition .....	75
Vérification des armatures transversales .....	78
Vérification des contraintes du béton .....	78
Vérification de fleche .....	79
Etude des planchers.....	81
Pré dimensionnement des poutrelles.....	82
Etude des poutrelles .....	82
Les Différents types de poutrelles.....	84

## Liste Des MATIERES

Conclusion .....	84
Méthode de calcul .....	84
Ferraillage .....	86
Diagrammes des efforts tranchants .....	87
Calcul du ferraillage.....	88
Vérifications .....	89
Vérification des armatures longitudinales de rive .....	90
Vérification des armatures longitudinales appuis intermédiaire .....	90
Vérification des contraintes du béton .....	91
Vérification de la flèche.....	92
Calcul des modules de déformation .....	94
Choix des armatures.....	96
Ferraillage de la table de compression.....	97
Plancher en dalle pleine .....	98
Dalle pleine la plus sollicité : .....	100
Ferraillage de la dalle.....	101
Vérification des contraintes : .....	103
Vérification de la flèche.....	104
IV Introduction .....	108
IV.1 Etude sismique.....	108
IV.2 Modélisation de rigidité .....	108
IV.3 Modélisation de la masse .....	109
IV.4 Choix de la méthode de calcul .....	110
IV.4.1 La méthode statique équivalente .....	110
IV.4.2 La méthode modale spectrale .....	111
IV.4.2.1 Résultante des forces sismiques de calcul .....	114
IV.4.2.2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente .....	115
IV.4.2.2.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T) .....	116

## Liste Des MATIERES

IV.4.2.2.2 Vérification des déplacements latéraux inter étages .....	117
IV.4.2.2.3 Résultantes des forces sismiques.....	119
IV.4.2.2.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	120
IV.4.2.2.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R .....	120
IV.4.2.2.6 Vérification des déplacements inter étage .....	121
IV.4.2.2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre) .....	122
V.Introduction .....	123
V.1 Ferrailage des poteaux .....	123
V.1.1Introduction .....	123
V.1.2Ferrailage transversal des poteaux .....	133
V.1.3Ferrailage des poteaux de sous-sol .....	136
V.1.4 Calcul de l'effort normal pondéré.....	139
V.1.5Calcul du ferrailage.....	140
V.1.5Conclusion.....	141
V.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux.....	142
V.2Ferrailage des poutres .....	143
V.2.1 Introduction .....	143
V.2.3 Calcul de ferrailage.....	143
V.2.4 Choix des armatures .....	146
V.2.6Vérification vis à vis de l'ELS .....	147
V.2.7Vérification thermique.....	148
V.2.8Vérification de l'effort tranchant .....	149
V.2.9 Calcul des armatures transversales .....	150
V.2.10Recouvrement des armatures longitudinales.....	151
V.2.11 Arrêt des barres.....	151
V.2.12 Vérification de la flèche .....	152
V.2.13Schéma de ferrailage des poutres.....	154
V.3Ferrailage des voiles .....	156
V.3.1 Généralités.....	156
V.3.2 Ferrailage des voiles .....	156

## Liste Des MATIERES

V.3.2.1 Procédure de ferrailage des trumeaux .....	157
V.3.3 Acier horizontaux selon l' RPA 99 /v 2003 .....	165
V.3.4 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	166
V.3.5 Calcul des armatures transversales .....	167
V.3.5 schéma ferrailage des voiles .....	169
VI Introduction.....	170
VI.1 calcul des fondations .....	170
VI.1.2 Choix de type de fondation .....	170
VI.1.3 Radier générale .....	171
VI.1.3.1 Introduction .....	171
VI.1.3.2 Surface nécessaire .....	172
VI.1.3.3 Pré dimensionnement de radier .....	172
Nervures .....	173
VI.1.3.4 Caractéristiques géométriques du radier .....	175
VI.1.4 Vérifications Nécessaires .....	175
VI.1.4.1 Vérification de la Stabilité du Radier .....	175
VI.1.5 Vérification des Contraintes Sous le Radier .....	177
VI.1.5.1 Conclusion .....	179
VI.2 Ferrailage du radier : .....	180
VI.2.1 Ferrailage de la dalle du radier .....	180
VI.3 Ferrailage des nervures .....	181
VI.3.1 Vérifications nécessaires .....	182
VI.3.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton .....	182
VI.3.3 Armatures transversales .....	183
VI.3.4 Armatures de peau .....	184
VI.3.5 Ferrailage des débords .....	185
VI.4 Voile périphérique .....	186
VI.4.1 Introduction .....	186
VI.4.2 Pré dimensionnement .....	187
VI.4.2.1 Evaluation des charges .....	187

## Liste Des MATIERES

VI.4.2.2 Effort dans le voile périphérique .....	188
VI.4.2.3 Ferrailage du voile périphérique .....	190
VI.4.2.4 Condition exigée par les RPA99/version 2003 .....	190
VI.4.2.5 Condition de non fragilité .....	193
VI.4.2.6 Vérification de l'effort tranchant .....	193
VI.4.2.7 Vérification à L'ELS .....	194
VI.4.2.8 Vérification des contraintes .....	194
Conclusion générale.....	196

## I.1 Introduction :

Ce chapitre comporte des descriptions générales concernant notre étude, telle que les dimensions de l'ouvrage et les éléments composantes de ce dernier, la classification de l'ouvrage selon RPA 99 version 2003, ainsi que les matériaux utilisés et ces caractéristiques, et les différentes principales hypothèses de calcul en béton armé.

## I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude d'un Hôtel R+6+2 sous-sols.

L'ouvrage sera implanté à Draria dans la wilaya Alger, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (**groupe 2**) [2] car sa hauteur ne dépasse pas **48 m**.

Le site est considéré comme meuble (S3).

### I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage en question se compose de RDC+6 étages + 2 sous sols.

- deux sous-sol d'usage parking.
- Notre ouvrage comporte un terrasses accessible
- escalier balancée

### I.2.2 Caractéristiques géométriques

#### a. Dimensions en élévation

Hauteur totale est de .....25.33 m

Hauteur du rez de chaussée est de .....3.74 m

Hauteur de l'étage courant .....3.40 m

Hauteur de sous-sol est de .....3,06 m

#### Dimensions en plan

Longueur totale (sens longitudinal) .....L = 24.95 m

Largeur total (sens transversal) .....L= 13.36m

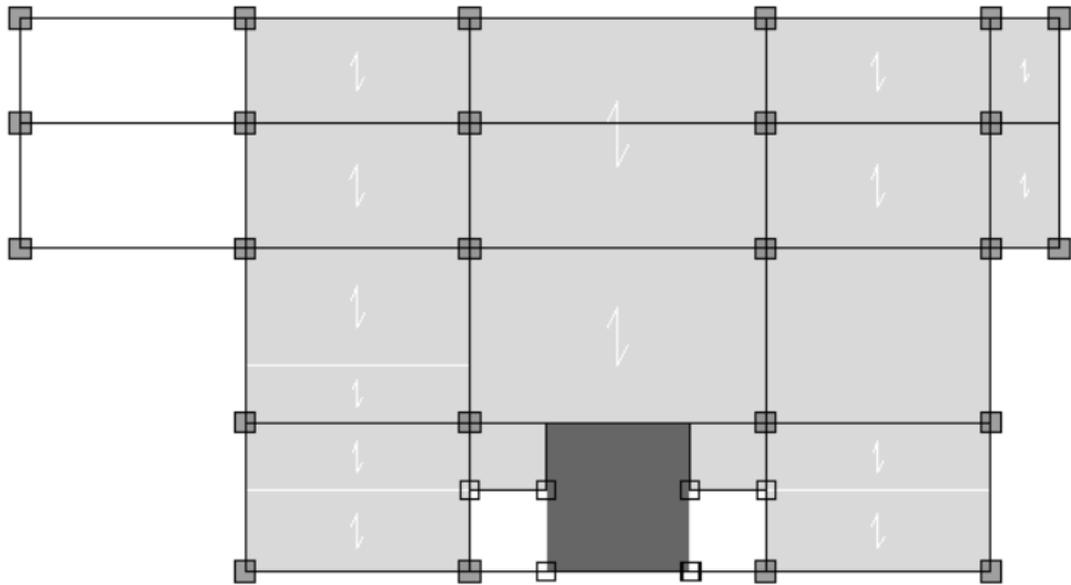


Figure. I.1 : vue en plan.

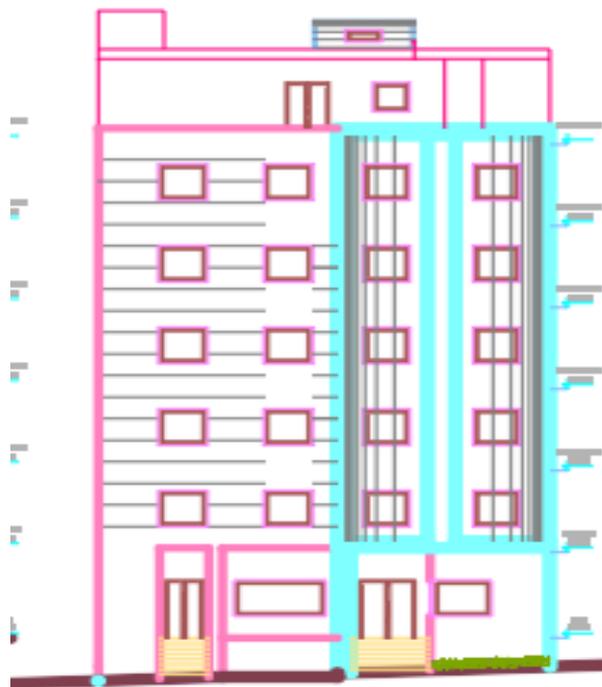


Figure. I.2 : vue en élévation.

### I.2.3 Ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien. [2]

### I.2.4 Les Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière.

### I.2.5 Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements, réalisés en béton armé coulé sur place.

Un seul type d'escalier ont été utilisés :

- Escalier balancée.

### I.2.6 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

### **I.2.7 Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.

De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

### **I.2.8 Ascenseurs**

La structure comporte une cage d'ascenseur des deux sous-sols jusqu'au 6ème étage.

### **I.2.9 Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La catégorie de site S3: site meuble.

### I.3 Définition des matériaux

#### I.3.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

##### a. Ciment :

Le CEMII/B 42,5 est le liant le plus couramment utilisé actuellement.

##### b. Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

##### c. Granulats :

Sable de dimension ( $D_s \leq 5$ ) mm

- -- Graviers de dimension ( $3 \leq D_g \leq 25$ ) mm

##### d. Eau de gâchage :

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

#### I.3.2 Résistance du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge. [1]

##### a. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200 cm<sup>2</sup> de section et ayant une hauteur double de leur diamètre.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ .

### b. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

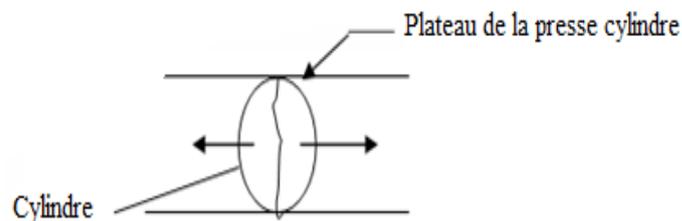


Figure I.3 : Essai Brésilien.

#### 1. Traction par flexion :

à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

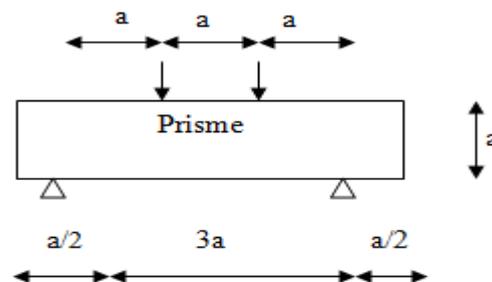


Figure. I.4 : Résistance du béton a la traction.

La résistance à la traction est notée par «  $f_{tj}$  », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}(\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance

Caractéristique à la compression  $f_{c28}$  et à la traction  $f_{t28}$  telle que :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPA.}$$

### c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

#### - Module d'élasticité instantanée « $E_{ij}$ » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de  $j$  jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  (MPa) [1]

$$\text{D'ou : } E_{i28} = 34179,55 \text{ Mpa.}$$

#### - Module d'élasticité différé « $E_{vj}$ » :

Les déformations différées tiennent compte de retrait et du fluage, à défaut de mesures, on admet que sous contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  (MPa) [1]

$$\text{D'ou : } E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa}$$

### d. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- E.L.U :  $\nu = 0$  calcul des sollicitations (béton fissuré)
- E.L.S :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

### e. Les contraintes limites de calcul [1] :

- États Limites Ultime (ELU) :

La contrainte ultime de béton en compression  $\sigma_{bc}$  est donnée par la relation

suivante :

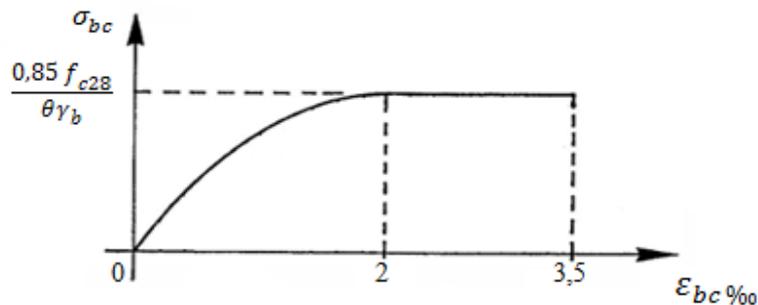
$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad [1]$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à : [1]

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.



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

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

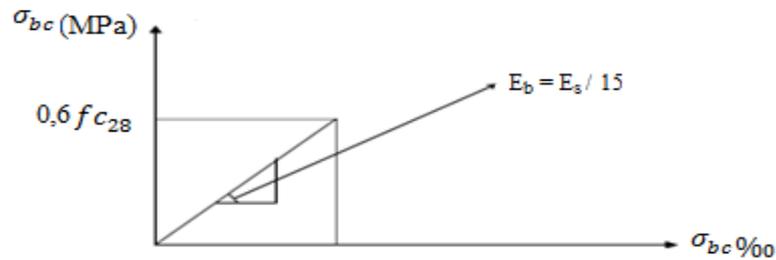
La contrainte ultime de cisaillement  $\tau$  est limitée par :

$\tau = \min \{0,2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}\} = 4\text{MPa}$ , dans le cas d'une fissuration peu nuisible ;

$\tau = \min \{0,15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}$ , dans le cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

➤ **États Limites de Service (ELS) :**

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :  $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$



**Figure I.6: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.**

### I.3.3 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

#### a. Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

**Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers.**

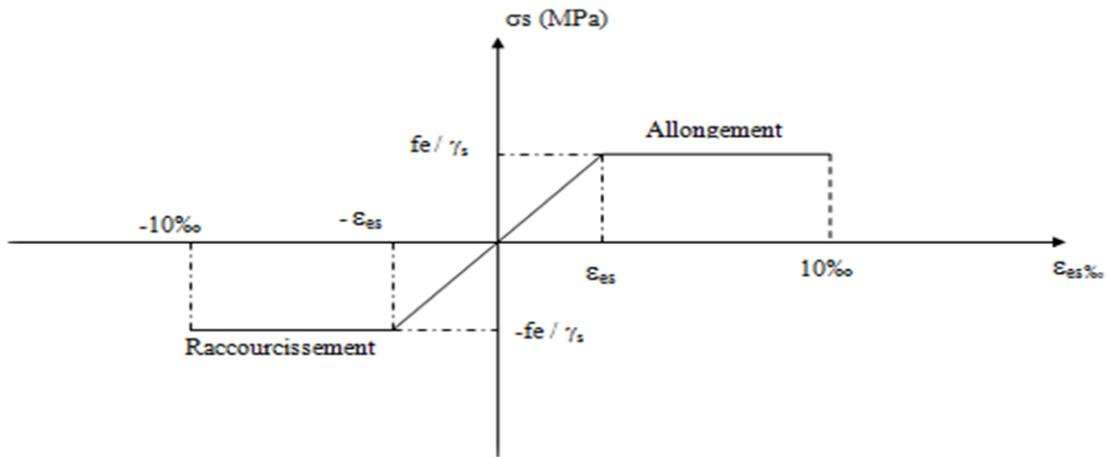
Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490

Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø > 6mm	500	14	580

**a. Contrainte limite de l'acier**

➤ **État Limite Ultime (ELU)**

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :



**Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.**

**Avec :**

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \quad \epsilon_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots \dots \dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :  $E_s = 2.10^5$  MPa.

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\epsilon_s = \Delta L/L$

➤ **État Limite Service (ELS) :**

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

- Pour une fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s = 0,8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$$

$\eta$  = Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

**I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :**

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$  dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELS :**

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

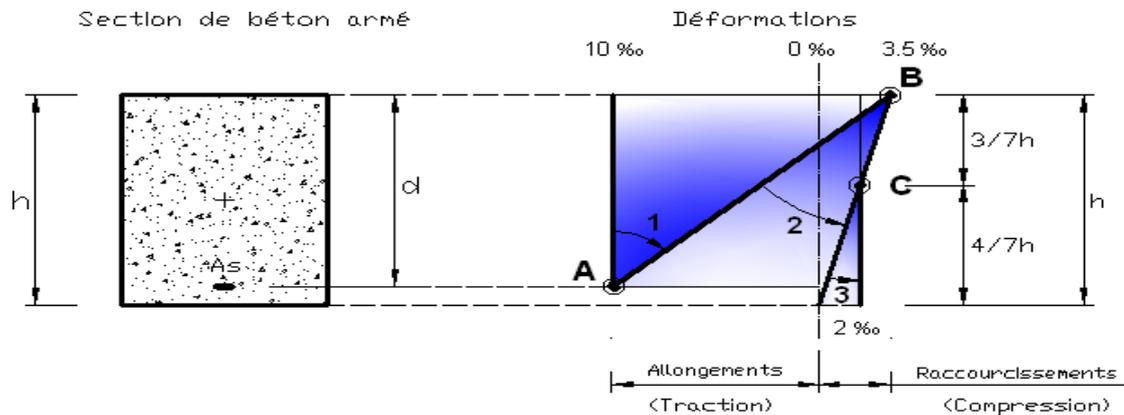
$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s =$$

$$E_s \times \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :  $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

➤ **Règle des trois pivots [2]**



**Figure 1.6 : Règle des trois pivots.**

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un destois pivots **A**, **B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** (Domaine 1) ce qui correspond à l'allongement unitaire 10‰ de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** (Domaine 2) ce qui correspond à unraccourcissement unitaire de 3,5‰ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C** (Domaine3) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à  $3h/7$  de la fibre la plus comprimée.

➤ **Caractéristiques du sol d'assise**

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue par les investigations géotechniques est de 2,5 bars.

## II.1. Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous verrons dans le présent chapitre le pré dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des différents éléments constituant notre structure en fonction des différentes charges agissant sur cette dernière et qui sont corrigés éventuellement au moment de l'étude, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire des règlements en vigueur, notamment le "BAEL 91 modifié 99" et le "RPA99 version 2003" et le "CBA93", recommandant ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

## II.2. Pré dimensionnement des éléments résistant :

### II.2.1 Pré dimensionnement des planchers :

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :

#### Plancher en corps creux :

Le pré-dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$L = 420 - 40 = 380 \text{ cm}$$

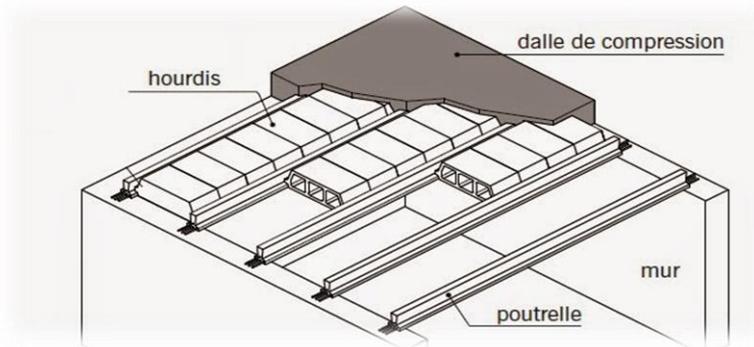
$$L = 380 \text{ cm} \longrightarrow h_t \geq \frac{380}{22,5} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4) = 20 \text{ cm}$ .

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.



**Figure II.1 : Détails d'un plancher à corps creux.**

Planchers à dalle pleine : ( Balcon)

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ KN/m}^2$ ), c'est le cas pour les étages de RDC et 1<sup>ère</sup> étage.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$  Pour une heure de coupe-feu..

Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

Avec :

$e$  : Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 3.83 \text{ m}$$

La dalle repose sur deux appuis

$$383/35 \leq e \leq 383/30$$

On aura donc :  $10,94 \leq e \leq 12,76$  (cm).

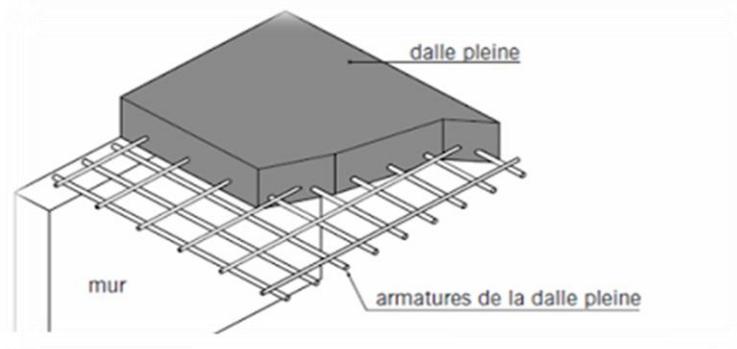
**$e=12\text{cm}$**

Isolation phonique :

D'après le CBA et pour assurer une bonne isolation phonique on optera pour une dalle d'épaisseur :  **$e = 15 \text{ cm}$**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \text{Max}(7 ; 11 ; 15) \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$



**Figure II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine.**

### II.3. Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### II.3.1 Charges permanentes :

##### II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

## a) Dalle en corps creux :

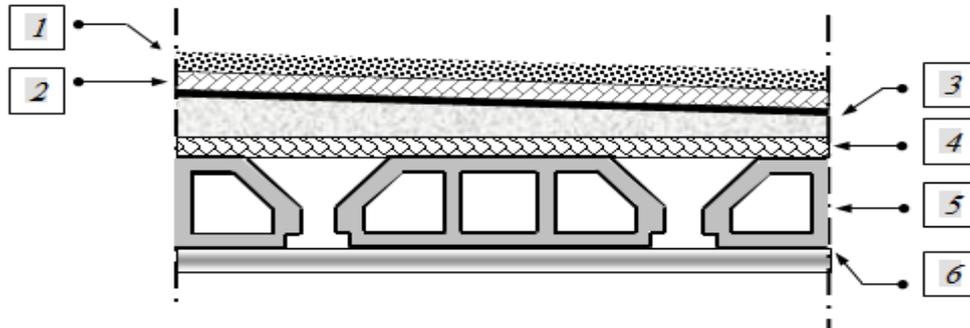


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,38

## b) Dalle pleine :

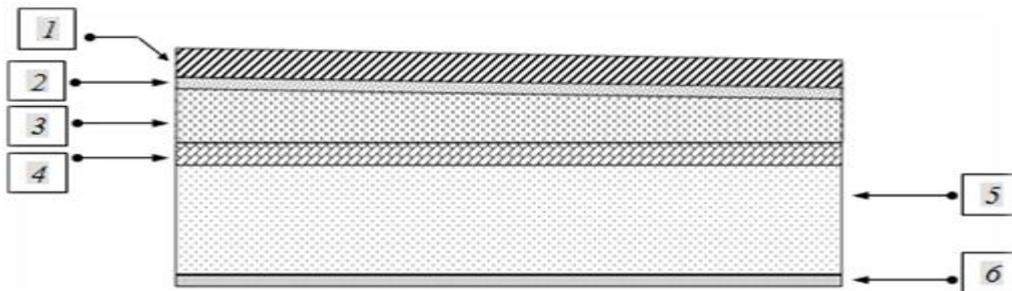


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>7,28</b>

**II.3.1.2 Plancher terrasse accessible :****Corps creux :****Tableau II.3 :charge permanente du plancher terrasse (corps creux )**

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+4)	0 ,16+0,04	-	2.8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>5.88</b>

**Dalle pleine :****Tableau II.4 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).**

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2

4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,83</b>

### II.3.1.2 Plancher de l'étage courant :

#### Dalle en corps creux :

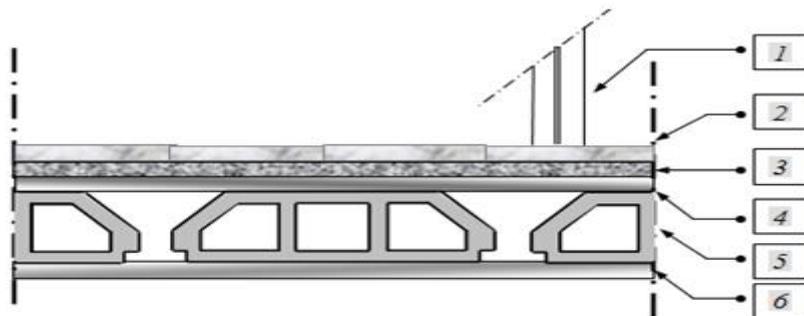
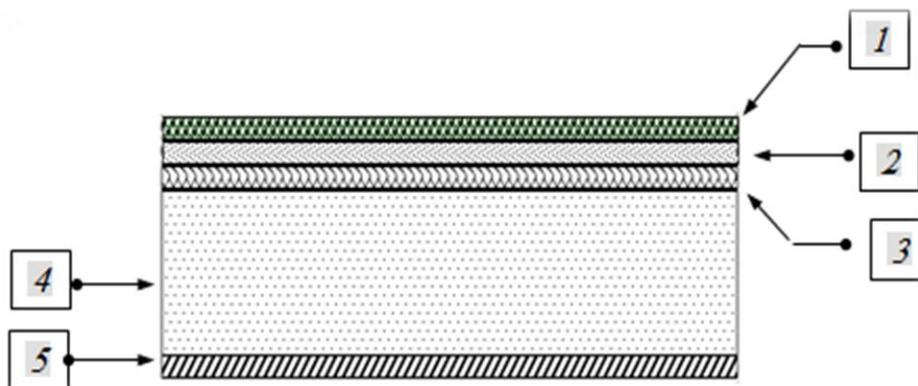


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

**Tableau II.5 : Charge Permanente du plancher courant (corps creux).**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,8
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,34</b>

**Dalle pleine :**



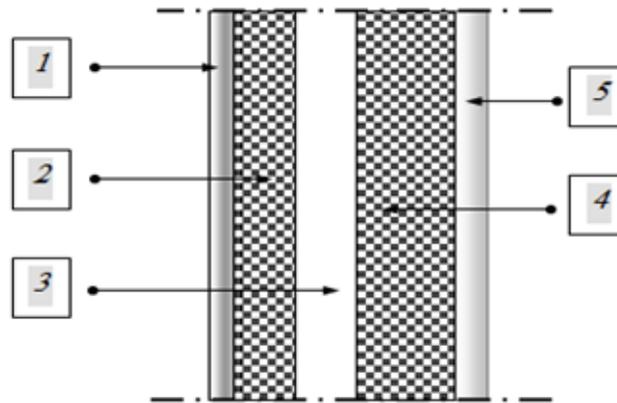
**Figure II.6 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.**

**Tableau II.6 : Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).**

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons légères	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,11</b>

**Balcon :****Tableau II.7 : Charge permanente du balcon.**

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,27</b>

**Maçonnerie :****Figure II.7: Constitution du mur extérieur.****Tableau II.8: Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.**

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Ame d'air	0,05	-	0
4	Brique creuse	0,15	9	1,35
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente G</b>				<b>2,81</b>

**II.3.2 Charges d'exploitation :**

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Plancher terrasse (inaccessible)  $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse (accessible)  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage commerce  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage habitation  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Escaliers :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Balcon  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

**II.4. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99.
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

**Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

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

Avec :

L : Portée maximale de la poutre

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le R.P.A 99 (version2003)**

- La hauteur h de la poutre doit être :  $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être :  $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

**II.4.1 Exemple de calcul :**

- **Poutres Principales 1 :**

$$L_{\max} = 710 - 40 = 670 \text{ cm}$$

**Selon BAEL91**

$$\frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10}$$

D'où :  $44 \leq h \leq 67$  on prend **h = 60cm**

$$0,3 \times 60 \leq b \leq 0,7 \times 60$$

D'où :  $18 \leq b \leq 42$  on prend **b = 35cm**

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 35 x 60 cm<sup>2</sup>**

- **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.71 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

• **Poutres Principales 2 :**

$$L_{\max} = 540 - 40 = 500 \text{ cm}$$

**Selon BAEL91**

$$\frac{500}{15} \leq h_2 \leq \frac{500}{10}$$

D'où :  $33 \leq h_2 \leq 50$  on prend **h = 45 cm**

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50$$

D'où :  $15 \leq b \leq 35$  on prend **b = 35 cm**

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 35 x 45 cm<sup>2</sup>**

- **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 1.28 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

• **Poutre secondaires :**

$$L_{\max} = 420 - 40 = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$$25 \leq h \leq 38 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40\text{cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 28\text{cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Nous choisissons une poutre de : } \mathbf{b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2}$$

❖ **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,25 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

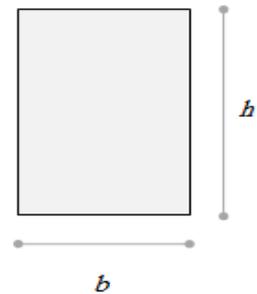
**Conclusion :**

Les dimensions finales des poutres sont :

Les poutres principales 1 :  $(b \times h) = (35 \times 60) \text{ cm}^2$ .

Les poutres principales 2 :  $(b \times h) = (35 \times 45) \text{ cm}^2$ .

Les poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

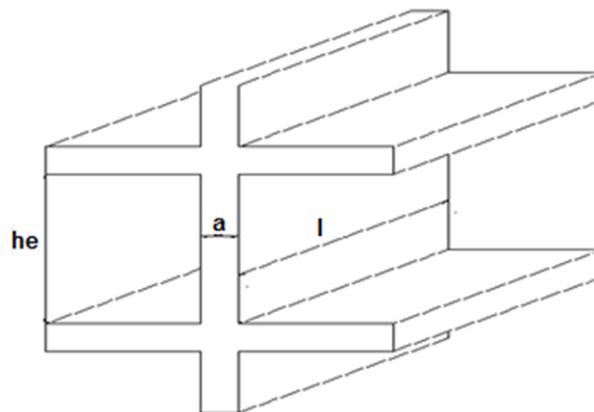


**Figure II.8 : La section d'une poutre.**

**II.5. Pré dimensionnement des voiles :**

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, on s'est basé sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

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



**Figure II.9 : Schéma du voile.**

Dans notre cas

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \right\}$$

Avec :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$a_{\min}$  : Epaisseur de voile.

- Pour RDC  $h_e = (3.74 - 0,3) = 3.44$  m  
 $a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 17.2 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} = 17.2 \text{ cm}.$

- Pour les étages courants  $h_e = (3,4 - 0,30) = 3.1$  m.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 15.5 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} = 15.5 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

On adopte pour épaisseur de :  $a_{\text{RDC}} = 20 \text{ cm}$

$$a_{\text{étages courants}} = 20 \text{ cm}$$

## II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

### II.6.1.Principe :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, deux poteaux de rive, Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

### II.6.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le “**RPA99 version 2003**” .

- **Vérification du critère de l'effort normal réduit.**

### II.6.3. Loi de dégression :

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charges, on appliquera la loi dégression des charges d'exploitations.

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

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivante :

- Sous toit ou terrasse ..... $Q_0$
- Sous dernier étage (Étage 1) ..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2)..... $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3)..... $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4)..... $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

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

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Avec :

n : nombre d'étage.

$Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

- **Dimensionnement des poteaux :**

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

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

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

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

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

$l_f$  : longueur de flambement ;

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

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

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

$B$  : surface de la section du béton

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

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

$f_e$  : limite élastique de l'acier ( $f_e = 500$  MPa).

$f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30$ MPa).

$A_s$  : section d'acier comprimée.

$Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

- Poteau carrée .....  $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$  [cm<sup>2</sup>]

➤ Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

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

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

- $a = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$  si  $\lambda = 50$

$$a = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

- $l_f = 3,74 \times 0,7 = 2,618\text{m}$                       **pour RDC**
- $i_{\min} = 0,1153\text{m}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = 22,70$$

$$\alpha = 0,784$$

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

$$Br > \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{As \cdot fe}{B \cdot \gamma_s} \right)} = 0,0557Nu$$

➤ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

Pour une zone sismique III

On doit avoir au minimum :

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

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

he : hauteur d'étage.

- Schéma statique de la descente de charge :

N1	
N2	
N3	
N4	
N5	
N6	
RDC	
SS1	
SS2	

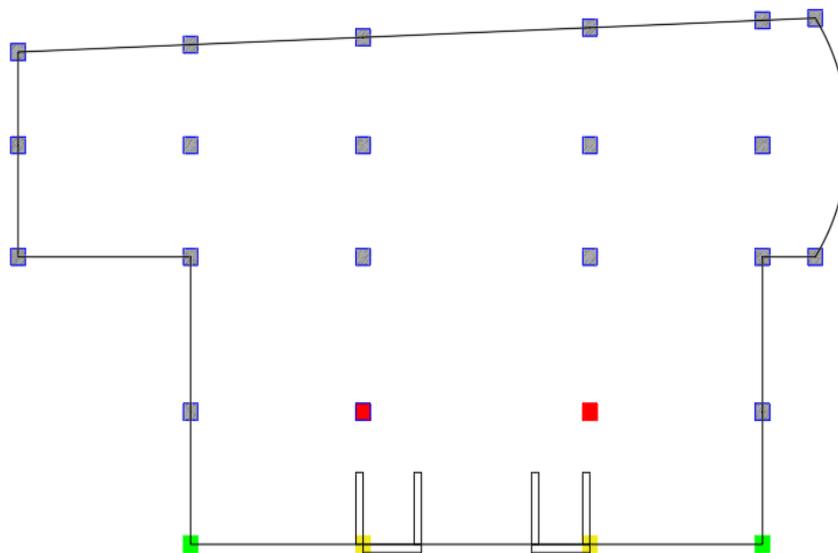
////////////////////////////////////

Figure II.10 : Schéma statique de la descente de charge.

• Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont : Poteau centrale ; Poteau de rive ; Poteau angle

II.6.4. Calcul de la décente de charge :



■ Poteau centrale     
 ■ Poteau de rive     
 ■ Poteau d'angle

Figure II.11 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités.

## 1. Poteau central :

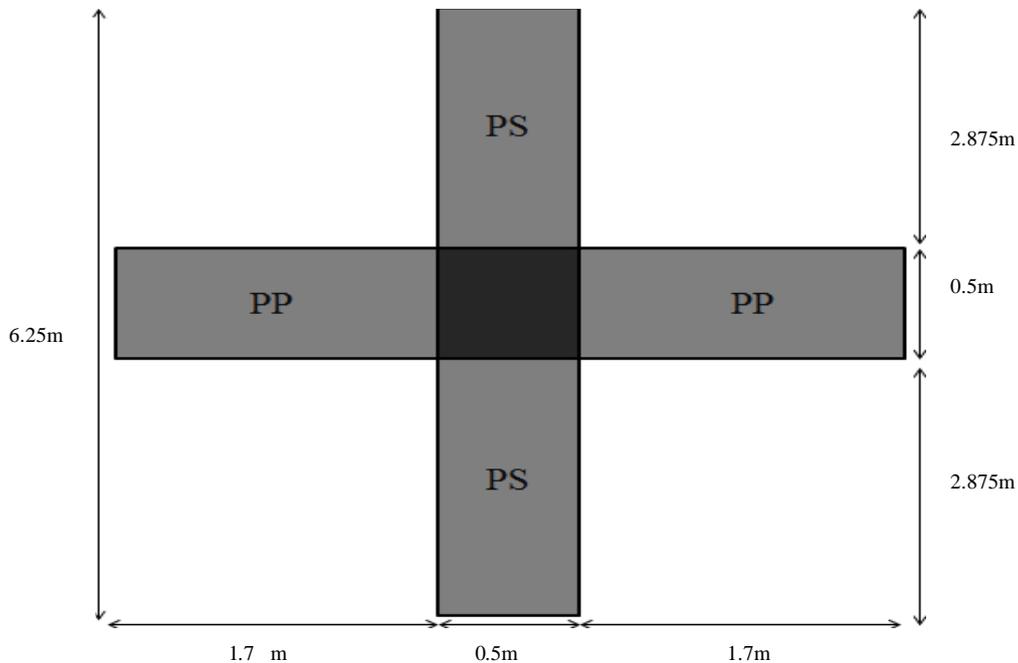


Figure II.12 : Section du poteau le plus sollicité.

La portée de la poutre principale de 35 x 60  $L_1 = 6.25$  m

La portée de la poutre secondaire de 30 x 40  $L_2 = 3.9$  m

La surface totale est :  $S = 24.375$  m<sup>2</sup>

**Calcul des différents poids :**▪ **Poids des poutres :**

Poids des poutres principale :  $G_P = 26.25$ KN

Poids des poutres secondaire :  $G_S = 1.17$ KN.

Poids des poutres :  $G_{PT} = 27.42$  KN

▪ **Poids propre des poteaux :**

Pour calculer le poids des poteaux on fixe les dimensions minimales exigées par le RPA 99

Modifier 2003 pour tous les poteaux de la structure  $\begin{cases} b = 40\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \end{cases}$

Poids du poteau RDC :  $(3.74 - 0,6) \times 30 \times (0,5)^2 = 23.55\text{kN}$

Poids des poteaux des étages courants :  $(3,4 - 0,6) \times 30 \times (0,5)^2 = 21\text{kN}$

Poids du poteau du sous-sol :  $(3,06 - 0,6) \times 30 \times (0,5)^2 = 18.45\text{kN}$

- **Charge d'exploitation :**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

**Tableau II.9 : Dégression des surcharges pour poteau central.**

Niveau des planchers	$Q_i$ (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation	$\sum$ Charges d'exploitation
N 1	$Q_0$	1.5	$Q_0$
N 2	$Q_1$	3	$Q_0 + Q_1$
N 3	$Q_2$	4.35	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2$
N 4	$Q_3$	5.55	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3$
N 5	$Q_4$	6.6	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4$
N 6	$Q_5$	7.5	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4 + 0,6Q_5$
RDC	$Q_6$	8.25	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2 + 0,8Q_3 + 0,7Q_4 + 0,6Q_5 + 0,5Q_6$

**Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central.**

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
6 <sup>ème</sup> étage	N1	Poids du plancher DP terrasse inaccessible	155.576	36.5775
		Poids des poutres	27.42	
		Poids du poteau de l'étage courant	21	
		Total	203.996	
5 <sup>ème</sup> étage	N2	Venant de N1	203.996	73.155
		Poids du plancher corps creux étage courant	130.165	
		Poids des poutres	27.42	
		Poids du poteau de l'étage courant	21	
Total	382.581			
4 <sup>ème</sup> étage	N3	Venant de N2	382.581	106.074
		Poids du plancher corps creux	130.165	
		Poids des poutres	27.42	
		X1	21	
		Poids du poteau de l'étage courant	561.166	
Total				
3 <sup>ème</sup> étage	N4	Venant de N3	561.166	135.336
		X1	178.585	
		Total	739.751	
2 <sup>ème</sup> étage	N5	Venant de N4	739.751	160.941
		X1	178.585	
		Total	918.336	
1 <sup>er</sup> étage	N6	Venant de N5	918.336	182.887
		X1	178.585	
		Total	1096.921	
RDC	N7	Venant de N6	1096.921	201.176
		X2	181.135	
		Total	1278.056	
<b>Totale</b>	$\Sigma$		<b>1278.056</b>	<b>201.176</b>

**Choix de la section des poteaux centraux :****. Tableau II.11 : Choix des sections de poteau central**

Niveaux	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{a * b}$ (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm)
Niveau 6	203.996	36.5775	330.26	175.0378	13.23	30*30	40*40
Niveau 5	382.581	73.155	626.21	331.89	18.22	30*30	40*40
Niveau 4	561.166	106.074	916.6851	485.84	22.04	30*30	45*45
Niveau 3	739.751	135.336	1201.667	636.88	25.23	30*30	45*45
Niveau 2	918.336	160.941	1481.1651	785.01	28.01	30*30	50*50
Niveau 1	1096.921	182.887	1755.17	930.24	30.49	30*30	50*50
RDC	<b>1278.056</b>	<b>201.176</b>	2027.1396	1074.38	32.77	30*30	50*50

**Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

B<sub>c</sub> : section de poteau.

N<sub>d</sub> : G + Q

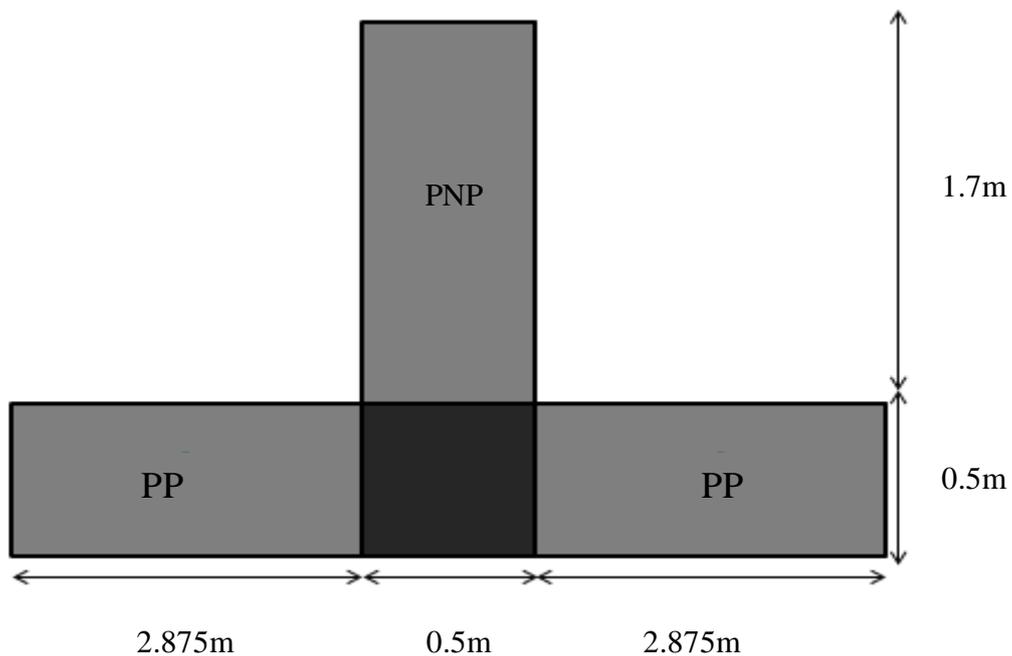
Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.12 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.**

Poteau	Etages	$N_d$ (KN)	$a*b$ (cm <sup>2</sup> )	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$\nu$	Observation
	6 <sup>ème</sup> étage	240,5735	40*40	1600	0.085	Vérifiée
	5 <sup>ème</sup> étage	455,736	40*40	1600	0.161	Vérifiée
	4 <sup>ème</sup> étage	667,24	45*45	2025	0.23	Vérifiée
	3 <sup>ème</sup> étage	875,087	45*45	2025	0,227	Vérifiée
	2 <sup>ème</sup> étage	1079,277	50*50	2500	0,27	Vérifiée
	1 <sup>ère</sup> étage	1279,808	50*50	2500	0,253	Vérifiée
	RDC	1479,232	50*50	2500	0,29	vérifiée

2. La même procédure de pré dimensionnement a été faite pour le poteau de rive

**Poteau de rive :**



**Figure II.13 : Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.**

Surface à calculer :  $S = 11.25 \text{ m}^2$

La portée de la poutre principale = 6.25 m

La portée de la poutre secondaire = 1.8m

**Calcul des différents poids :**

- **Poids des poutres :**

**Etage courant :**

Poids de la poutre principale :  $G_P = 26.25 \text{ KN}$ .

Poids de la poutre secondaire :  $G_S = 0.54 \text{ KN}$

Poids des poutres :  $G_{PT} = 26.79 \text{ KN}$

- **Poids des poteaux :**

Poteaux RDC :  $G = 23.55 \text{ KN}$

Poteaux etage courants  $G = 21 \text{ KN}$

Poteaux sous-sol :  $G = 18.45 \text{ KN}$

- **Poids des murs :**

(étage courant) :  $2.81 \times (6.25 - 0.5) \times (3.4 - 0.6) = 45.241 \text{ KN}$

RDC :  $2.81 \times (6.25 - 0.5) \times (3.74 - 0.6) = 50.7345 \text{ KN}$

- **Poids de l'acrotère :**

$G = 3.84 \times 6.25 = 24 \text{ KN}$

- **Charge d'exploitation :**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.13 : Dégression des surcharges des poteaux de rives.

Niveau des planchers	$Q_i$ (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation	$\Sigma$ Charges d'exploitation	$Q_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
N6	$Q_0$	1,5	$Q_0$	16.875
N5	$Q_1$	1.5	$Q_0 + Q_1$	33.75
N4	$Q_2$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2$	48.9375
N 3	$Q_3$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$	62.4375
N 2	$Q_4$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4$	74.25
N1	$Q_5$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5$	84.375
RDC	$Q_6$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5 + 0.5Q_6$	92.8125

**Tableau II.14 récapitulatif de la descente de charge pour le poteau rive :**

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
6 <sup>ème</sup> étage	<b>N6</b>	Poids du plancher CC terrasse accessible	71.775	16.875
		Poids d'acrotère	24	
		Poids des poutres	26.79	
		Poids du poteau de l'étage courant	21	
		Poids du mur	45.24	
		Total	188.805	
5 <sup>ème</sup> étage	<b>N5</b>	Venant de N6	188.805	33.75
		Poids du plancher corps creux étage courant	162.27	
		Poids d'acrotère	} X1	
		Poids des poutres		
		Poids du poteau de l'étage courant		
		Poids du mur	351.075	
Total				
4 <sup>ème</sup> étage	<b>N4</b>	Venant de N5	351.075	48.9375
		X1	162.27	
		Total	513.345	
3 <sup>ème</sup> étage	N 3	Venant de N4	513.345	62.4375
		X1	162.27	
		Total	675.615	
2 <sup>ème</sup> étage	N 2	Venant de N3	675.615	74.25
		X1	162.27	
		Total	837.885	
1 <sup>ère</sup> étage	N1	Venant de N2	837.885	84.375
		X1	162.2	
		Total	1000.155	
RDC	RDC	Venant de N1	1000.155	92.8125
		X2	196.8495	
		Total	1197.0045	
<b>Totale</b>	$\Sigma$		<b>1197.0045</b>	<b>92.8125</b>

Choix de la section des poteaux de rives :

**Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux de rives.**

Etages	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)	$N_U$ (KN)	$B_R$ (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{a * b}$ (cm)	RPA (cm)	CHOIX (cm)
6 <sup>ème</sup> étage	188.805	16.875	280.19925	148.505	12.125	30*30	40*40
5 <sup>ème</sup> étage	351.075	33.75	524.57	278.02	16.88	30*30	40*40
4 <sup>ème</sup> étage	513.345	48.9375	766.422	406.203	20.54	30*30	45*45
3 <sup>ème</sup> étage	675.615	62.4375	1005.7365	533.04	23.61	30*30	45*45
2 <sup>ème</sup> étage	837.885	74.25	1242.5197	658.5354	26.29	30*30	50*50
1 <sup>ère</sup> étage	1000.155	84.375	1476.77	782.6881	28.7	30*30	50*50
RDC	1197.0045	92.8125	1755.1748	930.242	30.49	30*30	50*50

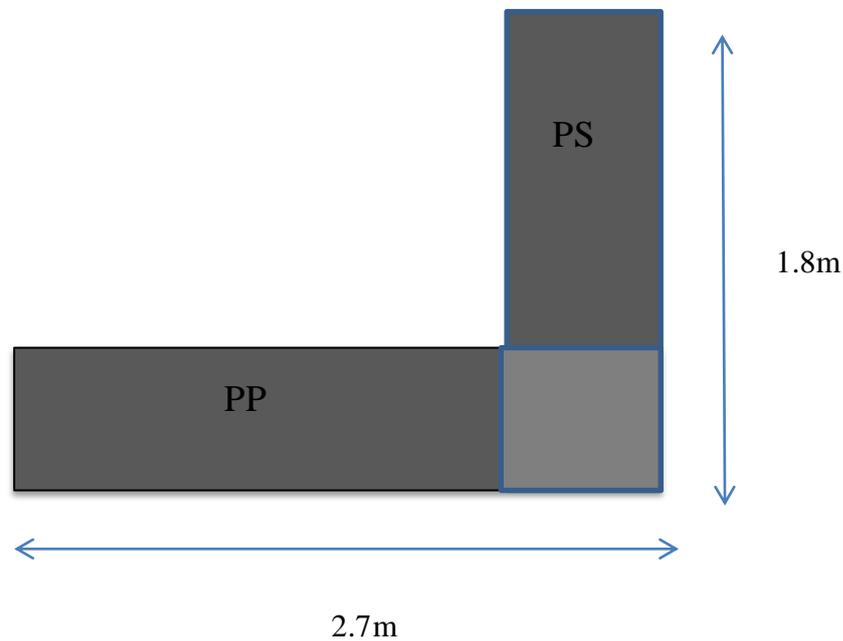
**Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.16 : Choix des poteaux de rives avec vérification de l'effort normal réduit.**

Etages	$N_d$ (KN)	B (cm)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$\nu$	Observation
6 <sup>ème</sup> étage	205.68	40*40	1600	0.0428	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	384.825	40*40	1600	0.08	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	562.2825	45*45	2025	0.092	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	738.0525	45*45	2025	0.121	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	912.135	50*50	2500	0.121	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	1084.53	50*50	2500	0.144	Vérifiée
RDC	1289.817	50*50	2500	0.171	Vérifiée

### 3. Poteau d'angle :



**Figure II.14 : Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.**

Surface à calculer :  $S = 4.86 \text{ m}^2$

- **Poids des poteaux :**

Poids du poteau RDC :  $(3.74 - 0,6) \times 30 \times (0,5)^2 = 23.55 \text{ kN}$

Poids des poteaux des étages courants :  $(3,4 - 0,6) \times 30 \times (0,5)^2 = 21 \text{ kN}$

Poids du poteau du sous-sol :  $(3,06 - 0,6) \times 30 \times (0,5)^2 = 18.45 \text{ kN}$

- **Poids des murs :**

(étage courant) :  $2.81 \times 3.5 \times (3.4 - 0.6) = 27.538 \text{ KN}$

RDC :  $2.81 \times 3.5 \times (3.74 - 0.6) = 30.8819 \text{ KN}$

- **Charge d'exploitation :**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II.17: Dégression des surcharges des poteaux d'angle

Niveau des planchers	$Q_i$ (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation	$\Sigma$ Charges d'exploitation	$Q_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
N6	$Q_0$	1,5	$Q_0$	7.29
N5	$Q_1$	1.5	$Q_0 + Q_1$	14.58
N4	$Q_2$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0,9Q_2$	21.141
N 3	$Q_3$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$	26.973
N 2	$Q_4$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4$	32.076
N1	$Q_5$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5$	36.45
RDC	$Q_6$	1.5	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5 + 0.5Q_6$	40.095

Tableau II.18 : Descente de charge du poteau d'angle.

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
6 <sup>ème</sup> étage	N6	Poids du plancher CC terrasse accessible	31.0068	7.29
		Poids d'acrotère	17.28	
		Poids des poutres	26.79	
		Poids du poteau de l'étage courant	21	
		Poids du mur	27.538	
		Total	123.61	
5 <sup>ème</sup> étage	N5	Venant de N6	123.61	14.58
		Poids du plancher corps creux étage courant	25.9524	
		Poids d'acrotère	17.28	
		Poids poutres	26.79	
		Poids du poteau de l'étage courant	21	
		Poids du mur	27.538	
Total	245.1704			
4 <sup>ème</sup> étage	N4	Venant de N5	245.1704	21.141
		X1	121.56	
		Total	366.73	
3 <sup>ème</sup> étage	N 3	Venant de N4	366.73	26.973
		X1	121.56	
		Total	488.2908	
2 <sup>ème</sup> étage	N 2	Venant de N3	488.2928	32.076
		X1	121.56	
		Total	609.85	
1 <sup>ère</sup> étage	N1	Venant de N2	609.85	36.45
		X1	121.56	
		Total	731.4108	
RDC	RDC	Venant de N1	731.4108	40.095
		X2	124.45	
		Total	855.865	
<b>Totale</b>	$\Sigma$		<b>855.865</b>	<b>40.095</b>

**Choix de la section des poteaux d'angle :****Tableau II.19 : Choix des sections des poteaux d'angle**

Etages	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)	$N_U$ (KN)	$B_R$ (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{a * b}$ (cm)	RPA (cm)	CHOIX (cm)	
6 <sup>ème</sup> étage	123.61	7.29	177.8	103.75	10.85	30*30	40*40	
5 <sup>ème</sup> étage	245.1704	14.58	352.85	203.7	14.27	30*30	40*40	
4 <sup>ème</sup> étage	366.73	21.141	526.79	303.02	17.40	30*30	45*45	
3 <sup>ème</sup> étage	488.2908	26.973	699.652	401.75	20.043	30*30	45*45	
2 <sup>ème</sup> étage	609.85	32.076	871.41	499.87	22.357	30*30	50*50	
1 <sup>ère</sup> étage	731.4108	36.45	1042.07	597.39	24.441	30*30	50*50	
RDC	855.865	40.095	1215.56	699.52	26.485	30*30	50*50	

**II.6.5 Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.20 : Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit.**

Etages	$N_d$ (KN)	B (cm)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$\nu$	Observation
6 <sup>ème</sup> étage	130.9	40*40	1600	0.027	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	259.7504	40*40	1600	0.054	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	387.871	45*45	2025	0.063	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	515.2638	45*45	2025	0.0848	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	641.926	50*50	2500	0.0855	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	767.8608	50*50	2500	0.102	Vérifiée
RDC	895.96	50*50	2500	0.119	Vérifiée

**III.1 Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL91, RPA99version2003 et le CBA93. Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires tel que : des dalles, des escaliers et l'acrotère.

**III.2 L'acrotère :**

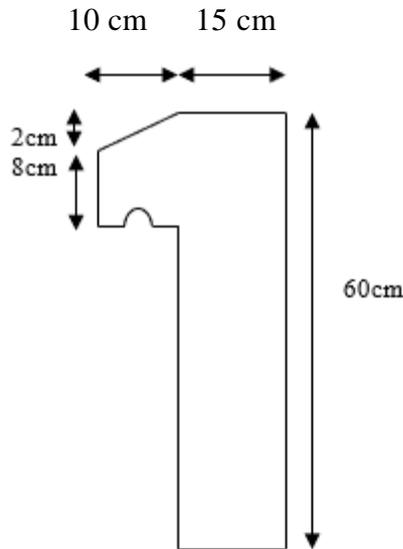
L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est un élément placé a la périphérie de plancher terrasse, il est conçu pour la protection de l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis a son poids propre (G), a une force latérale due a l'effort sismique et une surcharge latérale(Q) due à la main courante.

**Hypothèse de calcul :**

- Le calcul se fait pour une bonde 1 m.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Il est sollicité à la flexion composée

**Acrotère :**



**Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.**

Le poids des enduits au ciment ( $e_p = 2 \text{ cm}$ ,  $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$ ) :

$$G_2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0,015 \times (0,6 + 0,15 + 0,1019 + 0,08 + 0,1 + 0,5 + 0,15) = 0,60 \text{ KN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 3,84 \text{ KN/m}$$

**III.2.1 Evaluation des charges :**

- Charges permanentes : Le poids total de l'acrotère  $G=3,84 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : La charge d'exploitation de la main courante :  $Q=1,0 \text{ KN/m}$
- L'action des forces horizontales  $Q_h ; (F_p)$  : D'après *RPA 99 version 2003*, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p \dots \dots \dots (6.2.3) [3]$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) [3]**

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 ..... [A=0,25].

$C_p$  : Facteur de la force horizontale..... [  $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère..... [  $W_p=3.84$  kN].

$F_p=3.072$  KN

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$F_p=3.072$  KN

$1.5Q=1.5KN$

$Q_h=3.072$  KN

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G=3.84 kN/ml** et  **$Q_h=3.072$  KN/ml**

### III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

$h=15$ cm;  $b=100$ cm ;  $f_{c28}=30$ MPa ;  $\sigma_{bc}=17$ MPa ;  $c=c'=2$  cm ;  $f_e=500$ Mpa

#### a) Calcul des efforts :

##### E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 3.84 = 5.18 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 3.072 \times 0,6 = 2.76 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 3.072 = 4.608 \text{ kN}$$

##### E.L.S :

$$N_{ser} = G = 3.84 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 3.072 \times 0,6 = 1.84 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = F_p = 3.072 \text{ kN}$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul s'effectuera à l'ELU

$$M_u = 2.76 \text{ kN.m} ; T_u = 4.608 \text{ kN} ; N_u = 5.18 \text{ kN}$$

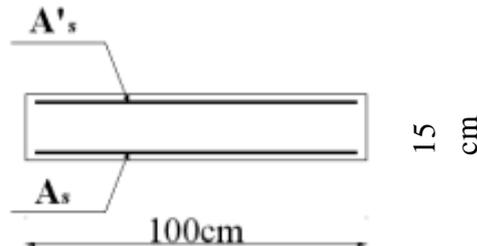


Figure III.2 : Section de calcul de l'acrotère.

**Armatures principales :**

**Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.76}{5.18} \times 100 = 53.28 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{15}{2} - 2 = 5.5 \text{ cm}$$

⇒ Section partiellement comprimée (SPC).

**Calcul du moment fictif  $M_f$ :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 2.76 + 5.18 \left( \left( \frac{15}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} \right) = 3.0449 \text{ kN.m}$$

**Calcul des armatures :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} \quad A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} \quad \text{avec } d=0.9h=0.135\text{m}$$

$$Z=134.395\text{mm}$$

$$Donc : \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0.4723cm^2 \end{cases}$$

**Vérification de la section d’acier selon BAEL 91modifié 99 :**

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

$$A_s^{min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{min} = \{1.5cm^2; 1.49cm^2\} = 1.5cm^2$$

Donc : on opte finalement pour **4T8** = 2.01 cm<sup>2</sup>

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

L’espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq 2h ; 25\} \rightarrow 20 \leq 30 ; 25\} \Rightarrow Ok$$

**Armatures de répartitions :**

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{2.01}{4} = 0,5025cm^2$$

On a choisi **4T8** avec un espacement  $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$ , On prend  $S = 18 \text{ cm}$

**III.2.3 Vérification à l’E.L.S :**

$$I = 30.43 \times 10^6 mm^4$$

$$Y = 71.15mm$$

**Tableau III.1 :** Les vérifications de l’ELS

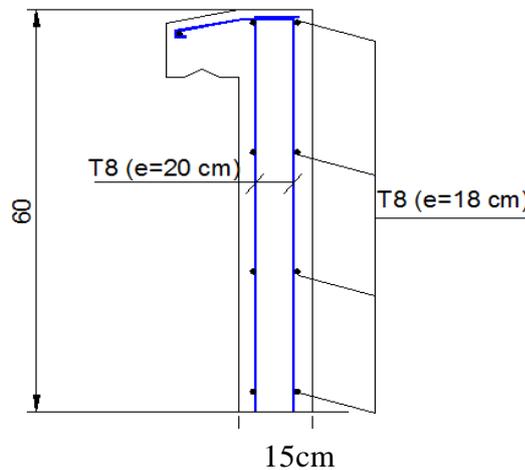
a) Contrainte du béton :		b) Contrainte de l’acier :	
$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
4.32MPa	18MPa	57.59MPa	240MPa
OK		OK	

**III.2.4 Vérification de l’effort tranchant :**

D’après le *BAEL 91 modifié 99* on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{4.608 \times 10^3}{1000 \times 0.135 \times 10^3} = 0,0341\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{OK}$$



**Figure III.3 :** Ferrailage de l’acrotère.

**III.3 L’escalier :**

**III.3.1. Introduction :**

L’escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d’accéder d’un niveau à un autre .Ils sont calculés en flexion simple.

**III.3.2. Hypothèses de calcul :**

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l’escalier se fera à l’ELU, en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.3. Les type des escaliers :

On as deux cages d'escaliers , on va calculer une seul cage de type balancé

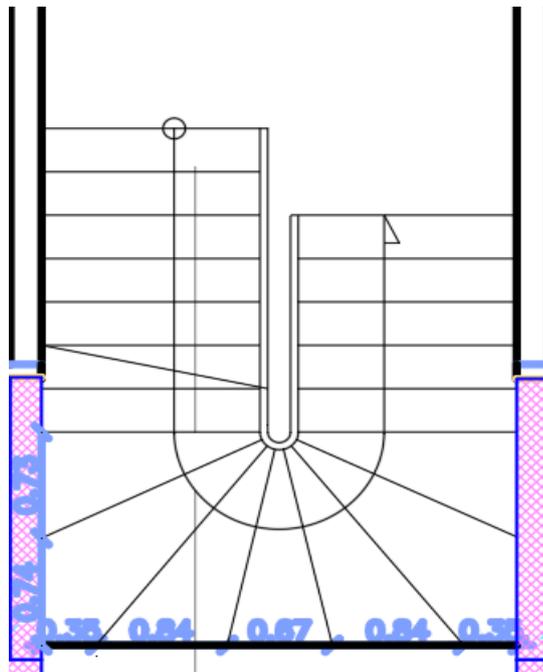


Figure III.3.a: schéma d'un escalier Balancé a 3 volée

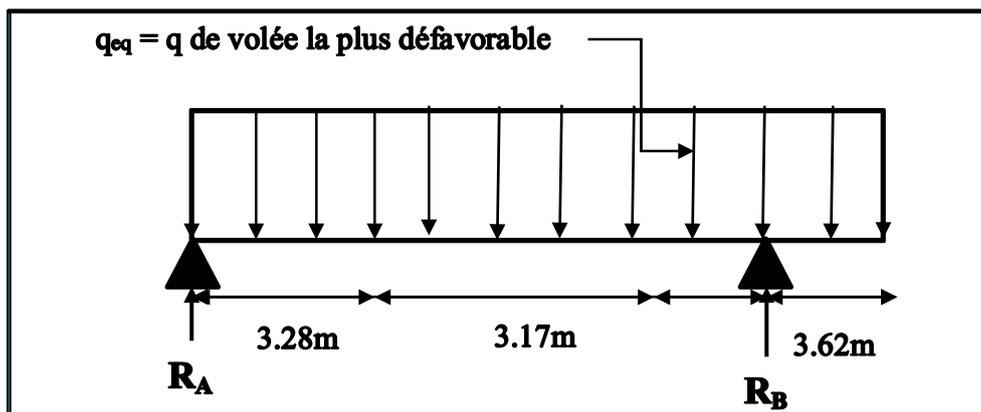


Figure III.3.b: schéma statique d'un escalier

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

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

- $2h+g = 64$  ..... (1)
- $n \times h = H$  .....(2)
- $(n-1) g = L$ .....(3)

Avec :

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

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

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

Avec :

- $n$  : La racine de l'équation
- Les valeurs de  $H$  et  $L$
- $H = 170\text{cm}$  ;  $L = 305\text{cm}$

**Volée 1 :**

$$L1 = (5 \times 0.30) = 1.5\text{m}$$

$$H1 = n \times h = 5 \times 0.17 = 0.85 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 0.56$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{1.5}{\cos(29.53)} = 1.72 \text{ m}$$

$$\frac{1.72}{30} \leq ep \leq \frac{1.72}{20} \rightarrow 5.7 \leq ep \leq 8.6$$

**Volée 2 :**

$$L2 = 0.35 \times 2 + 0.84 \times 2 + 0.67 = 3.05 \text{ m}$$

$$H2 = n \times h = 5 \times 0.17 = 0.85 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 0.27$$

$$\alpha = 15.57$$

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{3.05}{\cos(15.57)} = 3.17 \text{ m}$$

$$\frac{3.17}{30} \leq ep \leq \frac{3.17}{20} \rightarrow 10.56 \leq ep \leq 15.85$$

**Volée 3 :**

$$L3 = (6 \times 0.30) = 1.8 \text{ m}$$

$$H3 = n \times h = 6 \times 0.17 = 1.02 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 0.56$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{1.8}{\cos(29.53)} = 2.06 \text{ m}$$

$$\frac{2.06}{30} \leq ep \leq \frac{2.06}{20} \rightarrow 6.8 \leq ep \leq 10.3$$

On prend  $ep = 16 \text{ cm}$

**Paillasse :****Charge permanentes :**

- Poids propre de la paillasse 1 =  $\left( \frac{25 \times 0.16}{\cos 29.53} \right) = \dots\dots\dots 4.47 \text{ kN/m}^2$

- Poids propre de la paillasse2 =  $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 15,57}\right) = \dots\dots\dots 4.15\text{kN/m}^2$
- Poids propre de la paillasse3 =  $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 29,53}\right) = \dots\dots\dots 4.59\text{kN/m}^2$
- Poids propre de la marche =  $\frac{25 \times 0,16}{2} = \dots\dots\dots 2\text{kN/m}^2$ .

**Tableau III.2 : Charges Permanentes de la Paillasse.**

Matière	Épaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (kN/m <sup>2</sup> )
1- carrelage	2	20	0,8
2- Mortier de pose	3	20	0,6
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Enduit en ciment	2	18	0,36
5-Poids propre de la paillasse(le plus sollicité)	-	-	4.59
6- Poids propre de la marche	-	-	2
7- Poids propre du Garde-corps	-	-	1
$\Sigma = G$			9.89 kN/m <sup>2</sup>

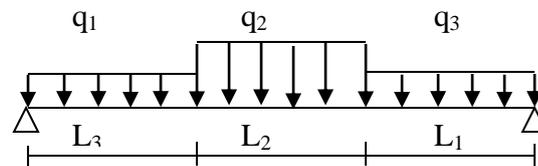
• **Charge d'exploitation :**

$Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

On a :  $L_1 = 1.5\text{m}$

$L_2 = 3.05 \text{ m}$

$L_3 = 1.8 \text{ m}$



**Figure.III.4 : schéma statique de l'escalier.**

**Combinaison d'action :**

**ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 11.03 + 1.5 \times 2.5 = 16.72\text{KN/m}^2$**

ELS :  $q_s = G + Q = 9.89 + 2.5 = 12.48 \text{ KN/m}^2$

$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 16.72 \times 6.35 = 106.172 \text{ KN}$

$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = 53.086 \text{ KN}$

$\rightarrow R_B = 106.172 - 53.086 = 53.086 \text{ KN}$

**Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 6.35 \text{ m}$**

**Moment :**

$\sum M_u = -\frac{16.72}{2}x^2 + 53.086x$

$dM_u/dx=0 \rightarrow x=3.175 \text{ m}$

$M_{u\max} = M_u(3.175 \text{ m}) = 79.06 \text{ KN.m}$

$M_{ser \max} = 60.8904 \text{ KN.m}$

**Tableau III.3 : moments sur travée et appuis**

	Mu KN.m	Mser KN.m
0.85x Travée	67.201	51.75
0.5x Appuis	39.53	30.4482

**Ferrailage:**

Les armatures principales : En travée :

$h = 0.16 \text{ m}, b = 1 \text{ m}, d = 0.9h = 0.144 \text{ m}$

$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{67.201 \cdot 10^6}{1000 \cdot 144^2 \cdot 17} = 0.1906$

$\mu < \mu_R = 0.371 \rightarrow$  la section est de simple d'armature.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.266$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 128.63 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = 12.01 \text{ cm}^2$$

Choix armature 8T14 = 12.31 cm<sup>2</sup>

**Tableau III.4: choix des armatures des escaliers**

	Mu (KN.m)	μ	μ < μ <sub>R</sub>	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	choix	AS adop
Travée	67.201	0.1906	Oui	0	12.01	8T14	12.31
Appuis	39.53	0.112	oui	0	6.63	6T12	6.79

**Espacement :**

En travée esp ≤  $\frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}$

En appuis esp ≤  $\frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$  On prend esp = 16 cm

**Armature de répartition**

En travée  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 3.0775 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 6.155 \text{ cm}^2$

En appuis  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.697 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3.395 \text{ cm}^2$

**Choix**

En travée 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

En appuis 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

**Condition non fragilité**

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Asmin en travée ..... 3.39 ≥ 1.391 cm<sup>2</sup> c'est vérifié

Asmin en appuis ..... $2.01 \geq 1.391 \text{cm}^2$  c'est vérifié

### D'après le B.A.E.L

#### En travées

$$\varphi t \leq \min \left[ \frac{h}{35}, \varphi l, \frac{b}{10} \right] \rightarrow [0.45, 1.4, 10] \text{cm} \text{ On prend } 0.45 \text{cm}$$

$$A_{\text{BAEL}} = \varphi t \cdot 4 = 1.8 \text{cm}^2$$

Choix des armature transversale  $A_{\text{tmin}}, < A_{\text{tcalcul}}, A_{\text{tcalcul}} > A_{\text{tBAEL}}$

$$A_{\text{tcalcul}} = 3.39 \text{cm}^2$$

#### En Appuis

$$\varphi t \leq \min \left[ \frac{h}{35}, \varphi l, \frac{b}{10} \right] \rightarrow [0.45, 8, 10] \text{cm} \text{ On prend } 0.45 \text{cm}$$

$$A_{\text{BAEL}} = \varphi t \cdot 4 = 1.8 \text{cm}^2$$

Choix des armature transversale  $A_{\text{tmin}}, < A_{\text{tcalcul}}, A_{\text{tcalcul}} > A_{\text{tBAEL}}$

$$A_{\text{tcalcul}} = 2.01 \text{cm}^2$$

### Espacement St

#### En travées

$$St \leq \min \left[ 0.9 \cdot d, 40, 1250 \frac{A_t}{b_0} \right] \rightarrow [12.96, 40, 2118.75] \text{cm} \dots \text{on prend } 12.96 \text{ cm}$$

$$St \frac{100}{3} = 33.33 \text{cm} \text{ on prend } St = 33 \text{cm}$$

Choix de  $St = 33 \text{ cm}$

#### En Appuis

$$St \leq \min \left[ 0.9 \cdot d, 40, 1250 \frac{A_t}{b_0} \right] \rightarrow [12.96, 40, 2118.75] \text{cm} \dots \text{on prend } 12.96 \text{ cm}$$

$$St \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \text{ on prend } St = 25 \text{cm}$$

Choix de  $St = 25 \text{ cm}$

### Effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{barre}$

$$\tau_{barre} = \min \left( 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{MPa} \text{ fissuration préjudiciable}$$

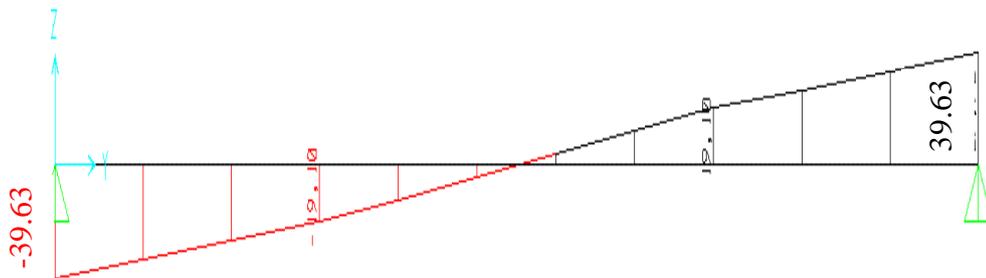


Figure III.5 : Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier.

$$T_u \text{ max} = 39.63 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{bd} = 0.275 \text{ MPA} < \tau^{\beta_{appre}} = 4 \text{ MPA} \text{ c'est vérifiée}$$

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

Les armatures longitudinal tenues inferieurs doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction

Si :  $T_u - \frac{Mu}{0.9d} < 0 \rightarrow$  les armatures ne sont soumises a aucun efforts de traction.

$$T_u - \frac{Mu}{0.9d} = -265.38 \text{kn} < 0$$

Alors : les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Et si :  $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0 \rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante  $A_s \geq \frac{T_u - \frac{Mu}{0.9d}}{\sigma_s}$

**Vérification des armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = 0.275 \text{ MPA} < 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme Préjudiciable, donc il est nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**Vérification des contraintes du béton**

**Axe neutre (y)**

$$b \cdot y \cdot (y/2) + n \cdot A' \cdot s \cdot (y - d') - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

**Moment quadratique ( I )**

$$I = b \cdot (y^3/3) + n \cdot A' \cdot s \cdot (y - d')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

avec : d=14.4cm b=100cm n=15 A's=0cm<sup>2</sup>

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y < \sigma_{bc \text{ barre}} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPA}$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) < \sigma_{st \text{ barre}} = \min(0.67 f_e ; \max \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{ mpa} \\ 110 \sqrt{n f_{t28}} \end{array} \right\})$$

**Tableau III.5: vérification escalier a l'ELS**

As Cm <sup>2</sup>	Mser (KN.m)	Y (mm)	I (mm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{bc \text{ barre}}$ (MPA)	Vérification $\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ barre}}$	$\sigma_s$ (MPA)	$\sigma_{st \text{ barre}}$ (MPA)	Vérification
Travée 12.31	51.75	56.1	201.52 x10 <sup>7</sup>	14.40	18	vérifier	33.85	240	Vérifier
Appuis 6.79	30.4482	44.9	130.19 x10 <sup>7</sup>	10.50	18	vérifier	34.76	240	Vérifier

**Vérification de fleche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{635} = 0.0251 \geq 0.0625 \dots \dots \textit{non vérifié} \\ \frac{12.31}{100.14.4} = 0.00854 \leq 0.0084 \dots \dots \textit{non vérifié} \\ \frac{16}{635} = 0.0251 \geq 0.169 \dots \dots \textit{non vérifié} \end{array} \right.$$

Les trois condition ne sont pas verifées on doit calculer la fleche

**Avec :** h = 16cm ; d= 14.4cm ; L= 3.05 m ; M<sub>ser</sub>= 14.1Knm ; A<sub>s</sub>= 12.31 cm<sup>2</sup>

**F<sub>e</sub>= 500 MPa.**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \tilde{f}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \tilde{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} : = 0.805 \end{array} \right.$$

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

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

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

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496.76 \text{ MPa}$$

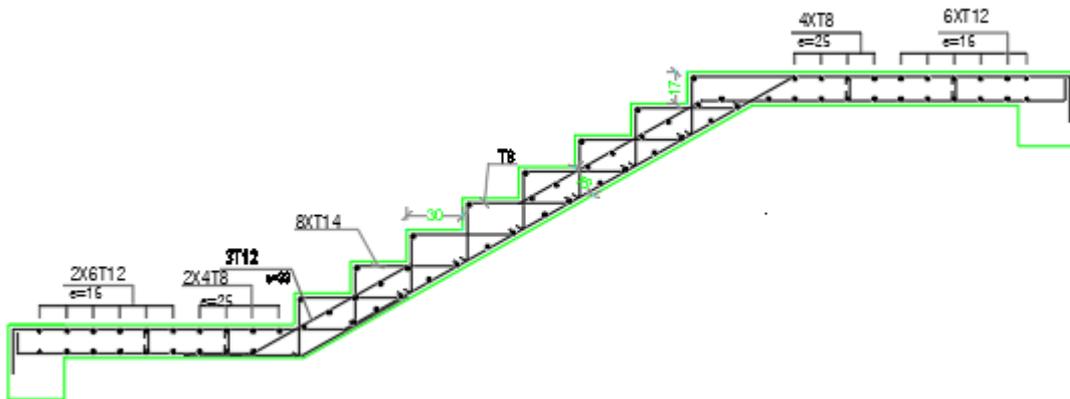
**Tableau III.6 : Vérification de la flèche de l'escalier.**

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
14.1	12.31	0,00854	79.54	2.81	1.12	0,179	41696.59	30516.67	34733.26

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} = 0.125 \text{ cm} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} = 0.328 \text{ cm} \\ \tilde{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0.805 \text{ cm} \end{cases}$$

**Tableau III.7: Récapitulatif de la vérification de la fleche.**

$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	Observation
0,125	0.328	0.203	0.805	Vérifiée



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

## Etude des planchers

### Introduction

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

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.

- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

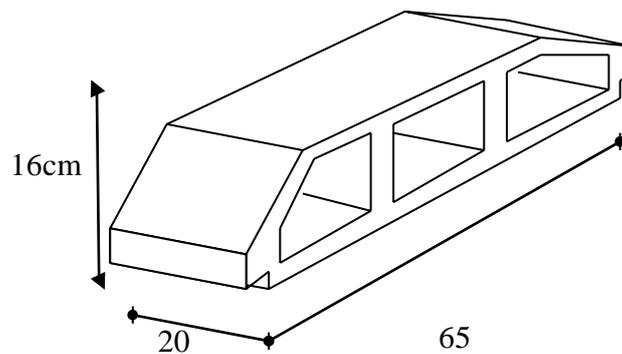
### Plancher à corps creux

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **20cm**

### Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16×20×65)

cm<sup>3</sup> avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.



**Figure III.7 : Corps Creux en 3D.**

### Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis

$$b_0 = (0.4, 0.6) \times h_t$$

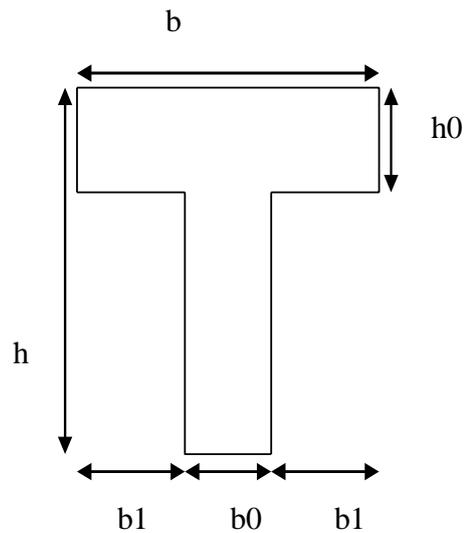
ht : hauteur du plancher

h0 : hauteur de la dalle de compression

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

Lx: Distance entre nus d'appuis des poutrelles

Ly : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.



$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \times h = (8 ; 12) \text{ cm. On adopte } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\text{soit } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 420 - 35 = 385 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(26.5 ; 38.5) \quad \text{soit } b_1 = 26.5 \text{ cm} \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$

**Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

**A l'ELU :**  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$      $p_u = 0.65 \times q_u$

**A l'ELS :**  $q_s = G + Q$      $p_s = 0.65 \times q_s$

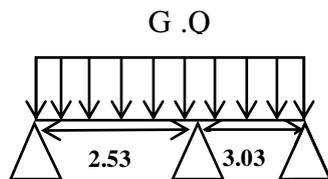
**Tableau III.8 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.**

Désignation	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			qu (kN/m <sup>2</sup> )	Pu (kN/ml)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	Ps (kN/ml)

Terrasse accessible	6,38	1,50	10,863	7,06	7,88	5.122
Etages d'habitation	5,34	1,50	9.459	6,14835	6.84	4.446

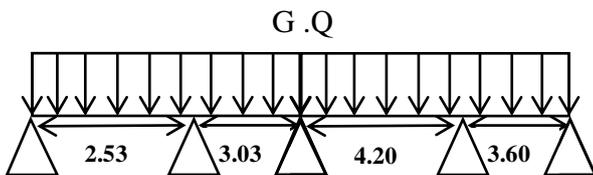
**Les Différents types de poutrelles**

**Type 1: 2 travées**



**Figure III.8 :Schéma statique de la poutrelle à 2 travées.**

**Type 2 : 4 travées**



**Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle à 4 travées.**

**Conclusion :**

On va généralisée avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

**Méthode de calcul**

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de RDM ou bien en utilisant le logiciel SAP2000 qui se base sur les théories des Eléments finis. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de CAQUOT

•Par le logiciel SAP2000

### Calcul des poutrelles :

**Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :**

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

➤ **1ere étape de calcul : avant coulage**

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille  $Q=1\text{KN/m}^2$ .

### Evaluation des charges et surcharges

#### Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle  $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\text{kN/ml}$

Poids du corps creux...  $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82\text{kN/ml}$

$G = 1,97\text{kN/ml}$

#### Charges d'exploitation :

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

#### Combinaison des charges

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

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

**Calcul des moments**

$$M_u = \frac{qul^2}{8} = \frac{3.64 \cdot 4.2^2}{8} = 8.0262 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser} = \frac{qsl^2}{8} = \frac{2.62 \cdot 4.2^2}{8} = 5.7771 \text{ kn.m}$$

**•Ferrailage**

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

$M_u = 8.0262 \text{ kNm}$  ;  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $h = 5 \text{ cm}$  ;  $d = 4,5 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 1.942, \mu_r = 0.371 \longrightarrow A' \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

o 2ème étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « Té ».

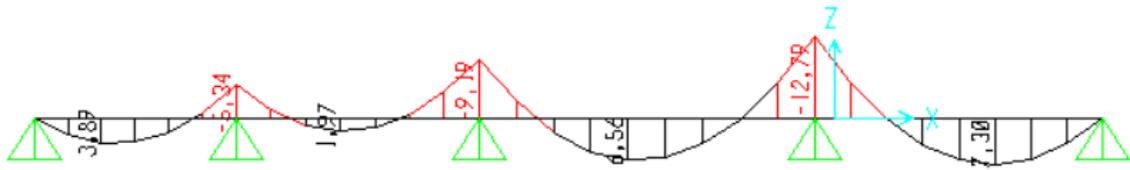
**Calcul des efforts internes**

N.B : Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

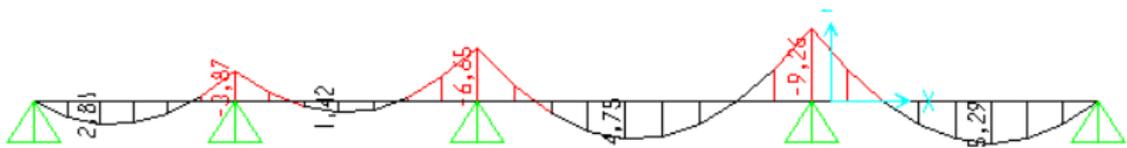
**Méthode utilisée : élément finis (SAP2000).**

**Diagrammes des Moments**

**ELU :**

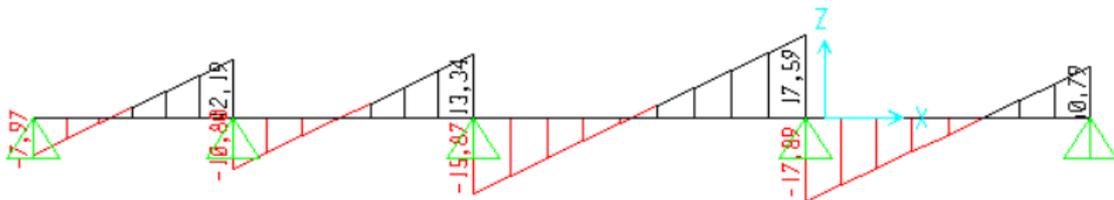


ELS :



Diagrammes des efforts tranchants

ELU :



ELS :

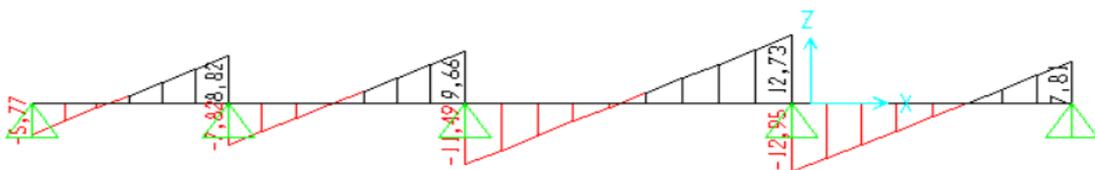


Figure III.10 : Moment fléchissant et Effort tranchant de la poutrelle à 04 travées

**Calcul du ferrailage**

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres types on les a généralisées par le même calcul.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

**E.L.U :**

$$M_{tmax} = 7.30 \text{ kN.m}$$

$$M_{appmax} = -12.79 \text{ kNm}$$

$$T_u \text{ max} = 17.29 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

$$M_{tsermax} = 5.29 \text{ kNm}$$

$$M_{asermax} = -9.26 \text{ kNm}$$

**Ferrailage en travée**

$H = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  $F_e = 500 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

$$M_{tab} = b h \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 85.6375 \text{ KN.m}$$

On a :  $M_u < M_{tab}$

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

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table " b ". Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( b × h ) en flexion simple.

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

**Tableau III.9: choix des armatures des poutrelles**

	Mu (kn.m )	μ	μ < μr	α	Z(mm)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	As choix
Appuie	-12.79	0.193	oui	0.27	160.56	1.83	0.208	3T10	2.36

**Vérifications**

**Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :

$T_u^{max} = 17.29 \text{ kN}$ .

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

Tel que :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 4 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0.80 < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Au voisinage des appuis :**

**Appuis de rives**

**Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_k}$$

Avec :  $T_u = 7.97 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{7.97 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.409 \leq 0.4 \times \frac{30}{1.5} = 8 \text{ mpa}$$

### Vérification des armatures longitudinales

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_{umax} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -1.41 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

### Appuis intermédiaires

### Vérification de la contrainte de compression

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_k}$$

$$\sigma_b = \frac{17.89 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.920 \leq 0.4 \times \frac{30}{1.5} = 8 \text{ mpa}$$

### Vérification des armatures longitudinales

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_{umax} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -1.40 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

### Vérification des contraintes

### Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton

### Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment Mser, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

### Détermination de l'axe neutre

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

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

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

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

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

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui

Suivent :

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

**Tableau III.10 :verification a l'ELS**

	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>Vérification</b>
<b>Travée</b>	5.29	2,36	4,025	9245,63	2.30	<b>vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	9.26	2,26	4.025	9245.63	4.03	<b>vérifiée</b>

**Vérification de la fleche**

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

<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}</math></li> <li>• <math>\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}</math></li> <li><math>\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\frac{h}{L} = 0,0476 &lt; 0,0625 \dots\dots\dots</math> <u>non vérifiée</u></li> <li><math>\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 &gt; 0,0084 \dots\dots\dots</math> <u>non vérifiée</u></li> <li><math>\frac{h}{L} = 0,0476 &lt; 0,091 \dots\dots\dots</math> <u>non vérifiée</u></li> </ul>
--	--

Avec :

h = 20cm ; b<sub>0</sub>= 12cm ; d= 18cm ; L= 4,2 m ; M<sub>user</sub>= 5.29 kNm

M<sub>0</sub>= 8.0262kNm ; A<sub>s</sub>= 2,36 cm<sup>2</sup> ; F<sub>e</sub>= 500 MPa.

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

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_s - f_i \leq \bar{f}$  [2]

Tel que :  $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$  Si  $L > 5,00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$  Si  $L \leq 5,00 \text{ m}$

Donc :  $\bar{f} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$

- Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>" :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{r28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{r28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{r28}}{4\delta\sigma_s + f_{r28}}$$

σ<sub>s</sub> : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III.11 :récapitulatif de la fleche**

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
5.29	2.36	6.84	0.0109	124.52	4.31	1.72	0.463	20348.97	7472.42	11327.89

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{e28})^{\frac{1}{3}} = 11496.76 \text{ MPa}$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0.365 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad L=4.20 \text{ m}$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0.716 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,351 \text{ cm} \cdot \bar{f} = 0,84 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

**Calcul des armatures transversals et l'espaceement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type Haute adhérence de nuance  $FeE500$  ( $f_e=500MPa$ ).

- Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- RPA 99 version 2003 :

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

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$

$\phi_l$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \text{Min}(0,57\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm})$ .

On adopte :  $\phi_t=8\text{ mm}$

- Selon le C.B.A 93 :
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.0128 \text{ cm}$
  - $S_t \leq 16.2 \text{ cm}$
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.0144 \text{ cm}$
  
- Selon le RPA99 version 2003 :
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm}$
  - $S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots \text{Zonenodale}$
  - $S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante}$

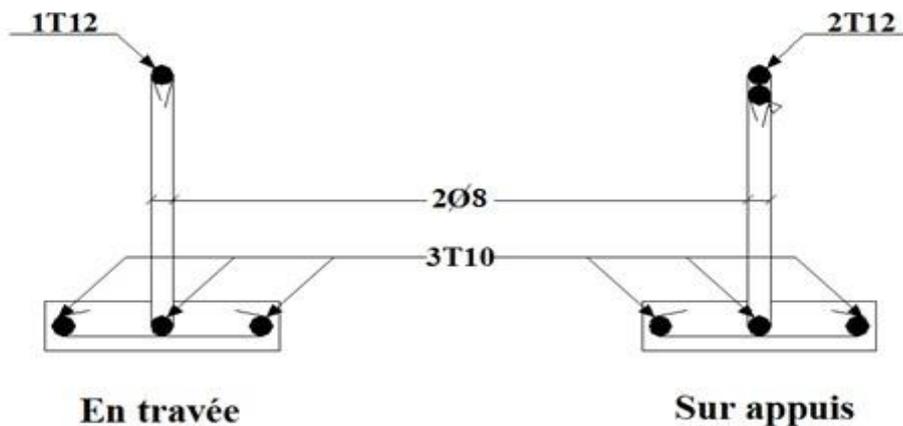
**Choix des armatures**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \varphi^2 / 4 = 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 2 \cdot \varphi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \rightarrow S_t \leq 15.83 \text{ cm}$$

Donc :  $\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots \text{Zonecourante} \end{cases}$



**Figure III.11 : Schéma de ferrailage des poutrelles plancher**

### Ferraillage de la dalle de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si: } A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \quad (L \text{ en cm}) \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right. \quad [5] \text{ (art.6.8.4.2.3)}$$

Avec : L : distance entre axes des poutrelles

$A_1$  : armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_2$  : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que  $L = 65 \text{ cm}$ ,  $f_e = 520 \text{ MPa}$

Donc :  $A_1 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ,

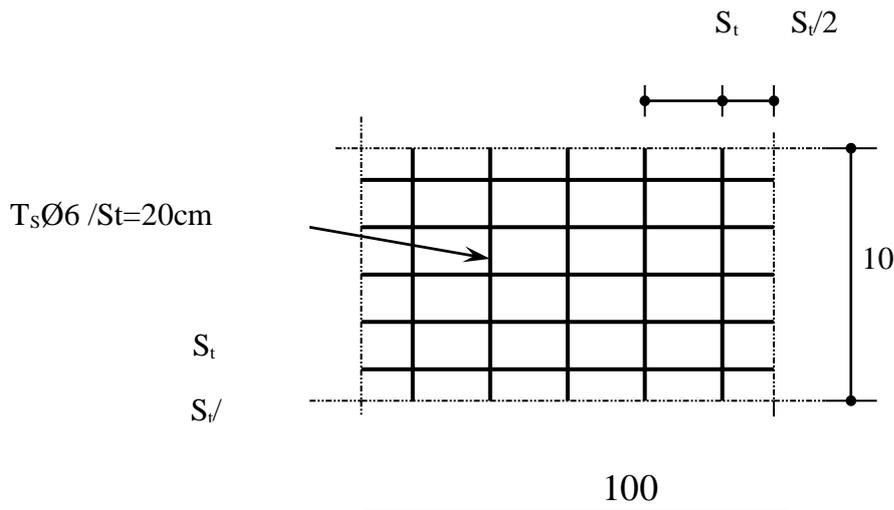
On adopte  $A_1 = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$

$$A_2 = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_2 = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \text{ pour les deux sens}$$

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

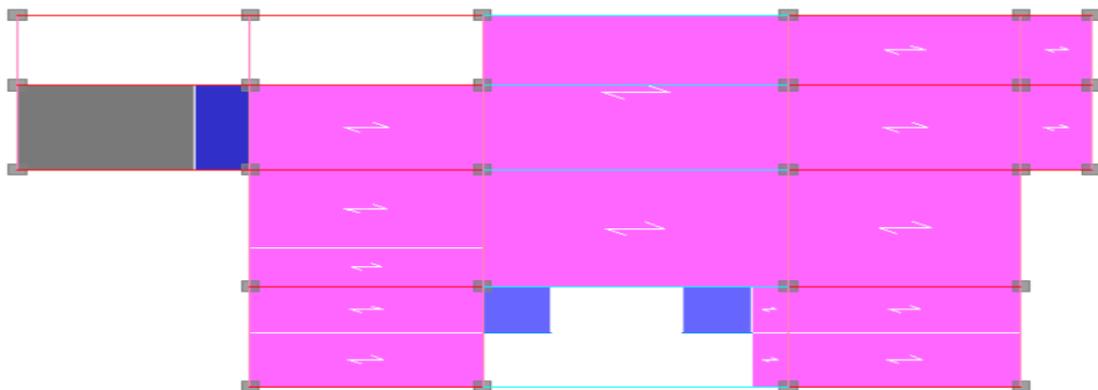


**Figure III.12 : Ferrailage de la dalle de compression.**

**Plancher en dalle pleine**

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a :



- plancher corps creux
- Veriere
- dalle pleine

**Figure III.13 : Disposition des planchers**

**Dalle pleine la plus sollicité :**

**Evaluation des charges**

$$G=7.28 \text{ kN/m}^2; Q=1.5 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 12.078 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 8.78 \text{ kN/m}^2$$

**Calcule des sollicitations :**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

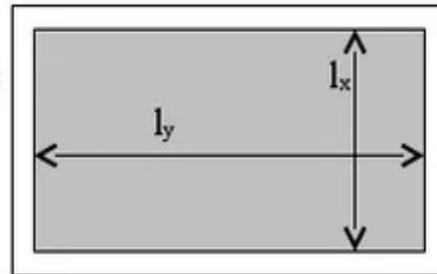
$$\text{A l'appuis} = 0.5 \cdot M_0$$

$$\text{En travées} = 0.85 M_0$$

1. **Calculer :**  $\rho = l_x / l_y$

- Si  $\rho < 0.40 \Rightarrow$  la dalle porte dans un seul sens : le sens de  $l_x$

- Si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle porte dans deux sens : le sens de  $l_x$  et de  $l_y$



2. **Déterminer l'épaisseur de la dalle**

$$\frac{h}{l_x} \geq \begin{cases} 1/20 \text{ dalle sur appuis simples} \\ 1/30 \text{ dalle continue avec } \rho < 0.40 \\ 1/40 \text{ dalle continue avec } 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{cases}$$

1- **dalle portant dans un seul sens :  $\rho < 0.40$**

3. **Calculer les charges au  $m^2$**

- Charges permanentes : G
- Charges d'exploitation : Q

4. **Calculer les combinaisons d'actions**

- à l'E.L.U  $\Rightarrow p_u = 1.35G + 1.50Q$
- à l'E.L.S  $\Rightarrow p_{ser} = G + Q$

5. **Calculer les sollicitations**

- à l'E.L.U  $\Rightarrow M_u = \frac{p_u l^2}{8} ; V_u = \frac{p_u l}{2}$
- à l'E.L.S  $\Rightarrow M_{ser} = \frac{p_{ser} l^2}{8}$

Les résultats des moments sont présentés dans le tableau suivant :

Avec :  $L_x=1.28m$  ,  $L_y=3.83m$

**Tableau III.12: Résultats des moments pour les dalles pleines**

		<b>ELU</b> <b>KN.m</b>	<b>ELS</b> <b>KN.m</b>
(XX)	<b>En travée</b>	2.099	1.5283
	<b>Sur appuis</b>	1.335	0.899
(YY)	<b>En travée</b>	18.824	13.68
	<b>Sur appuis</b>	11.073	8.05

**Ferraillage de la dalle**

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b×h) = (100×15) cm<sup>2</sup>.

Les données :  $f_{c28} = 30$  MPa,  $f_{t28} = 2,4$  MPa,  $f_{bc} = 17$  MPa,  $d = 13,5$  cm,  $F_e = 500$ MPa

**Tableau III.13: Ferraillage dans le sens x de la dalle pleine.**

Sens x	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A^{calc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$	choix	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.099	0,0067	oui	0	0,0084	13.45	0.35	1.44	4T8	2.01
Appui	1.335	0,0043	oui	0	0,0053	13,47	0.22	1.44	4T8	2.01

**Tableau III.14 : Ferrailage dans le sens y de la dalle pleine.**

Sens y	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A^{calc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$	choix	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	18.824	0.060	oui	0	0.077	13.08	3.30	1.2	8T8	4.02
Appui	11.073	0,035	oui	0	0.044	13.26	1.91	1.2	4T8	2.01

**Espacement :**

➤ **Travée :**

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

**Appuis :**

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

**Travée :**

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{8} = \underline{12.5}cm < \text{Min}(4h;40cm) = 40cm$       Vérifiée

**Appuis:**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = \underline{25}cm < \text{Min}(4h;40cm) = 40cm$       Vérifiée

**Armatures de répartitions :**

$Ar \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.02}{4} = 1.005cm^2$

**Travée :** Choix : 2T8=1,01cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub>= 50cm.

**Appui :** Choix : 2T8=1,01cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub>= 50cm.

**Condition de non fragilité**

On doit vérifier que :

$A_s \geq A_s^{min} = 0,6 \cdot 0,00 \cdot bh = 0,6 \cdot 0,00 \cdot 100 \times 15 = 0,9cm^2$

**Travée :**

$A_s = 4.02cm^2 > A_s^{min} = 0,9cm^2$       Vérifiée.

**Appuis :**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{ubarre}$

$$\text{Avec : } \tau_{ubarre} = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{q_u}{2} = 23.129 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0.17 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**Vérification des contraintes :**

La fissuration étant peu Préjudiciable , donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**Vérification contrainte de béton:****Position de l'axe neutre y**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

**Moment d'inertie "I"**

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

$$\text{Avec : } n=15 ; d=13,5 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; A'_s=0$$

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [2] on doit vérifier que :

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{MPa} \right.$$

Avec :  $\eta=1,6$ (H.A)

**Tableau III.15: Vérification des contraintes de la dalle pleine.**

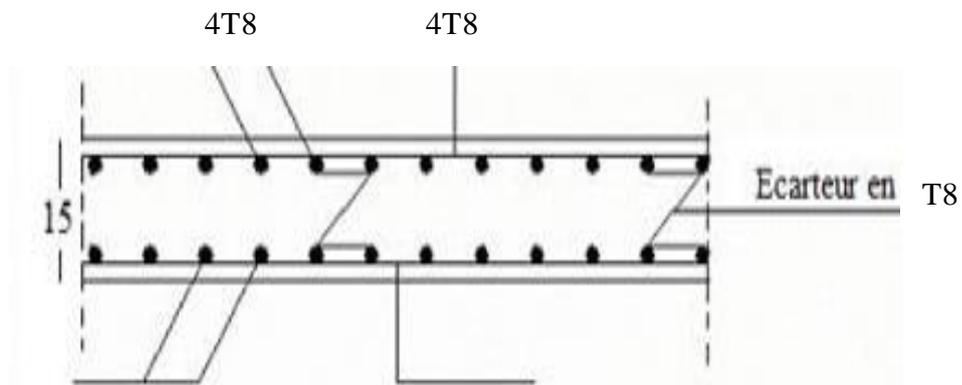
	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	x-x	1.5283	2.01	2.56	4167.70	0.93	vérifiée
	y-y	13.68	4.02	3.47	7458.96	6.36	
<b>Appuis</b>	x-x	0.899	2.01	2.56	4167.70	0.55	vérifiée
	y-y	8.05	2.01	2.56	4167.70	4.94	

**Vérification de la flèche :**

Dans le cas des dalles de bâtiments courants dont le rapport des portées sont compris entre 0,4 et 2,5 ; on peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en

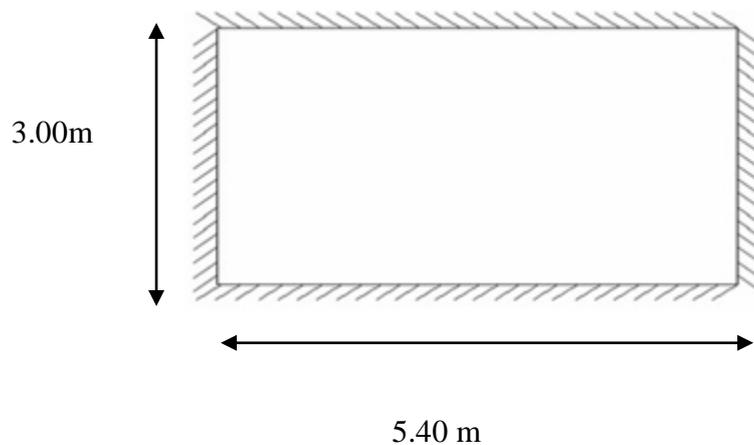
$$\left. \begin{array}{l} \text{même temps :} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0.117 \geq 0.037 \text{ a } 0.028 \text{ c } \textit{vérifier} \\ 2.97 \times 10^{-3} \leq 4 \times 10^{-3} \text{ c } \textit{vérifier} \end{cases}$$

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



**Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.2 appuis**

Dalle pleine rectangulaire repose sur 4 appuis au niveaux du RDC :



**Figure III.15 schéma dalle pleine a 4 appuis**

**Evaluation des charges**

Charge permanente :  $G=7.28 \text{ kN/m}^2$

$G \times 1\text{m} = 7.28 \times 1 = 7.28 \text{ KN/m}$ , Pour une bande de

Charge d'exploitation :  $Q=1,5 \text{ kN/m}^2$

**Calcul des sollicitations**

$L_x=3.00\text{m}$      $L_y=5.40\text{m}$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.55 > 0.4$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.078 \text{ kn}$$

$$P_{ser} = 8.78 \text{ kn}$$

$$M_x = \mu_x P_u \cdot l^2 = 0.0894 \cdot 12.078 \cdot 3^2 = 9.17 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 2.43 \text{ kn.m}$$

$$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm} ; d = 0,9h = 13,5\text{cm} ;$$

$$F_e = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa}$$

$$; \sigma_s = 435\text{MPa}$$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x = \frac{M_x}{Pl_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$
0,40	0,110	0,250
0,45	0,102	0,250
0,50	0,095	0,250
0,55	0,088	0,250
0,60	0,081	0,305
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887

**Tableau III.16: dalles Rectangulaires uniformément charger**

**Tableau III.17. : Ferrailage dans le sens x de la dalle pleine**

Sens xx	MU Kn.m	$\mu$	$\mu < \mu_r$	A's	$\alpha$	Z cm	A <sub>calcul</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> choix	A <sub>s</sub> Cm <sup>2</sup>
0.85*Travée	7.7945	0.025	oui	0	0.03	13.327	1.3445	1.44	4T8	2.02
0.5*Appuis	4.585	0.014	oui	0	0.018	13.99	0.78	1.44	4T8	2.02

**Tableau III.18 : Ferrailage dans le sens y de la dalle pleine.**

Sens yy	MU Kn.m	$\mu$	$\mu < \mu_r$	A's	$\alpha$	Z cm	A <sub>calcul</sub> Cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> choix	As Cm <sup>2</sup>
0.85*Travée	2.06	0.0064	oui	0	0.00866	13.456	0.35	1.2	4T8	2.02
0.5*Appuis	1.215	0.00394	oui	0	0.00532	13.713	0.20	1.2	4T8	2.02

**Espacement :****Travée :**

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

**Appuis :**

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

**Travée :**

$$\text{Sens y-y : esp} = \frac{100}{4} = \underline{25\text{cm}} < \text{Min}(4h; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

**Appuis:**

$$\text{Sens x-x : esp} = \frac{100}{4} = \underline{25\text{cm}} < \text{Min}(4h; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2$$

- **Travée** : Choix : 2T8=1.01cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 50cm.
- **Appui** : Choix : 2T8=1,01cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 50cm.

**Condition de non fragilité**

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,6\%_o bh = 0,6/1000 \times 15 = 0,9\text{cm}^2$$

- **Travée**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

**Appuis :**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{ubarre}$

Avec :  $\tau_{ubarre} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$T_u = \frac{q_u}{2} = 6.039 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0.04 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**Vérification des contraintes :**

La fissuration étant peu Préjudiciable , donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**Vérification contrainte de béton:**

**Position de l'axe neutre  $y_s$**

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

**Moment d'inertie "I"**

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

Avec : n=15 ; d=13,5cm ; b=100cm ; A's=0

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [2] on doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa \end{array} \right.$$

Avec : η=1,6(H.A)

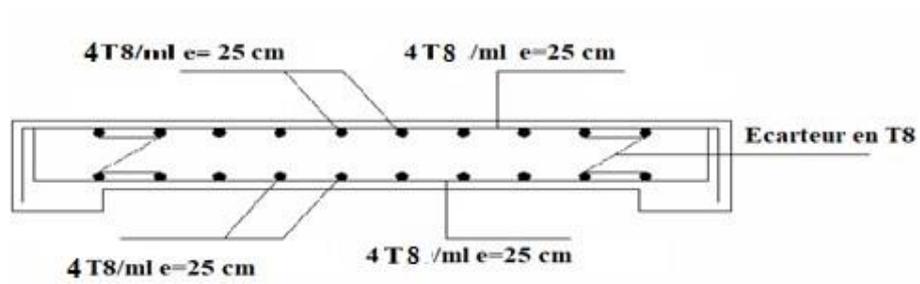
**Tableau III.19 : Vérification des contraintes de la dalle pleine.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	x-x	6.001	2.01	2.56	4167.70	3.68	vérifiée
	y-y	1.75	2.01	2.56	4167.70	1.074	
<b>Appuis</b>	x-x	3.53	2.01	2.56	4167.70	2.16	vérifiée
	y-y	0.8825	2.01	2.56	4167.70	0.542	

**Vérification de la flèche**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} < \frac{2}{t_e} \\ \frac{h}{L_x} > \frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{20} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \{ 0.0015 \leq 0.004 \dots \text{vérifier} \\ \{ 0.05 \geq 0.04 \text{ à } 0.05 \dots \text{vérifier} \end{array}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire



**Figure III.16: Schéma de ferrailage des dalles pleines à 4 appuis**

## IV Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS 17.0.1 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

### IV.1 Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### IV.2 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.

A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

### IV.3 Modélisation de la masse

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99 version 2003 avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (masse source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à

celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la caged'escalier (par plancher).

#### IV.4 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### IV.4.1 La méthode statique équivalente

###### Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- Zone III :
- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3niveaux ou 10m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2niveaux ou 8m.

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

**IV.4.2 La méthode modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

**Principe :**

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \dots (4-14) [1]$$

Où :

N est le nombre de niveaux au-dessus de sol

T<sub>k</sub> la période du mode K.

Analyse spectrale :

- Utilisation des spectres de réponse

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots (4-13) [1]$$

- Représentation graphique du spectre de réponse

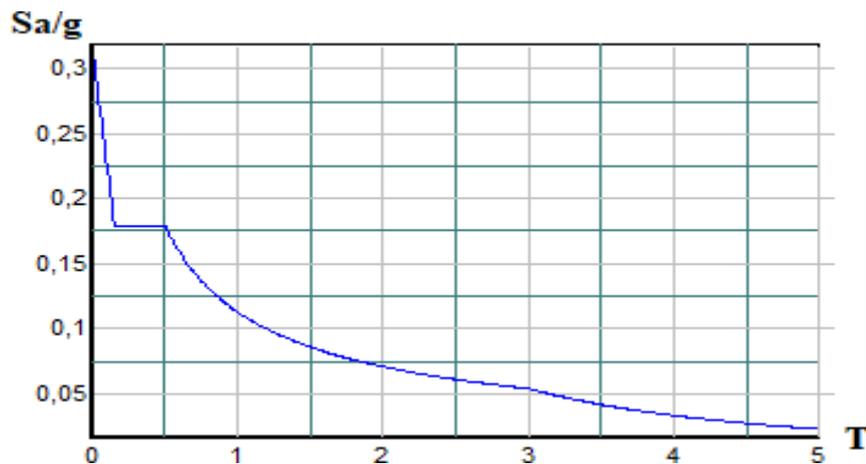


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur.

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$Q$  : Facteur de qualité.

#### IV.4.2.1 Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le « *RPA99 version 2003* » est relative à la résultante des forces sismiques

En effet la résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment...) dans le

rapport:  $\frac{0,8V}{V_t}$

## IV.4.2.2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

- groupe d'usage : 2
  - zone sismique : III
- }  $\longrightarrow A=0,25$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Catégorie S<sub>3</sub> → site meuble

$$\left\{ \begin{array}{l} T1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T2 = 0,50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

- $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$   
avec  $\xi = 8.5 \% \rightarrow \eta = 0,82$

**IV.4.2.2.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 25.33 \text{ m}$$

L : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 24.95 \text{ m} \\ L_y = 13.36 \text{ m} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (25,33)^{3/4} = 0,56 \text{sec}$ , dans les deux directions.

- Suivant la direction (x-x)  $T_x = 0,09 \times \frac{25,3}{\sqrt{24,9}} = 0,46 \text{ sec}$
- Suivant la direction (y-y)  $T_y = 0,09 \times \frac{25,3}{\sqrt{13,36}} = 0,62 \text{ sec}$

Sens (x-x) :  $T_x = \min(0,56; 0,45) = 0,45 \text{sec}$ .  $\longrightarrow 1,3 T_x = 0,585 \text{ sec}$

Sens (y-y) :  $T_y = \min(0,56; 0,62) = 0,56 \text{sec}$ .  $\longrightarrow 1,3 T_y = 0,728 \text{sec}$

Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit [6] :

$$T = \begin{cases} T \text{ analytique} & \text{si } T \text{ analytique} < 1,3 T_{\text{empirique}} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de RPA 99 v2003 en fonction du système de contreventement.

On a choisi un R=5 (mixte portique/voiles avec interaction).

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non ". Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

**Tableau IV : Facteur de qualité.**

Critère q	Observée (o/n)	$P_q // xx$	Observée (o/n)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
Redondance en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1,15.$$

$$Q//yy = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1,15.$$

#### IV.4.2.2.2 Vérification des déplacements latéraux inter étages

L'une des vérifications préconisée par les RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page 40 des RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

### Résultats de l'analyse sismique

#### 1. Modèle initial :

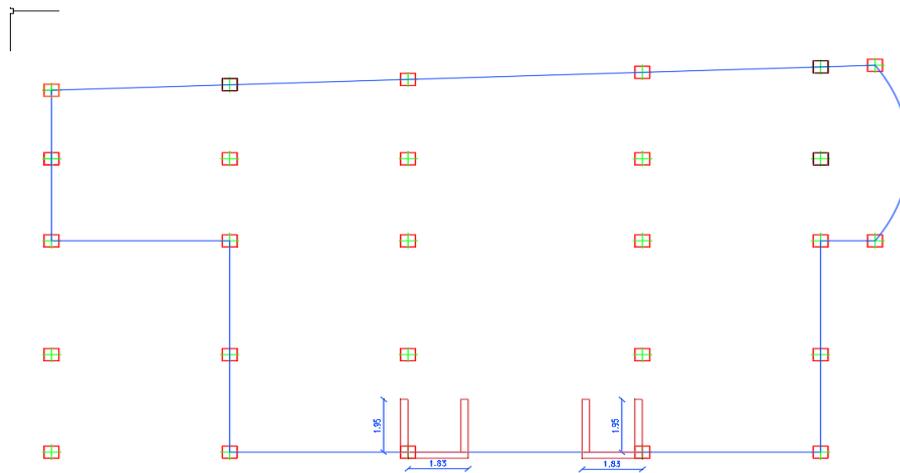


Figure VI.2 : Vue en plan du modèle initial

**Caractéristiques dynamique propres du modèle initial**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à Une période fondamentale :  $T = 0.598\text{sec}$

**Tableau IV.1 : Participation massique du modèle final.**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,598122	51,4739	0,0517	0	51,4739	0,0517	0
2	0,541557	0,0224	75,4305	0	51,4963	75,4823	0
3	0,454198	26,0129	0,0023	0	77,5092	75,4845	0
4	0,198009	7,5625	0,0201	0	85,0717	75,5046	0
5	0,164258	0,0109	14,8398	0	85,0826	90,3444	0
6	0,138739	5,8218	0,0013	0	90,9044	90,3457	0
7	0,109678	2,6515	0,0046	0	93,5559	90,3503	0
8	0,083922	0,0074	5,1091	0	93,5633	95,4594	0
9	0,072612	0,0266	0,0001	0	93,5899	95,4595	0
10	0,071884	3,3995	0,0039	0	96,9894	95,4634	0

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

Les " RPA99 version 2003 " rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

## 2. Modèle finale

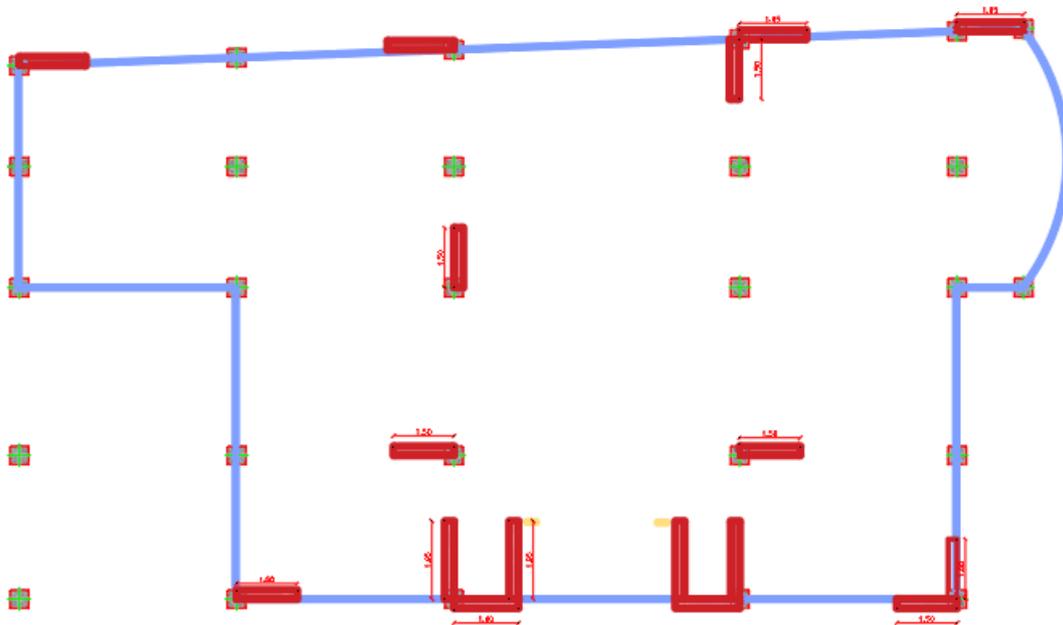


Figure VI.3 :vue en plan du modèle final

## Caractéristiques dynamique propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale :  $T=0.673$  sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30% donc :

$$T_{\text{ecp}}=1.3*T \rightarrow T_{\text{ecp}}=1.101\text{s}$$

Il faut que :

$$T_{\text{numérique}} \leq T_{\text{ecp}} \rightarrow 0.673\text{s} < 1.101\text{s} \rightarrow \text{la période est vérifiée}$$

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle final.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,67328	0,2415	70,1574	0	0,2415	70,1574	0
2	0,630113	31,4849	2,2257	0	31,7263	72,3831	0
3	0,481729	42,0853	0,3961	0	73,8116	72,7792	0
4	0,186738	0,8743	11,7226	0	74,686	84,5018	0
5	0,177809	4,8653	3,9526	0	79,5513	88,4544	0
6	0,132938	8,9821	0,196	0	88,5334	88,6503	0
7	0,08783	0,2906	4,236	0	88,824	92,8863	0
8	0,081729	2,0934	1,4091	0	90,9174	94,2954	0

#### IV.4.2.2.3 Résultantes des forces sismiques

$$T_x = 0.46 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.62 \text{ sec}$$

Calcul de D :

$$D_x = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.041$$

avec

$$T_2 = 0.5 \text{ sec}$$

$$D_y = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.762$$

$$W = 13372.76 \text{ kN} \rightarrow V_x = 2242.26 \text{ kN}$$

$$V_y = 1935.01 \text{ kN}$$

$$0.8 V_x = 1793,804963 \text{ kN}$$

→

$$0.8 V_y = 1548,00459 \text{ kN}$$

$$F_1 = V_{\text{dynamique}_x} = 3068.63 \text{ kN}$$

$$F = V_{\text{dynamique}_y} = 3188.57 \text{ kN}$$

il faut que :  $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 * V_{\text{statique}}$

	$V_{\text{dyn}} (KN)$	$0.8 * V_{\text{st}} (KN)$	observation
Sens X-X	3068.63	1793,804963	vérifier
Sens Y-Y	3188.57	1548,00459	vérifier

## IV.4.2.2.4 Vérification de l'effort normal réduit

Tableau IV.3: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Etages	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	(kN)	$\nu$	vérification
6 <sup>ème</sup>	1600	174.49	0.036	Verifier
5 <sup>ème</sup>	1600	336.77	0.070	Verifier
4 <sup>ème</sup>	2025	506.43	0.083	Verifier
3 <sup>ème</sup>	2025	681.78	0.112	Verifier
2 <sup>ème</sup>	2500	951.24	0.127	Verifier
1 <sup>er</sup>	2500	1386.87	0.185	Verifier
RDC	2500	1831.18	0.244	Verifier

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au seisme est limité par la

condition suivante:

$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

avec :

N : l'effort normal de compression s'exercant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

$f_{c28} = 30\text{Mpa}$

## IV.4.2.2.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R

Justification des voiles sous charges verticales

L'effort normal total à la base de la structure

$P_{Tot} = 13372.76\text{kN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles

$P_{voiles} = 8008.95\text{ kN}$ .

$P_{voiles} / P_{Tot} = 59\% > 20\%$ .

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

IV.4.2.2.6 Vérification des déplacements inter étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R * \delta_{eK}$$

(article 4.4.3 R.P.A99/v2003)

**R=3.5**

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

Il faut que:  $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}}$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

(article 5.10 R.P.A99/v2003)

**Tableau IV.4 Vérification des déplacements inter étages du modèle final. Suivant X-X**

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	Observation
RDC	0,12	0,42	0	0,42	374,0	0,112	vérifiée
1	0,34	1,19	0,42	0,77	340,0	0,226	vérifiée
2	0,62	2,17	1,19	0,98	340,0	0,288	vérifiée
3	0,9	3,15	2,17	0,98	340,0	0,288	vérifiée
4	1.17	4,095	3,15	0,95	340,0	0,278	vérifiée
5	1.41	4,935	4,095	0,84	340,0	0,247	vérifiée
6	1.61	5,635	4,935	0,70	340,0	0,206	vérifiée

**Tableau IV.5 Vérification des déplacements inter étages du modèle final. Suivant Y-Y**

Niveauy	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	Observation
RDC	0,18	0,63	0	0,63	374,0	0,168	vérifiée
1	0,51	1,785	0,63	1,16	340,0	0,340	vérifiée
2	0,93	3,255	1,785	1,47	340,0	0,432	vérifiée
3	1.37	4,795	3,255	1,54	340,0	0,453	vérifiée
4	1.8	6,3	4,795	1,51	340,0	0,443	vérifiée
5	2.19	7,665	6,3	1,37	340,0	0,401	vérifiée
6	2.56	8,96	7,665	1,30	340,0	0,381	vérifiée

IV.4.2.2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

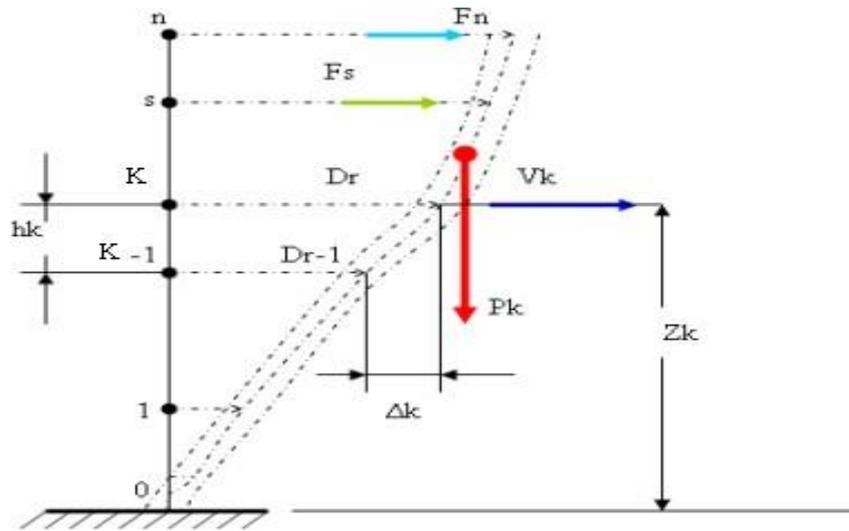


Figure VI.4 : Evaluation des effets du second ordre

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \quad (\text{article 5.9 RPA99/v2003})$$

Avec :

pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

VK : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δk : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

hk : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau IV.6 : Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final.

NIV	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	Pk (kN)	$\Delta$ <sub>x</sub> (cm)	$\Delta$ <sub>y</sub> (cm)	Hk(Cm)	$\theta$ <sub>x</sub>	$\theta$ <sub>y</sub>	OB
RDC	3068,63	3188,57	13372,76	0,42	0,63	374,0	0,005	0,007	<i>vérifiée</i>
ETAGE1	2953,82	3066,02	11615,46	0,77	1,16	340,0	0,009	0,013	<i>vérifiée</i>
ETAGE2	2732,73	2831,28	9654,71	0,98	1,47	340,0	0,010	0,015	<i>vérifiée</i>
ETAGE3	2404,56	2497,63	7693,97	0,98	1,54	340,0	0,009	0,014	<i>vérifiée</i>
ETAGE4	1965,27	2059,29	5733,22	0,95	1,51	340,0	0,008	0,012	<i>vérifiée</i>
ETAGE5	1417,78	1509,78	3772,48	0,84	1,37	340,0	0,007	0,010	<i>vérifiée</i>
ETAGE6	749,24	818,31	1811,73	0,70	1,30	340,0	0,005	0,008	<i>vérifiée</i>

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y < 0,1$  est satisfaites , d'où les effets du 2<sup>o</sup>ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

**V.Introduction**

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

**V.1 Ferraillage des poteaux**

**V.1.1 Introduction**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau V.1.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22.17	1	500	500

**Combinaison d'action**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**Selon CBA 93 :**

Situation durable :

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

### Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :  $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

#### 5.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

#### Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

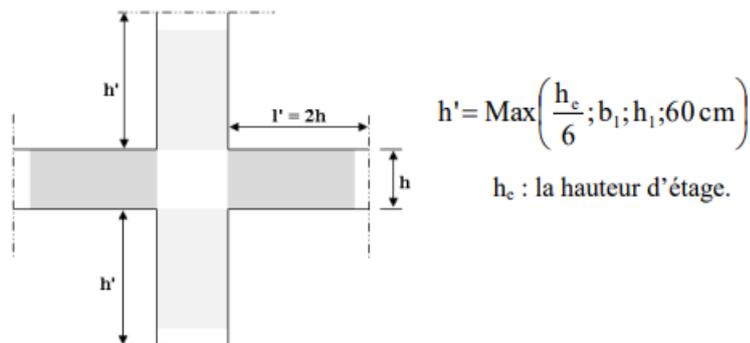


Figure V.1 zone nodale

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

**N.B :** On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

- Situation durable

Combinaison : 1,35G+1,5Q (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>) :

Tableau V.1.2 : Ferrillages des poteaux carrés situation durable (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>).

Etages	Section [cm <sup>2</sup> ]	N <sup>max</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kNm]	Sollicitation	A <sub>s</sub> / face [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> RPA
RDC	50x50	1327.28	15.96	SEC	0	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	1145.19	41.35	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	947.39	18.322	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	755.66	16.858	SEC	0	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	569.37	18.245	SEC	0	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	386.34	12.636	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup>	40x40	205.74	16.477	SEC	0	0	14.4

**Tableau V.1.3 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).**

Étages	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{CORR}$ [kN]	$M^{MAX}$ [kNm]	Sollicitation	$A_s / face$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min} RPA$
RDC	50x50	1327.28	15.96	SEC	0	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	1145.19	41.35	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	824.71	45.833	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	651.85	34.002	SEC	0	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	482.98	43.868	SEC	0	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	316.14	34.462	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup>	40x40	124.26	40.815	SEC	0	0	14.4

**Tableau V.1.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).**

Étages	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{MIN}$ [kN]	$M^{CORR}$ [kNm]	Sollicitation	$A_s / face$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min} RPA$
RDC	50x50	40.47	5.037	SEC	0	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	10.44	17.463	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	127.51	17.014	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	101	14.957	SEC	0	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	74.85	18.888	SEC	0	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	48.9	14.944	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup>	40x40	23.24	18.572	SEC	0	0	14.4

- **Situation accidentelle**
- **Combinaison : G+Q+E**

Tableau V.1.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Étages	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kNm]	Sollicitation	$A_s / \text{face}$ [ $cm^2$ ]	$A'_s$ [ $cm^2$ ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	50x50	1723.8	-90.846	SEC	0	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	1346.87	-143.986	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	951.24	-144.064	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	681.78	-86.996	SEC	0	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	506.43	-95.991	SEC	0	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	336.77	-65.255	SEC	0	0	14.4
6 <sup>ème</sup> _	40x40	174.16	-75.422	SEC	0	0	14.4

Tableau V.1.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Étages	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\text{CORR}}$ [kN]	$M^{\text{MAX}}$ [kNm]	Sollicitation	$A_s / \text{face}$ [ $cm^2$ ]	$A'_s$ [ $cm^2$ ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	50x50	-302.32	110.459	SPC	8.29	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	-524.01	168.033	SPC	13.33	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	-288.59	179.725	SPC	10.72	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	84.6	139.869	SPC	5.97	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	170.86	-146.284	SPC	5.49	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	102.72	-93.271	SPC	4.12	0	14.4
6 <sup>ème</sup> _	40x40	43.34	-98.595	SPC	5	0	14.4

**Tableau V.1.7 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{\min}$ ;  $M^{corr}$ )**

Etages	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kNm]	Sollicitation	$A_s / \text{face}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\min} RPA$
RDC	50x50	-710.31	97.591	SPC	11.98	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	-524.01	168.033	SPC	13.34	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	-304.47	130.586	SPC	9.25	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	-212.26	63.947	SPC	5.2	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	-131.55	69.837	SPC	4.65	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	-66.52	42.804	SPC	2.98	0	14.4
6 <sup>ème</sup>	40x40	-21.34	43.604	SPC	2.56	0	14.4

**Combinaison : 0,8G+E**

**Tableau V.1.8 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{corr}$ ).**

Etages	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kNm]	Sollicitation	$A_s / \text{face}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\min} RPA$
RDC	50x50	1543.26	-31.102	SEC	0	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	1201.42	-148.853	SEC	0	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	834.56	-151.254	SEC	0	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	513.26	-109.535	SPC	0.41	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	354.63	-97.445	SPC	1.24	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	234.42	-66.417	SPC	1.3	0	14.4
6 <sup>ème</sup>	40x40	120.59	-76.888	SPC	3	0	14.4

**Tableau V.1.9 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).**

Etages	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{CORR}$ [kN]	$M^{MAX}$ [kNm]	Sollicitation	$A_s / face$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min} RPA$
RDC	50x50	-333.65	110.233	SPC	8.63	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	-669.47	163.166	SPC	14.7	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	-139.16	176.768	SPC	9.64	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	-44.21	138.254	SPC	7.1313	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	22.98	143.072	SPC	6.72	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	74.41	-90.004	SPC	4.2	0	14.4
6 <sup>ème</sup> -	40x40	28.86	-94.588	SPC	4.9	0	14.4

**Tableau V.1.10 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).**

Etages	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{MIN}$ [kN]	$M^{CORR}$ [kNm]	Sollicitation	$A_s / face$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min} RPA$
RDC	50x50	-890.85	96.202	SEC	15.78	0	22.5
1 <sup>er</sup>	50x50	-669.47	163.166	SPC	16.91	0	22.5
2 <sup>ème</sup>	50x50	-405.27	172.534	SPC	14.13	0	22.5
3 <sup>ème</sup>	45x45	-231.60	63.065	SPC	6.17	0	18.23
4 <sup>ème</sup>	45x45	-146.66	68.691	SPC	5.47	0	18.23
5 <sup>ème</sup>	40x40	-77.42	41.823	SPC	3.49	0	14.4
6 <sup>ème</sup> -	40x40	-28.07	42.412	SPC	2.95	0	14.4

- . Choix des armatures

Tableau V.1.11 : Choix des armatures des poteaux carrés.

Etages	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> / face (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	15.78	22.5	75	150	4T20+8T16	28.65
1 <sup>ème</sup>	50x50	16.91	22.5	75	150	4T20+8T16	28.65
2 <sup>ème</sup>	50x50	14.13	22.5	75	75	4T20+8T16	28.65
3 <sup>ème</sup>	45x45	7.13	18.23	60.75	121.5	4T20+4T16	20.61
4 <sup>ème</sup>	45x45	6.72	18.23	60.75	121.5	4T20+4T16	20.61
5 <sup>ème</sup>	40x40	4.2	14.4	48	96	8T16	16.08
6 <sup>ème</sup>	40x40	4.9	14.4	48	96	8T16	16.08

**Vérification vis-à-vis de l'état limite de service**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c,28} = 18MPa$
- Acier : Fissuration peu nuisible..... Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} . t_e , \max \left( 0,5 f_c ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 250MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Combinaison ELS : G+Q

Tableau V.1.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )

Etages	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	50x50	-959.88	11.538	11.93	250	0.612	18	ok
1 <sup>er</sup>	50x50	-828.6	29.89	30.92	250	1.586	18	ok
2 <sup>ème</sup>	50x50	-685.54	13.221	13.67	250	0.701	18	ok
3 <sup>èm</sup>	45x45	-546.86	12.164	22.19	250	1.084	18	ok
4 <sup>ème</sup>	45x45	-412.12	13.16	24.01	250	1.17	18	ok
5 <sup>ème</sup>	40x40	-279.73	9.112	17.88	250	0.935	18	ok
6 <sup>ème</sup>	40x40	-149.1	11.895	23.34	250	1.221	18	ok

Tableau V.1.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )

Etages	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (kN)	$M_{ser}^{max}$ (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	50x50	-959.88	11.538	11.93	250	0.612	18	ok
1 <sup>er</sup>	50x50	-828.6	29.89	30.92	250	1.586	18	ok
2 <sup>ème</sup>	50x50	-598.72	33.638	34.80	250	1.78	18	ok
3 <sup>èm</sup>	45x45	-473.01	24.941	45.39	250	2.22	18	ok
4 <sup>ème</sup>	45x45	-350.2	32.156	58.52	250	2.86	18	ok
5 <sup>ème</sup>	40x40	-228.86	25.274	49.59	250	2.59	18	ok
6 <sup>ème</sup>	40x40	-108.54	29.761	58.39	250	3.05	18	ok

- Vérification De L'effort Tranchant

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  .....Poteaux carré

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u \text{ ..... Poteaux circulaire}$$

Où  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d=h-c).

R : Rayon de la section du poteau

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 [2]**

Armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \text{ ..... Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \text{ ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**Selon RPA99 ver.03 [1]**

$$\tau_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ ..... si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ ..... si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

$\lambda$  : L'élancement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Poteaux carrés :**

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{l_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned} \right\}$$

**Tableau V.1.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés**

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	τ <sup>RPA</sup> <sub>u</sub> (MPa)	τ <sup>BAEL</sup> <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
RDC	50x50	13.23	0.0588	18.18	0,075	2.25	3	ok
1 <sup>er</sup>	50x50	20.42	0,090	16.52	0,075	2.25	3	ok
2 <sup>ème</sup>	50x50	27.13	0.120	16.52	0,075	2.25	3	ok
3 <sup>èm</sup>	45x45	21.12	0.115	18.44	0,075	2.25	3	ok
4 <sup>ème</sup>	45x45	26.76	0.146	18.44	0,075	2.25	3	ok
5 <sup>ème</sup>	40x40	21.2	0.147	20.87	0,075	2.25	3	ok
6 <sup>ème</sup>	40x40	25.81	0.179	20.87	0,075	2.25	3	ok

- V.1.2 Ferraillage transversal des poteaux**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93 [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} A_t: \text{Section d'armatures transversales.} \\ b: \text{Largeur de la section droite.} \\ h: \text{Hauteur de la section droite.} \end{array}$$

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.  
 $\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.  
 $\phi_l$ : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :  
 $A_t$ : Section d'armatures transversales.  
 $S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$T_u$ : Effort tranchant à l'ELU.  
 $f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.  
 $h$ : Hauteur totale de la section brute.  
 $\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.  
 $\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$   
 $\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$   
 $\lambda_g$ : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :  
 $S_t \leq 10\text{cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) Selon le RPA99 ver2003

$$\lambda_g : L'élancement géométrique du poteau \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L<sub>f</sub> : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f<sub>c</sub>=500MPa (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau V.1.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.**

Etages	section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	50x50	4T20+8T16	16	10	16
1 <sup>er</sup>	50x50	4T20+8T16	16	10	16
2 <sup>ème</sup>	50x50	4T20+8T16	16	10	16
3 <sup>èm</sup>	45x45	4T20+4T16	16	10	16
4 <sup>ème</sup>	45x45	4T20+4T16	16	10	16
5 <sup>ème</sup>	40x40	8T16	16	10	16
6 <sup>ème</sup>	40x40	8T16	16	10	16

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau V.1.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées.**

Etages	section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>maxu</sub> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sup>calt</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	2.618	5.236	2.5	13.23	N	10	0,132	4T8	2,01
						C	16	0.211	4T8	2,01
1 <sup>er</sup>	50x50	2,38	4.76	3,75	20.42	N	10	0,306	4T8	2,01
						C	16	0.49	4T8	2,01
2 <sup>ème</sup>	50x50	2,38	4.76	3,75	27.13	N	10	0,406	4T8	2,01
						C	16	0.65	4T8	2,01
3 <sup>èm</sup>	45x45	2,38	5.28	2.5	21.12	N	10	0,234	4T8	2,01
						C	16	0.375	4T8	2,01

4 <sup>ème</sup>	45x45	2,38	5.28	2.5	26.76	N	10	0,297	4T8	2,01
						C	16	0.475	4T8	2,01
5 <sup>ème</sup>	40x40	2,38	5.95	2.5	21.2	N	10	0.265	4T8	2,01
						C	16	0.424	4T8	2,01
6 <sup>ème</sup>	40x40	2,38	5.95	2.5	25.81	N	10	0.322	4T8	2,01
						C	16	0.516	4T8	2,01

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r=50\varnothing_1$  en zone III.

Pour :

- $\varnothing=20\text{mm}$  .....  $L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$  .....  $L_r=80\text{cm}$

### V.1.3 Ferraillage des poteaux de sous-sol

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (*) [2]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal de compression simple pondéré.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire
- $\alpha$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\lambda$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- Poteau carré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- Poteau circulaire  $\lambda = 4 \frac{L_f}{D}$

-  $L_f$  : longueur de flambement, on prend  $L_f = 0,7L_0$

-  $i$  : rayon de giration de la section du béton seul avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$\sqrt{\frac{I}{B}}$$

-  $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

-  $f_s$  : contrainte limite élastique des aciers  $f_s = 500 \text{ MPa}$

-  $B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

❖ Poteau carré..... $B_r = (a - 0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$ .

❖ Poteau circulaire..... $B_r = \pi \cdot (D - 0,02)^2 / 4 \text{ [m}^2\text{]}$ .

### V.1.4 Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC}) = 1327.28 \text{ kN}$$

- Poids du plancher  $6,11 \times 24.375 = 148.93 \text{ kN}$
- Poids du poteau  $(0,5)^2 \times (3,06 - 0,6) \times 30 = 18.85 \text{ kN}$
- Poids des poutres .  $G_{pp} = 26.79 \text{ kN}$

$$G = 194.17 \text{ KN}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 5 \times 24.375 = 121.875 \text{ KN}$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 444.942 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol 1 :

$$N_{u1(ss)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 1772.222 \text{ KN}$$

$$N_{u2(ss)} = N_{u(ss1)} + N_{u1} = 2217.164 \text{ KN}$$

### **V.1.5 Calcul du ferraillage**

**Le sous-sol est de section carré B = 50x50cm<sup>2</sup>**

$$\begin{aligned} \rightarrow i &= \frac{a}{\sqrt{12}} = 14.43 \text{ cm} \\ \rightarrow \lambda &= \frac{0,7 \times 3,06 \times 10^2}{14.43} = 14.04 < 50 \\ \rightarrow \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)} = 0,786 \\ \rightarrow Br &= (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{2217.164 \times 10^3}{0.786} - \frac{2304 \times 10^2}{0.9} \times \frac{30}{1.5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s \geq -52.88 \text{ cm}^2$$

### V.1.5 Conclusion

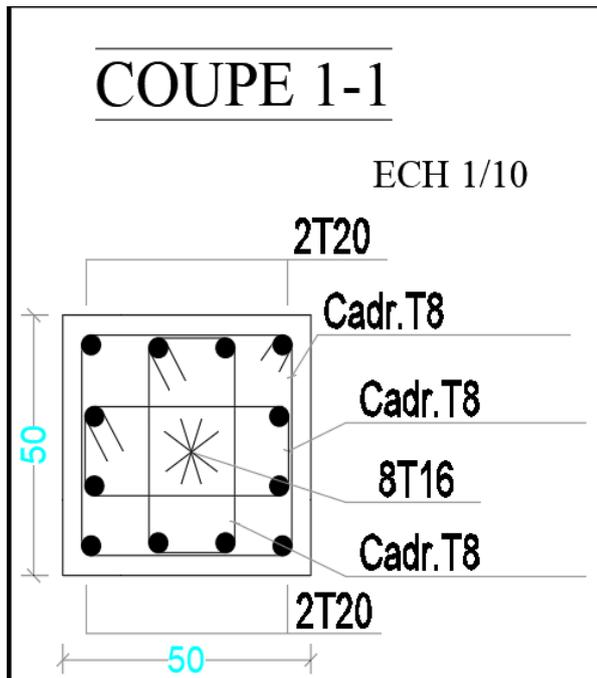
Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous une effort normal à la base égal 2217.164 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03 ( $A_{smin} = 22.5 \text{ cm}^2$ ) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

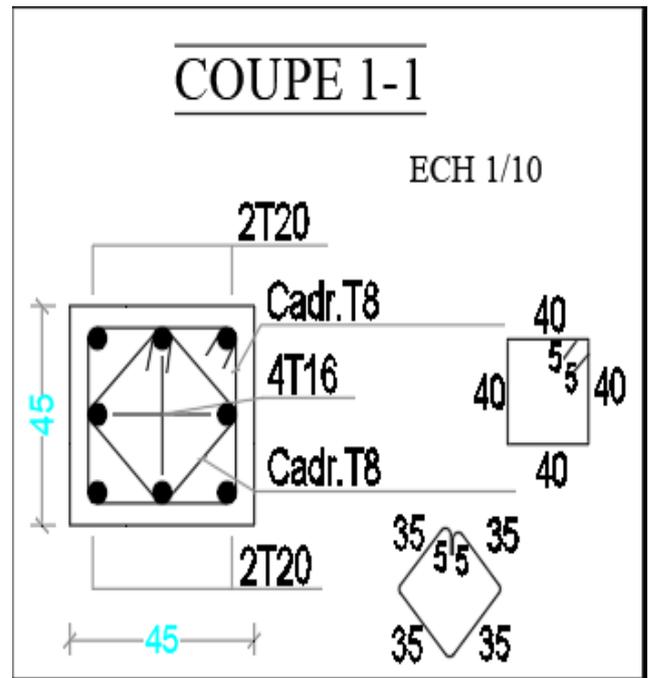
**Tableau V.17 : Ferraillage des Poteaux du Sous-Sol.**

Type du poteau	Section (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
poteau de S.S1	50X50	4T20+8T16	28.65
poteau de S.S2	50X50	4T20+8T16	28.65

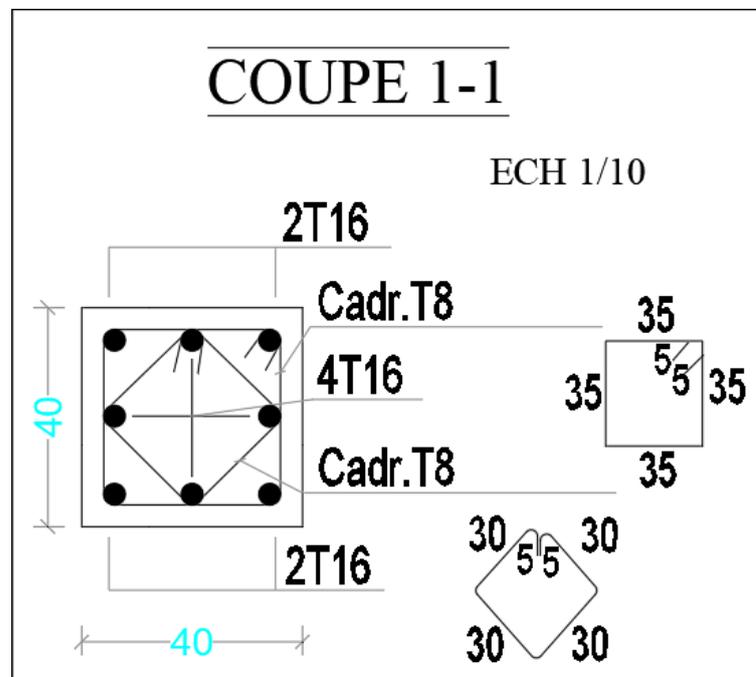
V.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux



Ferrailage poteaux 50x50



Ferrailage poteaux 45x45



Ferrailage poteaux 40x40

## V.2 Ferrailage des poutres :

### V.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

- **Selon CBA 93**

**Situation durable :**

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

- **Selon RPA 99**

**Situation accidentelle :**

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

### Recommandations selon RPA99 version 2003 :

-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 :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en zone III.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

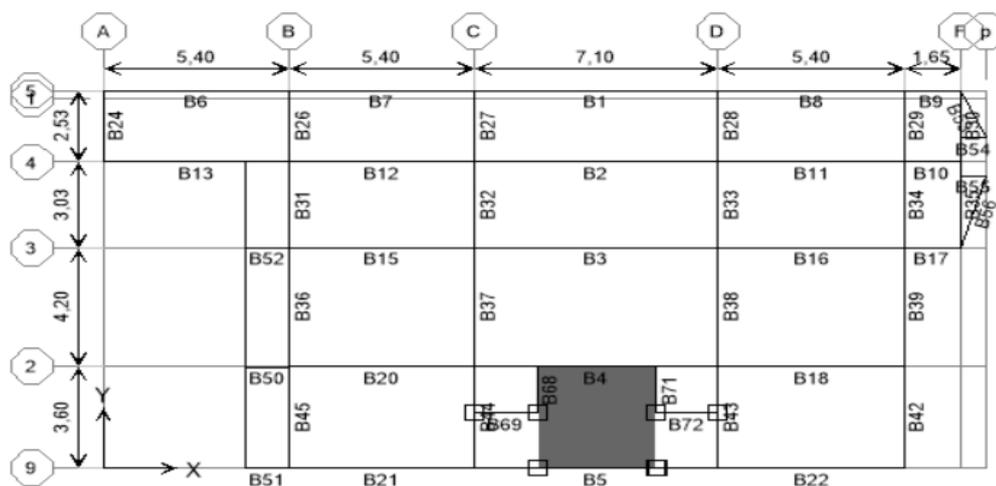
### V.2.3 Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques

suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).
- Poutre de chaînage.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :



c

Figure V.2 Plan de repérage des poutres

- Sens porteur 1 35x60

Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.2.1 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Poutres pp1	35x60	Travée	80.963	3.54	0
B3-étage 5		Appui	-130.50	5.79	0
Poutres pp2	35x45	Travée	33.269	1.81	0
B15-étage 6		Appui	-88.046	4.92	0
Poutres ps	30x40	Travée	0	0	0

B50-étage 5		Appui	-83.19	5.37	0
Poutres de Chainage B71-étage 6	30x30	Travée	6.92	0.57	0
		Appui	-17.77	1.49	0

a. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Poutres pp1 B5-étage 2	35x60	Travée	64.692	2.26	0
		Appui	-436.42	16.63	0
Poutres pp2 B8-étage 2	35x45	Travée	109.79	5.32	0
		Appui	-240.14	12.34	0
Poutres ps B50-étage 5	30x40	Travée	65.7	3.59	0
		Appui	-88.23	4.89	0
Poutres de Chainage B71-étage 6	30x30	Travée	11.52	0.83	0
		Appui	-19.96	1.45	0

b. Situation accidentelle : 0.8G+E

Tableau V.2.3 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Poutres pp1 B5-étage 2	35x60	Travée	63.85	2.23	0
		Appui	-433.60	16.51	0
Poutres pp2 B8-étage 2	35x45	Travée	308.13	16.41	0
		Appui	-235.94	12.1	0
Poutres ps	30x40	Travée	278.12	17.9	0

B44-étage 2					
		Appui	-52.9	2.87	0
Poutres de	30x30	Travée	12.44	0.9	0
Chainage		Appui	-18.36	1.34	0
B71-étage 6					

**V.2.4 Choix des armatures**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau V.2.4 : Choix des armatures pour les poutres**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sup>max</sup> <sub>s</sub> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> <sub>s</sub> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>sRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>calc</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sup>adp s</sup> (cm <sup>2</sup> )
Poutres PP1	35x60	Travée	80.963	84	126	10.5	3.54	3T16	6.03
		Appui	436.42				16.63	6T16+3T14	16.68
Poutres PP2	35x45	Travée	308.13	63	94.5	7,875	16.41	6T16+3T14	16.68
		Appui	240.14				12.34	6T16+2T14	15,14
Poutres Ps	30x40	Travée	278.12	48	72	6	17.9	9T16	18.10
		Appui	83.19				5.37	3T16	6.03
Poutres de Chainage	30x30	Travée	12.44	36	54	4.5	0.9	3T14	4.62
		Appui	17.77				1.49	3T14	4.62

**V.2.5 Condition de non fragilité**

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

Avec : f<sub>t28</sub>=2,4 MPa ; f<sub>e</sub>=500 MPa

Tableau V.2.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sup>choisi</sup> s(min) (cm <sup>2</sup> )	A <sup>mn</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
35x60	16.68	2.318	Vérifiée
35x45	15.14	1.738	Vérifiée
30x40	18.10	1.324	Vérifiée
30x30	4.62	0.993	Vérifiée

V.2.6 Vérification vis à vis de l'ELS

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa} \end{cases}$$

Avec : n=15

Tableau V.2.6 : Vérification des poutres à l'ELS

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sup>adp s</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Poutres PP1 35X60	Travée	58.547	6.03	4.7	18	197.24	240	OK
	Appui	94.365	16.68	5.34		120.84		
Poutres PP2 35X45	Travée	22.963	16.68	2.06	18	19.29	240	OK
	Appui	63.818	15,14	6.05		121.44		
Poutres Ps 30X40	Travée	15.502	18.10	1.91	18	28.56	240	OK
	Appui	40.614	6.03	10.58		210.56		
Poutres de Chainage 30X30	Travée	2.558	4.62	0.781	18	23.10	240	OK
	Appui	4.23	4.62	1.29		38.21		

### V.2.7 Vérification thermique

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :  $\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

$\Delta T$  : Variation de la température ( $\Delta T=20c^\circ$ ).

$\alpha$  : Coefficient de dilatation thermique ( $\alpha=10^{-5}$ )

l0 : Longueur de la poutre.

$\sigma$  : Contrainte thermique.

E : Module de Young

(E=34179.557MPa).

Donc :  $\sigma=34179.557 \times 10^{-5} \times 20=6,835$  MPa

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

Tableau V.2.7 : Vérification thermique des poutres à l'ELS

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>adp s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ	σ + σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Poutres PP1 35X60	Travée	58.547	6.03	4.7	18	197.24	6.835	204.07	240	OK
	Appui	94.365	16.68	5.34		120.84	6.835	127.67		
Poutres PP2 35X45	Travée	22.963	16.68	2.06	18	19.29	6.835	26.12	240	OK
	Appui	63.818	15,14	6.05		121.44	6.835	128.27		
Poutres Ps 30X40	Travée	15.502	18.10	1.91	18	28.56	6.835	35.43	240	OK
	Appui	40.614	6.03	10.58		210.56	6.835	217.39		
Poutres de Chainage 30X30	Travée	2.558	4.62	0.781	18	23.10	6.835	29.10	240	OK
	Appui	4.23	4.62	1.29		38.21	6.835	45.04		

V.2.8Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$  (Fissuration préjudiciable) Selon le BAEL91 modifié99

**Tableau V.2.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres**

POUTRES	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Poutres PP1	35×60	128.19	0.67	3	OK
Poutres PP2	35×45	97.39	0.68	3	OK
Poutres PS	30×40	129.92	1,20	3	OK
Poutres de Chainage	30×30	16.08	0.198	3	OK

### V.2.9 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ( $f_e=500\text{MPa}$ ).

• Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

• Selon le RPA 99 version 2003 :  $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.4 \text{ cm}$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2.9 : Calcul des armatures transversales.**

Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sup>adpt</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZC	S <sub>t</sub> (cm) ZN	ZN	ZC		
Poutres PP1	35×60	128.19	0.67	40	30	15	15	30	3.13	4T10
Poutres PP2	35×45	97.39	0.68	36.45	22.5	11.25	10	22.5	2.36	4T10
Poutres PS	30×40	129.92	1,20	32.4	20	10	10	20	1.8	4T8
Poutres de Chainage	30×30	16.08	0.198	24.3	15	7.5	7.5	15	1.35	4T8

**V.2.10 Recouvrement des armatures longitudinales**

$L_r = 50\varnothing$  (zone III).  $L_r$ : Longueur de recouvrement.

On a :

a.  $\varnothing = 16\text{mm}$ .....  $L_r = 80\text{cm}$

b.  $\varnothing = 14\text{mm}$ .....  $L_r = 70\text{cm}$

**V.2.11 Arrêt des barres**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

$h = 720/10 = 72\text{cm}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec :  $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

$L_{\text{max}} = 720\text{cm} \implies \left\{ \begin{array}{l} 180\text{cm appuis en travée de rive} \\ 144\text{cm appuis en travée intermédiaire} \end{array} \right.$

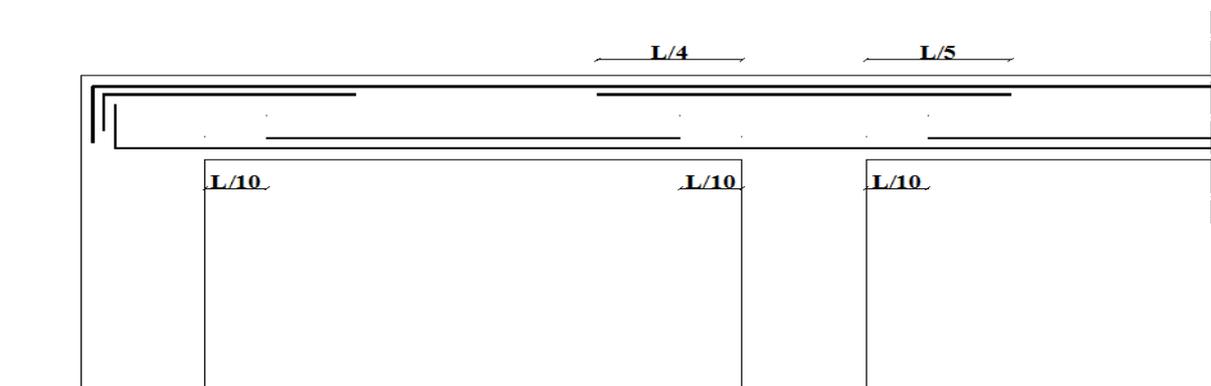


Figure V.3 : Arrêt des barres.

V.2.12 Vérification de la flèche

Flèche totale :

Tel que :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$$

Tel que :

- Poutres principale 1 (35x60) :  $f_{adm} = 0.5 + \frac{710}{1000} = 1.21 \text{ cm}$
- Poutres principale 2 (35x45) :  $f_{adm} = 0.5 + \frac{540}{1000} = 1.04 \text{ cm}$
- Poutres secondaires (30x40) :  $f_{adm} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$
- Poutres de chaînage (30x30) :  $f_{adm} = \frac{183}{500} = 0.336 \text{ cm}$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longue durée.

-Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.2.10 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Cas	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
Poutres PP1	35×60	58.547	6.03	30.99	0.0032	179.80	7.5	3	0.106	395453.54
Poutres PP2	35×45	22.963	16.68	24.96	0.012	33.99	2.18	0.87	0.07	335733.71
Poutres PS	30×40	15.502	18.1	22.95	0.016	23.79	1.5	0.6	0.07	316680.12
Poutres de Chainage	30×30	2.558	4.62	15.85	0.0057	20.50	4.2	1.68	0.464	76765.79

Tableau V.2.11 : vérification de la flèche

I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>v</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Vérification
242339.21	300040.622	3.52	8.51	12.03	12.10	OK
242168.577	316461.22	0.808	1.84	2.648	10.4	OK
306293.85	2852946.37	2.60	5.35	7.95	8,4	OK
188491.82	43138.48	0.132	1.72	1.852	3.36	OK

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496.76 \text{ MPa}$$

V.2.13 Schéma de ferrailage des poutres

Tableau V.2.12 : schéma ferrailage poutre principale 35x60

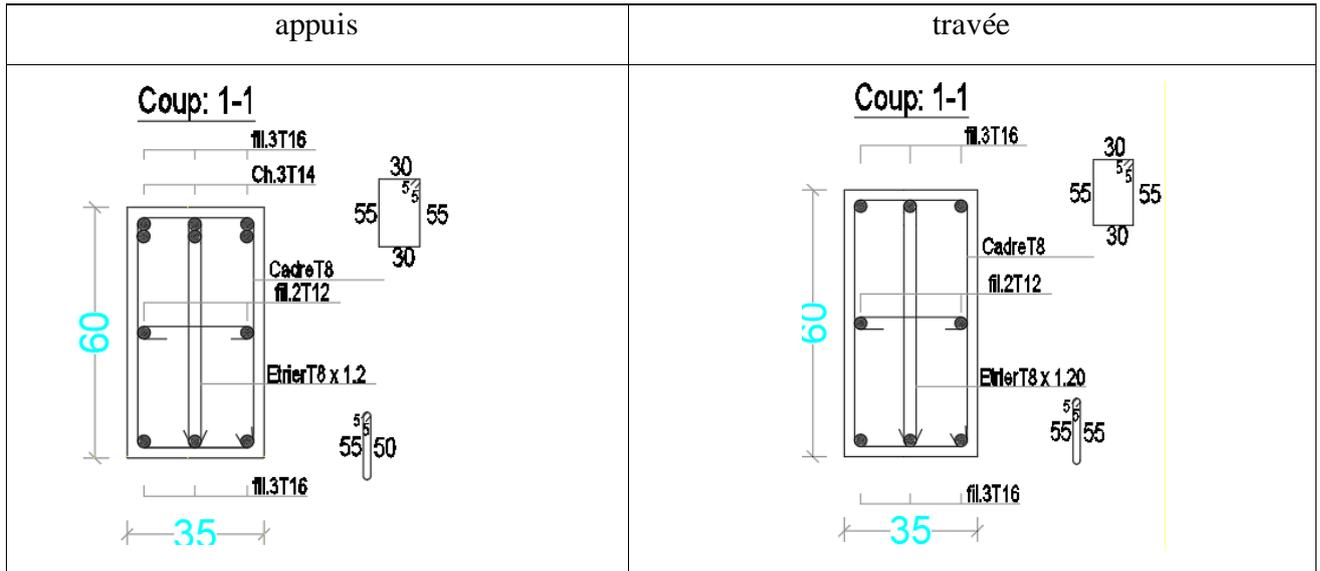


Tableau V.2.13 : schéma ferrailage poutre principale 35x45

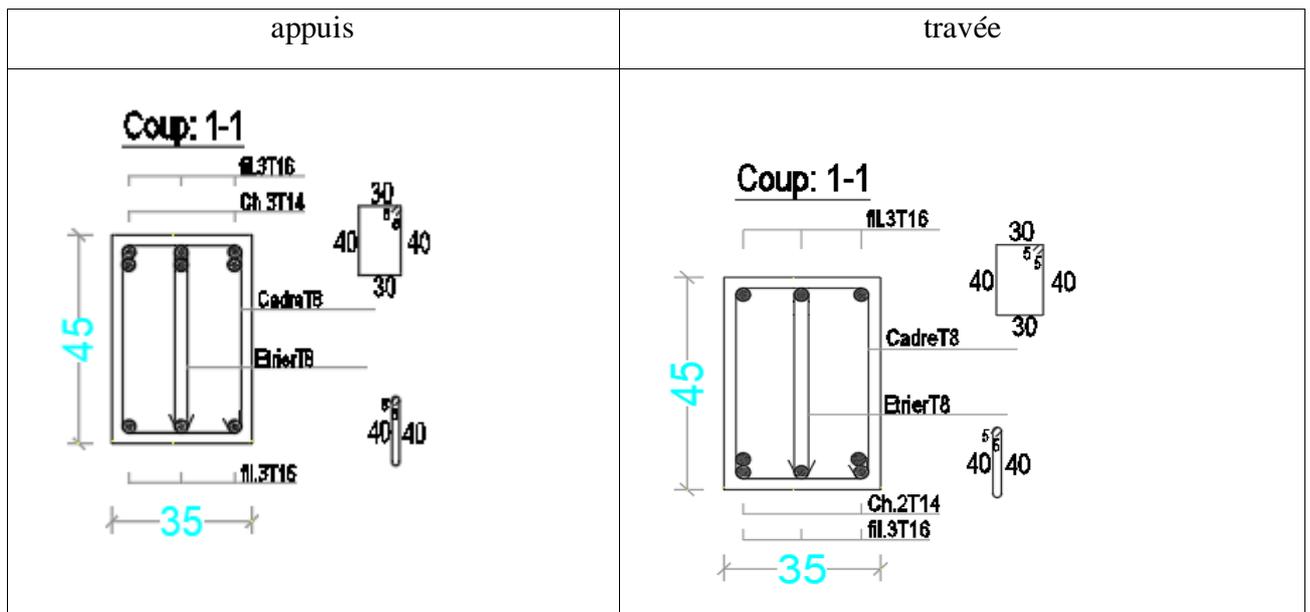


Tableau V.2.14 : schéma ferraillage poutre secondaire 30x40

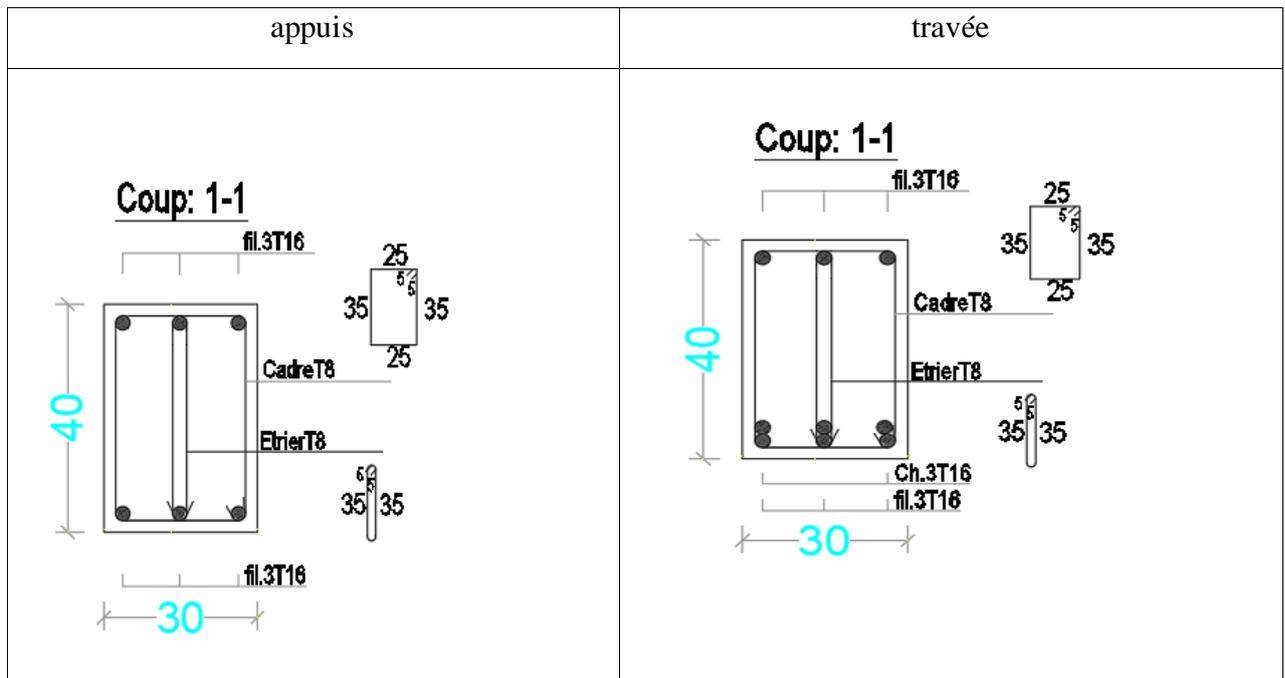
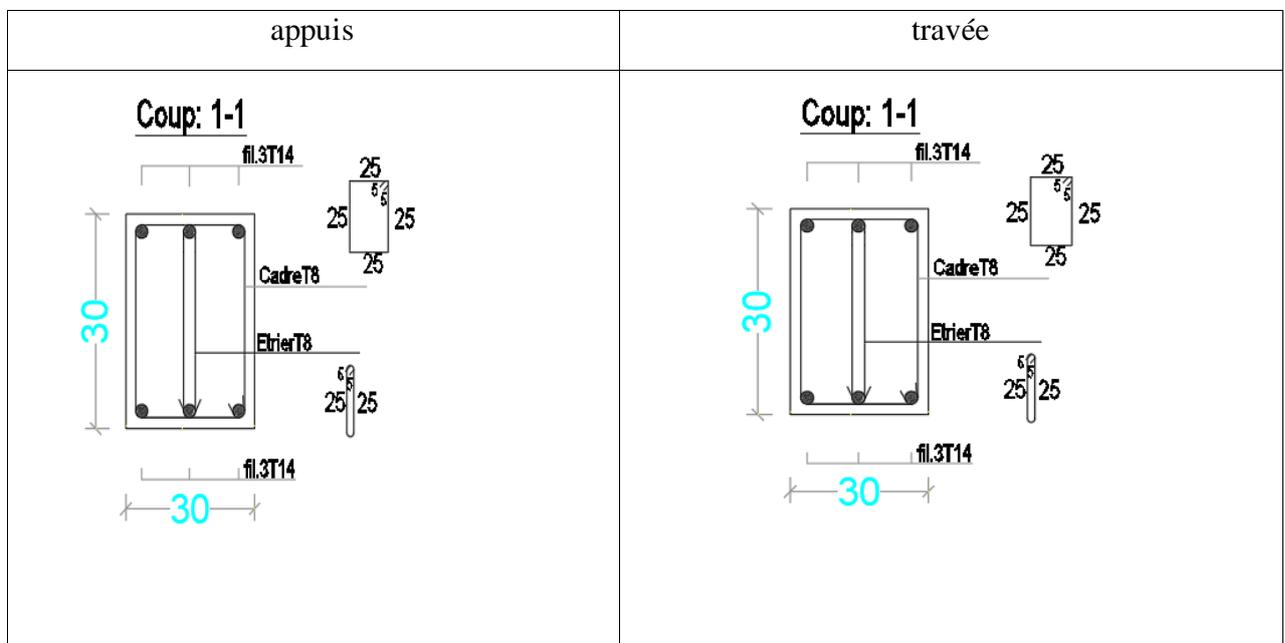


Tableau V.2.15 : schéma ferraillage poutre de chaînage 30x30

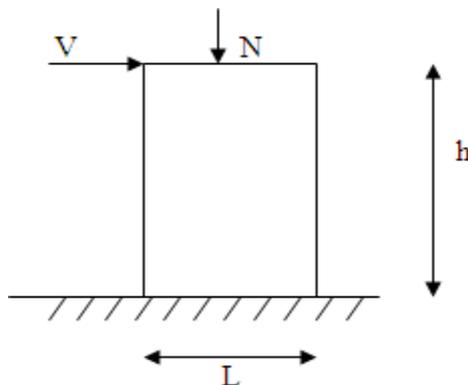




### V.3.2.1 Procédure de ferrailage des trumeaux

#### Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure V.5 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.**

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ ).
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_H$ ).
- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

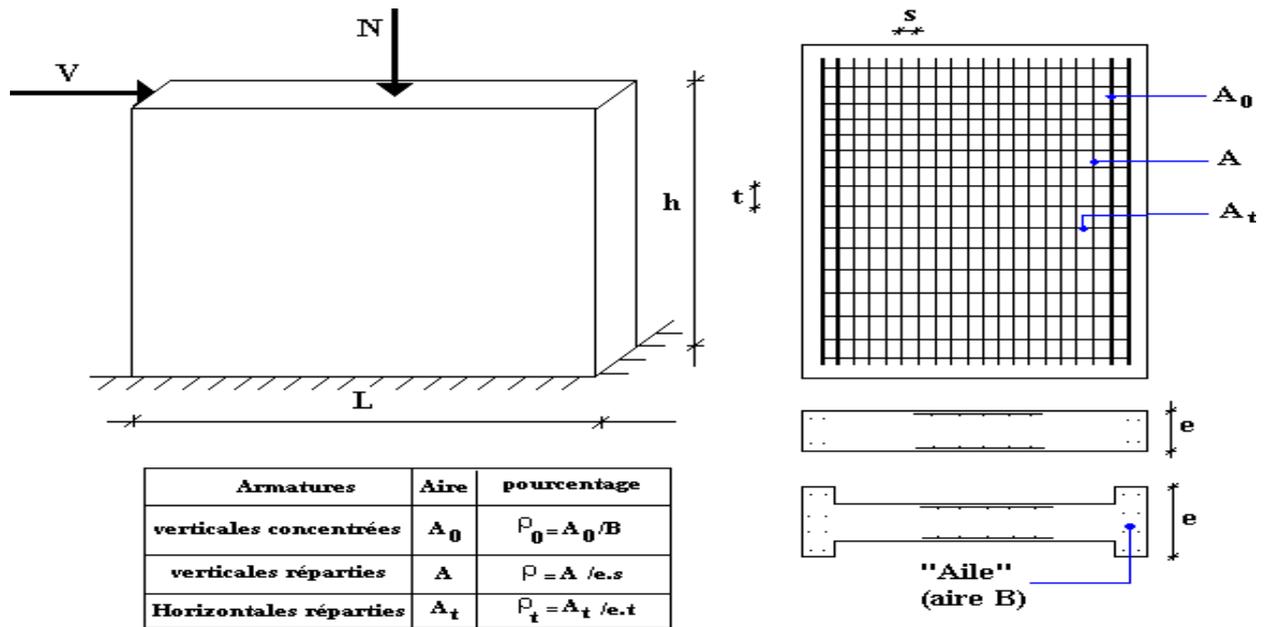


Figure V.6 : Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage.

- Préconisation du BAEL91 :

Justifications sous sollicitations normales

a. Conditions d'application

- La longueur d du mur :  $d \geq 5a$

- L'épaisseur a du mur :

- $a \geq 10\text{cm}$  Pour les murs intérieurs.
- $a \geq 12\text{cm}$  Pour les murs extérieurs comportant une protection.
- $a \geq 15\text{cm}$  Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r :  $r \geq 3a$

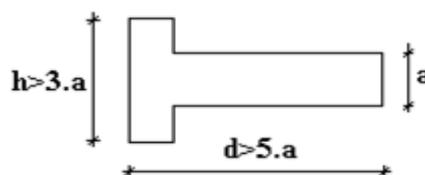


Figure V.7 : Définition de l'élément mur.

Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

$l$  : La hauteur libre du mur;

$l_f$ : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi

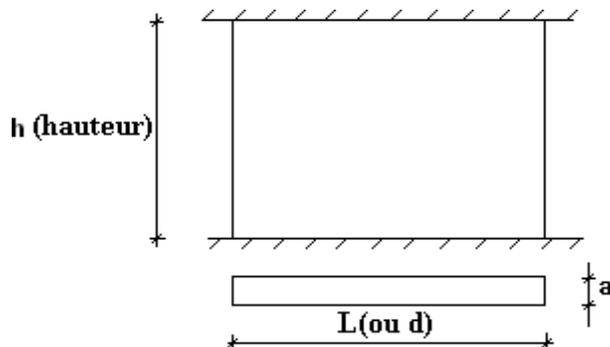


Figure V.8: Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

Tableau V.3.1 : Valeurs de  $(l_f/l)$ .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré entête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**Effort de compression en ELU**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota** : Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

**Tableau V.3.2 : Aciers transversaux**

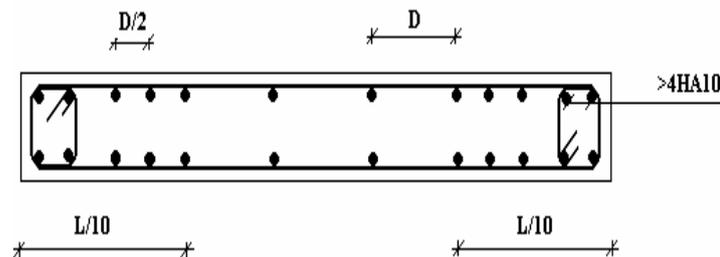
	Numbers d'armatures transversals	Diamètre $\phi_t$
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticals	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm

**Tableau V.3.3 : Aciers supplémentaires**

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	$\text{cm}^2$	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Escapement maximal	m	0,5	0,33

**-Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99/VER2003) Aciers verticaux :**

- -Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- -Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- -Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- -Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- -Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- -A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

**Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

a. **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

**L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :**

$$S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (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 :
- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  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 pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ **Exemple de calcul de voile (V<sub>17</sub>) le plus sollicité**

Le ferrailage doit être disposé de telle sorte que le centre de gravité des armatures correspondant à une hauteur utile de 1.935m

**Dans le cas où un raidisseur de 50x50cm est prévu à l'extrémité :**

On détermine la zone **L<sub>t</sub>** dans laquelle doit être disposé le ferrailage :

$$L_t = (2.15 - 1.63 - 0.02) \times 2 = 1 \text{ m}$$

Le poteau raidisseur est ferrillé avec 12T12 à cause de l'importance de la section du poteau ce qui correspond

$$A_{\text{raidisseur}} = 12 \times 1.13 = 13.56 \text{ cm}^2$$

Le reste de la zone sera :  $1 - 0.5 = 0.5 \text{ m}$

Sur 0.5m si on dispose des armatures espacées de 10cm on aura :  $5 \times 2 = 10$  barres

$$\text{On aura donc : } \frac{24.87 - 13.56}{10} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à des barres en HA16  $A_{\text{HA16}} = 2.01 \text{ cm}^2$

**Section minimale selon RPA 99 :**

Dans la zone tractée

$$A_{\text{min}} = 0.2\% bh$$

Zone courante

$$A_{\text{min}} = 0.15\% bh$$

Par l'utilisation du logiciel ETABS.9

**En la flexion composée :**

Soit le voile de longueur  $L = 1.65 \text{ m}$

$a = 0,20$  m (épaisseur)

$h_e = 3,74$  m (hauteur de RDC)

Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage de 3,74 d'où la hauteur libre est égale à :  $h_e = 3.74 - 0.6 = 3.14$  m  
(0,60m : hauteur de la poutre)

**Tableau V.3.4 : Calcul voile (V17)RDC**

Paramètre	Fonction	unité	calcul
Lf	$Lf=l_0$	m	3.14
H	$1.65+0.5$	m	2.15
$\Lambda$	$Lf/h$		1.46
Mu	ETABS	KN.m	3418.427
Nu	ETABS	KN	1322.8
$e_1$	$Mu/Nu$	m	2.58
$e_a$	$Max(2cm, l/250)$	m	0.02
$e_2$	/		
$e_t$	$e_1+e_2+e_a$	m	2.6
E	$e_t+(d-h/2)$	m	3.46
Mas	$Nu \times e$	kN.m	4576.85

**Tableau V.3.5 : Exemple Calcul ferrailage voile (V17)RDC situation accidentelle**

M	$\mu_u < \mu_r$	$\alpha$	Z m	Asf cm <sup>2</sup>	Aréel cm <sup>2</sup>
0.275	oui	0.41	1.61	51.32	24.87

Avec :

$$Aréel = A_{fs} - \frac{Nu}{f_e}$$

Tableau V.3.6 : Calcul ferrailage voile RDC situation accidentelle

voiles	Section cm	Mas KN.m	Nu KN	Asf Cm <sup>2</sup>	Aréel Cm <sup>2</sup>	Amin RPA Cm <sup>2</sup>	POTEAUX Raidisseur	Choix Cm <sup>2</sup>	ST
V1	(20x150)	2079.95	1109.31	26.34	-1.8	4.034	12T12	2x9T14	10
V2	(20x183)	2265.37	811.52	21.61	5.37	4.11	12T12	2x9T14	10
V3	(20x183)	2261.03	782.3	21.81	6.16	3.74	12T12	2x9T14	10
V4	(20x150)	1343.27	682.31	13.9	0.25	3.323	12T12	2x9T14	10
V5	(20x150)	2439.73	870.2	28.41	11.006	3.525	12T12	2x9T14	10
V6	(20x195)	4287.1	1327.13	40.06	13.51	4.281	12T12	2x9T14	10
V7	(20x195)	2127.07	802.67	18.63	2.58	4.145	12T12	2x9T14	10
V8	(20x195)	2114.03	790.35	18.58	2.77	4.152	12T12	2x9T14	10
V9	(20x195)	4269.35	990.7	42.84	23.02	4.436	12T12	2x9T14	10
V10	(20x150)	2949.27	1303.2	32.16	6.1	3.411	12T12	2x9T14	10
V11	(20x150)	1580.34	593.83	18.13	6.26	3.5	12T12	2x9T14	10
V12	(20x150)	2418.42	675.47	29.83	16.32	3.628	12T12	2x9T14	10
V13	(20x165)	2417.72	776.49	28.92	13.39	3.572	12T12	2x9T14	10
V14	(20x165)	2664.92	1002.76	27.83	7.77	3.72	12T12	2x9T14	10
V15	(20x150)	2674.78	1157.97	29.37	6.21	3.123	12T12	2x9T14	10
V16	(20x165)	1768.16	754.16	17.7	2.61	3.643	12T12	2x9T14	10
V17	(20x165)	4576.85	1322.79	51.32	24.87	5.21	12T12	2x9T14	10

### V.3.3 Acier horizontaux : selon l' RPA 99 /v 2003

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur **de  $10\Phi_1$**

Dans le cas où il existe des talons de rigidité les barres horizontales devront être ancrés sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit .

### V.3.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA (Art 7.7.2) la contrainte de cisaillement limite dans le béton pour les linteaux et trumeaux est donnée par la formule :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \tau_{barre} = 0.2 \times f_{c28}$$

avec :

$$\bar{V} = 1.4 \times V_u$$

**b<sub>0</sub>** : épaisseur du voile

**d** : Hauteur utile

**h** : Hauteur totale de la section

**Tableaux V.3.7 vérification de cisaillement**

voile	Section	V <sub>u</sub> KN	$\bar{V}$ KN	$\tau_b$ MPA	$\tau_{barre}$ MPa	Vérification
V1	(20x150)	237.04	331.856	0.92	6	Vérifier
V2	(20x183)	196.22	274.708	0.595	6	Vérifier
V3	(20x183)	579.72	811.608	2.46	6	Vérifier
V4	(20x150)	272.18	381.052	1.05	6	Vérifier
V5	(20x150)	358.79	502.3	1.39	6	Vérifier
V6	(20x195)	558.78	782.3	1.77	6	Vérifier
V7	(20x195)	280.75	393.05	0.89	6	Vérifier
V8	(20x195)	245.38	343.53	0.77	6	Vérifier
V9	(20x195)	667.39	934.346	2.11	6	Vérifier
V10	(20x150)	234.65	328.51	0.91	6	Vérifier
V11	(20x150)	246.9	345.66	0.96	6	Vérifier
V12	(20x150)	407.18	570.052	1.58	6	Vérifier
V13	(20x165)	304.39	426.146	1.10	6	Vérifier
V14	(20x165)	334.37	461.18	1.19	6	Vérifier
V15	(20x150)	391.07	546.098	1.51	6	Vérifier
V16	(20x165)	334.7	468.58	1.21	6	Vérifier

V17	(20x165)	441.5	618.1	1.59	6	Vérifier
-----	----------	-------	-------	------	---	----------

### V.3.5 Calcul des armatures transversales :

On a fixe l'espacement pour tout les voiles St selon l'RPA 99

$$St \leq \min(1.5x_a ; 30 \text{ cm}) = \min(30 ; 30)$$

On prend :  $st = 30 \text{ cm}$

- Selon le BAEL 91 act 5.1.23

$$\frac{At}{b_0 d} \geq \frac{\tau_u - 0.3ftjK}{0.8fe(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\tau_u : \text{contrainte tangentielle } \tau_u = \frac{v}{bxd}$$

St : espacement d'armature

Ftj : résistance à la traction = 2.4MPa

Fe : limite élastique = 500MPa

$\alpha$  = angle d'inclinaison des armatures transversale = 90°

$k = 1 + 3x \frac{\sigma_{com}}{f_{cj}}$ , en flexion composées avec compression  $\sigma_{com}$  désignant la contrainte moyenne de compression de la section totale du béton sous l'effort normal calculée donc  $k = 1 + 3 \cdot \frac{Nu_{ass}}{B \cdot f_{cj}}$

Tableau V.3.8 : Calcul ferrailage transversales RDC

voile	Section	Nu kn	K	$\sigma_u$ MPa	$A_t$ cm <sup>2</sup>	Amin RPA Cm <sup>2</sup>	Amin BAEL Cm <sup>2</sup>	choix
V1	(20x150)	1109.31	1.277	0.65	$2.42 \cdot 10^{-4}$	6	0.32	T12
V2	(20x183)	2231.25	1.51	0.46	$6.57 \cdot 10^{-4}$	6.99	0.32	T12
V3	(20x183)	698.19	1.16	1.38	Négligeable	6.99	0.32	T12
V4	(20x150)	682.31	1.17	0.75	Négligeable	6	0.32	T12
V5	(20x150)	812.42	1.20	0.99	Négligeable	6	0.32	T12
V6	(20x195)	1453.41	1.12	1.26	$5 \cdot 10^{-4}$	7.35	0.32	T12
V7	(20x195)	1195.96	1.10	0.63	Négligeable	7.35	0.32	T12
V8	(20x195)	428.88	1.03	0.55	Négligeable	7.35	0.32	T12
V9	(20x195)	973.58	1.08	1.51	Négligeable	7.35	0.32	T12
V10	(20x150)	1303	1.32	0.65	Négligeable	6	0.32	T12
V11	(20x150)	93.83	1.02	0.68	Négligeable	6	0.32	T12
V12	(20x150)	175.5	1.04	1.13	Négligeable	6	0.32	T12
V13	(20x165)	377.49	1.08	0.78	Négligeable	6.45	0.32	T12
V14	(20x165)	1002.76	1.23	0.86	Négligeable	6.45	0.32	T12
V15	(20x150)	1157.9	1.28	1.08	Négligeable	6	0.32	T12
V16	(20x165)	1154.16	1.26	0.88	$2.63 \cdot 10^{-5}$	6.45	0.32	T12
V17	(20x165)	1083.45	1.25	1.14	Négligeable	6.45	0.32	T12

**Selon RPA99-2003 :**

Pour une bande de 1ml

$$A_{t-\min} = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage horizontal en T12 avec un espacement de 16cm, soit une section d'acier de  $11.31 \text{ cm}^2$

**Selon le BAEL91 :**

$$\frac{A_{\min}}{b_0 \cdot st} = \frac{0.4}{f_e} \implies A_{\min} = \frac{0.4}{500} \cdot 200 \cdot 200 = 0.32 \text{ cm}^2$$

V.3.5 schéma ferrailage des voiles :

COUPE 1-1

ECH 1/25

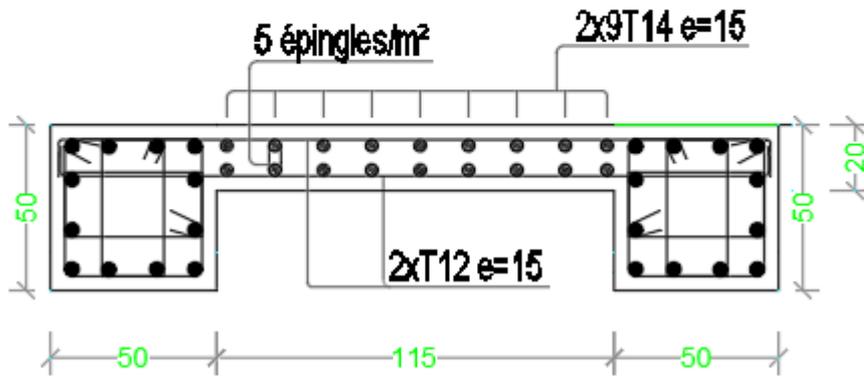


Figure V.10 : schéma ferrailage voile V17 RDC+1<sup>er</sup>+2<sup>eme</sup>

COUPE 1-1

ECH 1/25

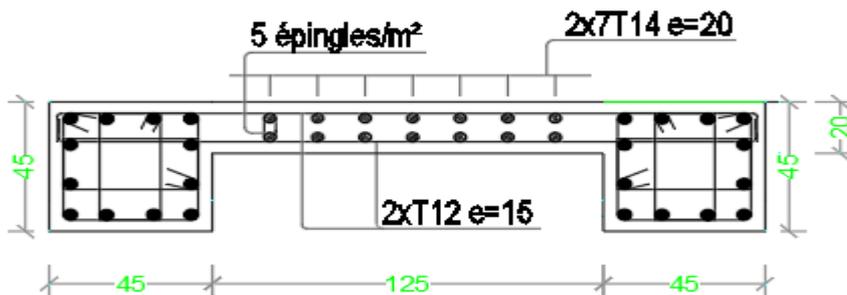


Figure V.11 : schéma ferrailage voile V17 3<sup>eme</sup>+4<sup>eme</sup>

# COUPE 1-1

ECH 1/25

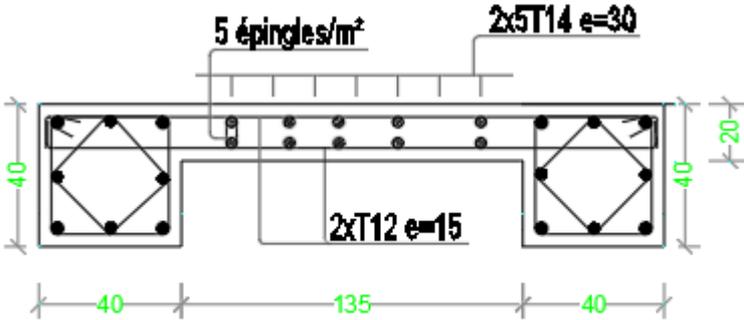


Figure V.12 : schéma ferrailage voile V17 5<sup>eme</sup>+6<sup>eme</sup>

**VI Introduction :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

**VI.1 calcul des fondations :**

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Avec :**

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol

$\sigma_{sol} = 2,50$  bars

$S_{néc}$  : Surface de la fondation.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

**VI.1.2 Choix de type de fondation :**

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolées et la semelle filantene passent pas donc on a opté pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

-L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.

-La réduction des tassements différentiels.

-La facilité d'exécution.

- **Vérification :**

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_n}{S_b} \leq 50\%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface nécessaires vaut :

$$\frac{270.74}{428} = 63.17\% > 50\%$$

La surface nécessaire dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

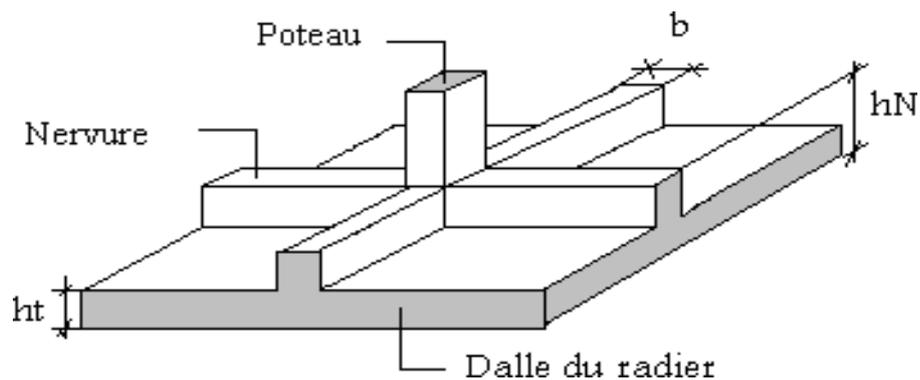
### VI.1.3 Radier générale :

#### VI.1.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.



L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

**Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.**

### VI.1.3.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol, tirés à partir du fichier du logiciel **ETABS V9.7**

Pour :  $\begin{cases} N = 15589.924KN \\ \sigma_{sol} = 2.5bar \end{cases}$

a. Calcul du D (débordement)

Choix :  $L_d = 50 \text{ cm} \rightarrow S_{débord} = L_d \times P_{bat}$

$\rightarrow S_{Débord} = 0,5 \times 87.68 = 43.84 \text{ m}^2$

$\Rightarrow S_{Rad} = S_{bat} + S_{débord} = 428 + 43.84 = 471.84 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est  $471.84 \text{ m}^2$

### VI.1.3.3 Pré dimensionnement de radier

#### 1. dalle :

*L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :*

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec :}$$

*$L_{\max}$  : La longueur maximale entre les axes des poteaux.*

$L_{\max} = 7.10 \text{ m}$

$\Rightarrow h_1 \geq 35.5 \text{ cm}$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{ct28} ; 3MPa) = 3MPa$

Avec :  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = 49555.93 \text{ KN}$

$q = 105.102 \text{ kN}$

$T_u = 372.84 \text{ KN}$

$b = 1 \text{ m}$

$d = 35.5 \text{ cm} \times 0.9 = 31.95 \text{ cm}$

$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})}$$

$h_2 = 13.81 \text{ cm}$

conclusion  $h \geq (h_1, h_2)$  pour des raisons de sécurité on adopte  $h = 50 \text{ cm}$

## 2. Nervures

- **Condition de coffrage :**

$b > \frac{L_{max}}{10}$  donc on adopte  $b = 80 \text{ cm}$

- **La hauteur de nervure :**

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$h_N < \frac{L_{max}}{10} = 71cm \text{ on prend } h_N = 50 \text{ cm}$$

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

b : La largeur de contact avec le sol

E : Module de Young (E=20000 MPa).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5kg/m^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$ ).

a=0,5m : Largeur de poteau.

Pour un sol de densité moyenne on a  $K=4Kg/cm^3$ .

I : Inertie de la section transversale du radier

**Tableau VI.1 : Choix de hauteur des nervures.**

H nervures (m)	1,10	1,20	1,40	1,90	2,3
I (m <sup>4</sup> )	0,055	0,072	0,114	0,286	0,811
L <sub>e</sub>	2,16	2,32	2,6	3,27	4,3
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	3,89	4,14	4,58	5,63	7,25

on opte :  $h_{n2} = 230 \text{ cm}$

**Conclusion**

$H \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 230\text{cm}$  On prend :  $h=230\text{cm}$

### **Le choix final**

Epaisseur de la dalle du radier  $h=50\text{ cm}$

Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h = 230\text{ cm} \\ b_n = 80\text{cm} \end{cases}$

#### **VI.1.3.4 Caractéristiques géométriques du radier**

- **Position du centre de gravité :**

$X_G = 12.975\text{ m}$

$Y_G = 7.295\text{ m}$

- **Moments d'inertie**

$I_{xx} = 83458.745\text{ m}^4$

$I_{yy} = 1256836.258\text{ m}^4$

#### **VI.1.4 Vérifications Nécessaires**

##### **VI.1.4.1 Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** [1], quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_R$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

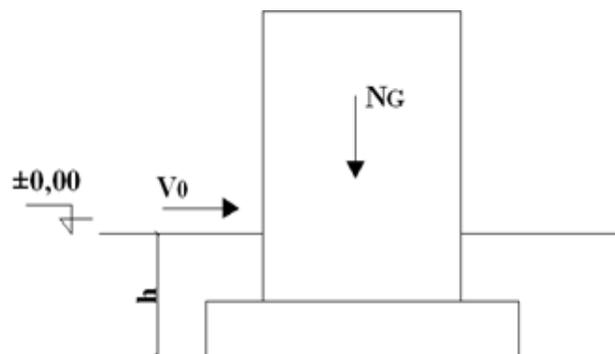
$N_r$  : effort normal de la structure.

$M_0$  : moment à la base de la structure

$V_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$B$  : la largeur du radier.

$M_0$ ,  $V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABSv9.7.4**



**Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment**

**Suivant le sens xx**

$$B_x = 24.95 \text{ m} \rightarrow B_x/4 = 6.2375 \text{ m}$$

**Suivant le sens yy**

$$B_y = 13.36 \text{ m} \rightarrow B_y/4 = 3.34 \text{ m.}$$

$h$  = Ancrage de l'ouvrage

$$h = h_{\text{SOUS-SOL}_{1+2}} + h_{\text{Nervure}} = 8.12 \text{ m}$$

**Sens x-x**

$M_0 = 53555.099 \text{ kNm}$  ;  $V_0 = 3068.63 \text{ kN}$  ;  $h = 8.12 \text{ m}$

Donc :  $M_R = 78472.37 \text{ kNm}$

On a :  $N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

Donc :  $N_{ser} = 30731.973 \text{ kN}$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_{ser}} = 2.55 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = 6.2375 \text{ m} \dots \dots \text{vérifier}$$

**Sens y-y**

$M_0 = 51623.608 \text{ kNm}$  ;  $V_0 = 3108.53 \text{ kN}$  ;  $h = 8.12 \text{ m}$

Donc :  $M_R = 76864.871 \text{ kNm}$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_{ser}} = 2.50 \text{ m} < \frac{B_y}{4} = 3.34 \text{ m} \dots \dots \text{vérifier}$$

**Conclusion**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**VI.1.5 Vérification des Contraintes Sous le Radier :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars.}$

Les contraintes du sol sont données par :

**a. Sollicitation du premier genre**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{ra}} = 65.132 \text{ kN/m}^2 < 250 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

a. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

Avec :

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

On vérifie que :

$\sigma_1$  : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$  : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

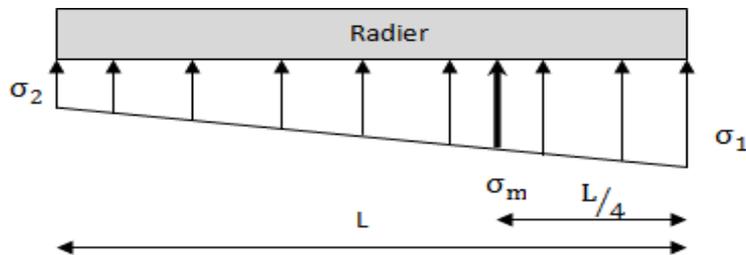


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.

ELU

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$N_u = 41488.1635 \text{ kN}$

M : le moment de renversement.

$$M_x = 53555.099 \text{ kNm}$$

$$M_y = 51623.608 \text{ kNm}$$

$$S_{rad} = 471.84 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 83458.745 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 1256836.258 \text{ m}^4$$

V : centre de gravité

$$V_x = 12.975 \text{ m}$$

$$V_y = 7.295 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.**

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
<b>Sens x-x</b>	96.25	79.60	92.08 7
<b>Sens y-y</b>	88.228	87.62	88.07 6
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$ =375	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5$

**VI.1.5.1 Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

**ELS**

$$N_{ser} = 30731.973 \text{ kN}$$

**Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS**

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	73.45	56.80	69.28
<b>Sens y-y</b>	65.43	64.83	65.28
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$ =375	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol}=332.5$

**Conclusion :**

**Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement**

**a. Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes

$$\text{ELU} : \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 92.087 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 69.28 \text{ kN/m}^2$$

**VI.2 Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**VI.2.1 Ferrailage de la dalle du radier :****a. Valeur de la pression sous radier**

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_u \times 1 \text{ ml} = 92.087 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = \sigma_s \times 1 \text{ ml} = 69.28 \text{ KN/m}$$

### b. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

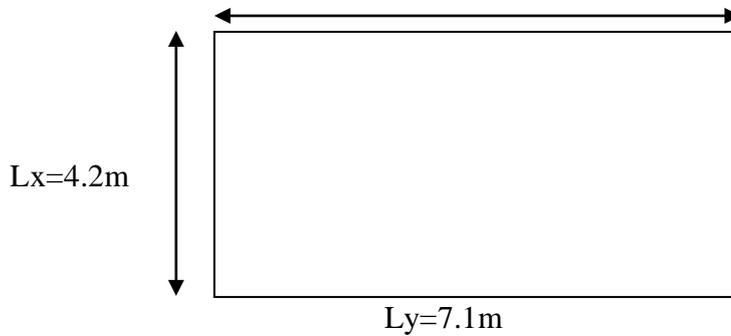


Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier.

#### • Calcul des moments

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

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

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

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99"

$$\rho=0.59 \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 135.80 \text{ kN.m} \\ M_y = 38.32 \text{ kN.m} \end{cases}$$

#### Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 115.43 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 32.57 \text{ kNm}$$

**Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 67.9 \text{ kNm}$$

**Ferraillage de la dalle**

$$b = 100\text{cm} ; h = 50\text{cm} ; d = 45\text{cm} ; f_c = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa}$$

**Tableau VI.4: Ferraillage des panneaux du radier. Situation durable**

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	115.43	0.033	0	0,042	44.23	5.99	7T14	10.78	16
	y-y	32.57	0.009	0	0,011	44.78	1.67	7T14	10.78	16
Appuis	x-x	67.9	0.019	0	0.024	44.51	3.50	7T14	10.78	16
	y-y									

**Vérifications nécessaires :**

**Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**Sens x-x :**

$$S_t = 100/7 = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On adopte  $s_t = 16\text{cm}$

**Sens y-y :**

$$S_t = 100/7 = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On adopte  $s_t = 16\text{cm}$

**Condition de non fragilité :**

$$A^{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.968 \text{ cm}^2 < A^{\text{adp}} = 10.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

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

**Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
Travée	x-x	86.85	10.78	4.44	18	184.34	240	oui
	y-y	24.57	10.78	1.25	18	52.15	240	oui
Appui	x-x	51.09	10.78	2.61	18	108.44	240	oui
	y-y							

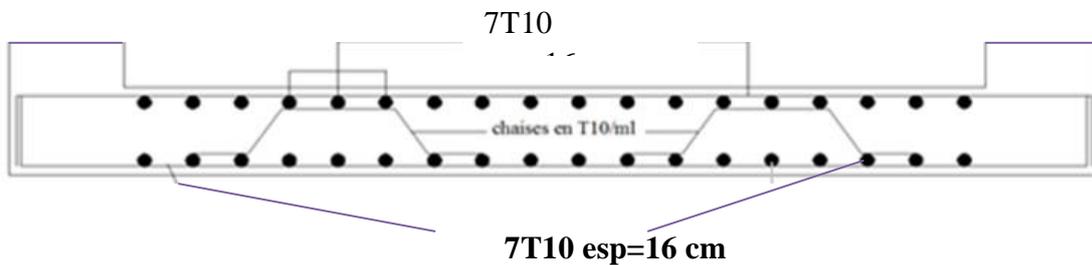
**Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd}$$

$$Tu = \frac{quxL}{2} = \frac{92,086 \times 7,1}{2} = 326,90 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$



**Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.**

## VI.3 Ferrailage des nervures :

## Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifier 99"

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

## Calcul des armatures

**b = 80 cm ; h = 230 cm ; d = 207 cm**

- **Sens porteur :** L = 7.1 m ; q = 92.087 kN/ml

**Tableau VI.7: Ferrailage des nervures (sens porteur).**

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	493.22	0,008	0,01	206.1	5.50	12T14	18.47
		4	0	2			
Appuis	290.13	0,004	0,00	206.4	3.23	12T14	18.47
		9	6	8			

- **Sens non porteur :** L = 4,2 m ; q = 92.087 kN/ml

**Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).**

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	172.59	0.002	0,00	206.6	1.91	12T14	18.47
		96	37	9			
Appuis	86.29	0.001	0,00	206.8	0.95	12T14	18.47
		4	18	4			

**VI.3.1 Vérifications nécessaires**

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_t}{f_e} = 18.28 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS**

Sens	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	371.06	18.47	1.37	18	6.85	240	Oui
	Appuis	218.27	18.47	0.80	18	4.03	240	Oui
Non porteur	Travée	129.73	18.47	0.48	18	2.39	240	Oui
	Appuis	76.31	18.47	0.28	18	1.4	240	Oui

**VI.3.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\bar{\tau}_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :

$$T_u = \frac{T_u L}{2} = \frac{92.028 \times 7.1}{2} = 326.69 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{326.69 \times 10^3}{800 \times 2070} = 0.197 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

## VI.3.3 Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) = 0,40\text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot \theta l \right) = 16,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 115 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\Phi t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \Phi l; \frac{b}{10} \right) = 1,4\text{cm}$$

$$f_c = 500\text{MPa} ; \tau_u = 0,197 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; b = 80\text{cm} ; d = 207\text{cm}$$

on prend :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Tableau VI.11 : choix des armatures transversales.

	Section	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	Φ <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> calculée (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
Nervures	80×230	courant e	30	1,2	7.2	8T12	9,05
		nodale	15		3.6	8T12	9,05

### VI.3.4 Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup> /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

h=230 cm

$$A_P = 3 \times 2.3 = 6.9 \text{ cm}^2$$

On a choisie : A<sub>P</sub>= 5T14cm<sup>2</sup>

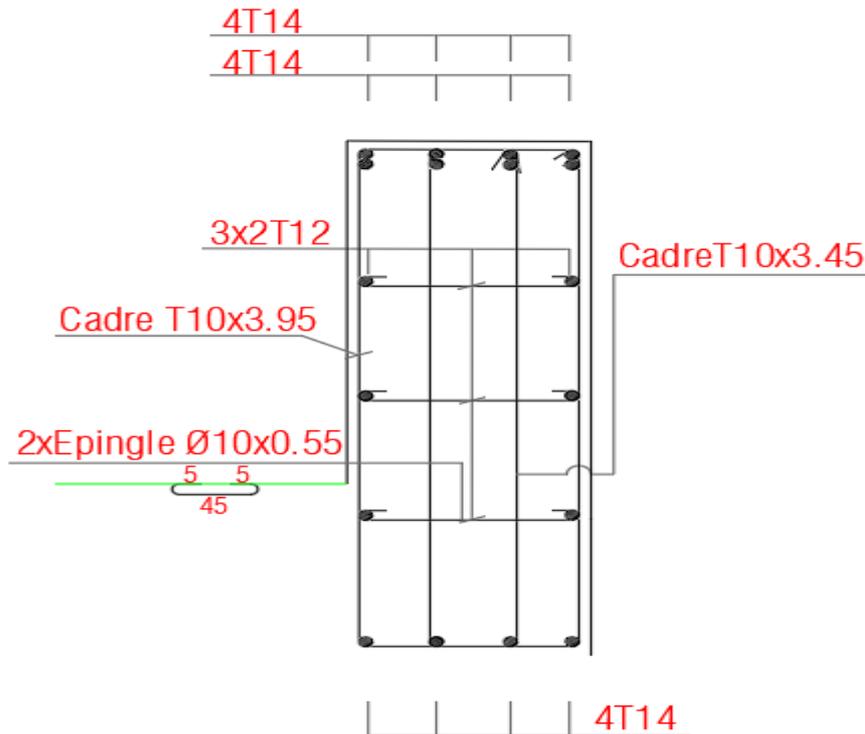


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures .

### VI.3.5 Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0,50m$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

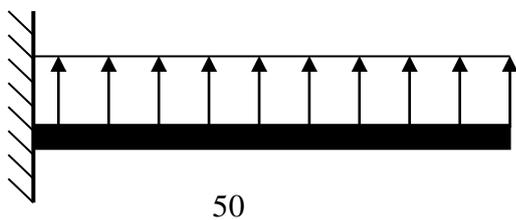


Figure VI.7 : Schéma statique du débord.

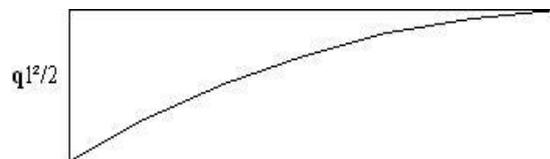


Figure VI.8 : Diagramme des Moments.

### Calcul de ferrailage :

$q_u = 92.087 \text{ kN/ml}$ ,  $b = 100\text{cm}$ ,  $h = 50\text{cm}$ ,  $f_{c28} = 30\text{MPa}$ ,  $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$ .

$$Mu = \frac{quxL^2}{2} = 11.51 \text{kn.m} \quad \sigma_s = 435 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bx d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.004$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.005$$

$$Z = d \left( 1 - 0,4 \alpha \right) = 4.49 \text{cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Zx\sigma_s} = 0.59 \text{cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.23bd \frac{ft28}{fe} = 4.97 \text{cm}^2$$

On adopte : 5T14=7,70cm    S<sub>t</sub>=20cm

### Remarque

Le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier.

## VI.4 Voile périphérique

### VI.4.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

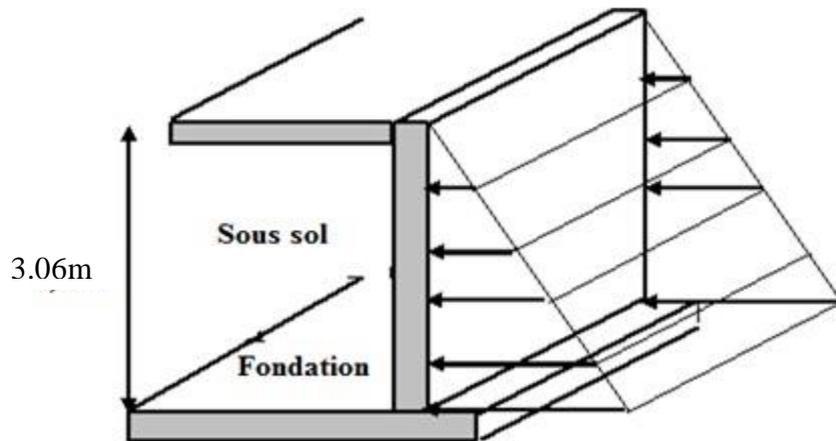


Figure VI.9 : Evaluation des charges

#### VI.4.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du

**RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

##### VI.4.2.1 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=7.1m$  ;  $L_y=4.2m$  ;  $e=20\text{ cm}$ .

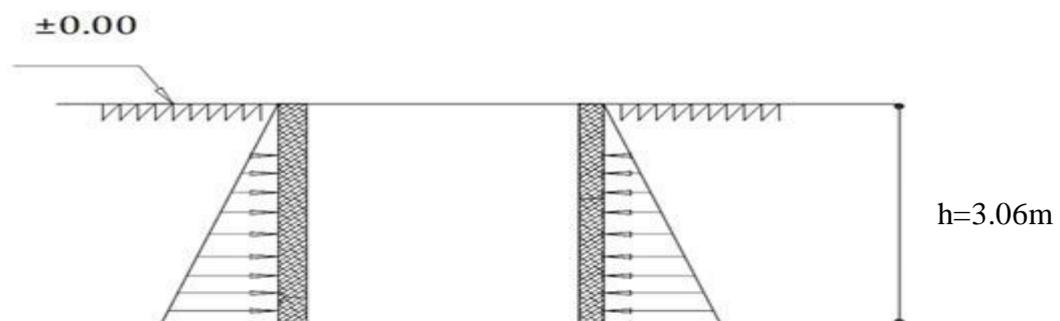


Figure VI.10: Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ ).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26,69^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,380$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 23.837 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 23.837 = 32.180 \text{ kN/ml}$$

#### VI.4.2.2 Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{7,1} = 0,43 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{Dans le sens } x : M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens } y : M_y = \mu_y M_x$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$

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

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

$$\rho = 0,43 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1062 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{ix}=0,85M_x=27.2 \text{ kNm.}$$

$$M_{iy}=0,85M_y=6.8\text{kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=16 \text{ kNm}$$

### VI.4.2.3 Ferrailage du voile périphérique

$b = 100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18\text{cm}$  ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$  ;  
 $F_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique.**

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
Travée	x-x	27.2	0,04 9	0,06 3	1.75	3.56	4T12	2×4.5 2	25
	y-y	6.8	0,01 2	0,01 6	1.78	0.87	4T10	2×3.1 4	25
Appuis	x-x	16	0,029	0,037	1.77	2.07	4T10	2×3.14	25
	y-y								

### VI.4.2.4 Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

$$A_T \geq 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

**VI.4.2.5 Condition de non fragilité**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm. D'après le « **BAEL91 modifié 99** » [2].

On a :  $12cm \leq e \leq 30cm$

$h=e=20cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0006$  pour les barres de FeE500

$$A_x^{\min} = 0.0006 \times \left[ 3 - \frac{3.06}{7.1} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 1.54 cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 cm^2$$

En travée :  $\begin{cases} Ax = 4.52 cm^2 > Ax_{min} = 1.54 cm^2 \\ Ay = 3.14 cm^2 > Ay_{min} = 1.2 cm^2 \end{cases}$  .....vérifier

En appuis :  $\begin{cases} Ax = 3.14 cm^2 > Ax_{min} = 1.54 cm^2 \\ Ay = 3.14 cm^2 > Ay_{min} = 1.2 cm^2 \end{cases}$  .....vérifier

**VI.4.2.6 Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} < \overline{\tau_u} = 0.005 f_{c28} = 1.5 MPa$

$$T_x = \frac{quLxLy}{2Lx+Ly} = \frac{32.180 \times 3.06 \times 7.1}{2 \times 3.06 + 7.1} = 52.88 kN$$

$$T_y = \frac{quLx}{3} = 32.82 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 52.88 kN$$

$$\tau_u = \frac{52.88 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.293 MPa < \overline{\tau_u} = 1.5 MPa \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

VI.4.2.7 Vérification à L'ELS

- Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{ser} = Q1 = 23.837 \text{ kN/m}$$

$$\frac{Lx}{Ly} = 0.43 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s Lx^2 = 24.26 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 7.464 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 20.621 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 6.3444 \text{ kNm} \\ M_a = 0.5 M_x = 12.13 \text{ kNm} \end{cases}$$

VI.4.2.8 Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	20.621	5.65	5.30	18	222.56	250	OK
	y-y	6.344	3.14	2.05	18	120.39	250	OK
Appuis	x-x	12.13	3.14	3.93	18	230.33	250	OK
	y-y							

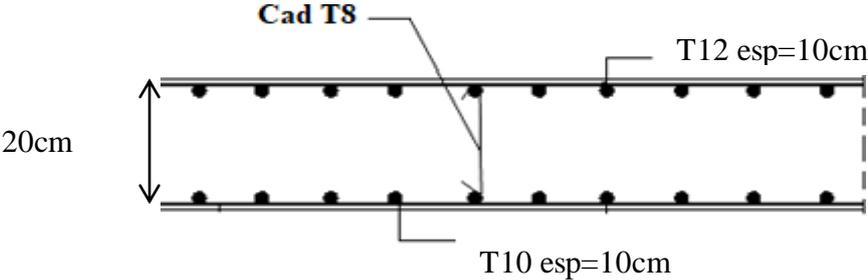


Figure VI.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

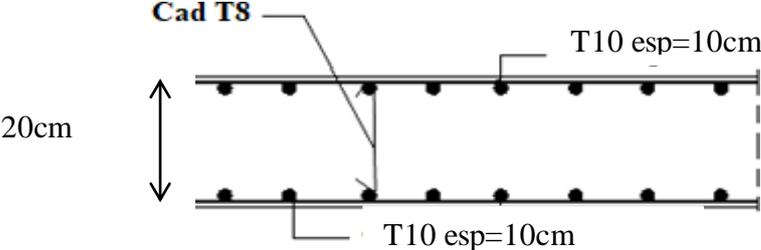


Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

---

## Conclusion Générale

le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation Prescrite L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes tel que : BEAL91, RPA99 (version 2003), DTR CBA.93.
- Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur la pratique des logiciels comme ETABS V.9.7, SOCOTEC, SAP2000.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.
- Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99ver2003** et **BAEL99**
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.
- Ce travail nous a permis d'améliorer et d'enrichir nos connaissances acquises, de faire une étude complète d'une structure complexe et toucher ainsi aux différents calculs qu'un ingénieur en génie civil est appelé à faire.

. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, ce projet nous a donné la chance d'interagir avec la vie professionnelle d'un ingénieur civil et de mettre en pratique notre connaissance théorique.