

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia  
Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil  
Option : Matériaux et structures

## Thème

Etude d'un bâtiment (R +10+un sous sol) à usage  
d'habitation et commercial contreventé par un  
système mixte (Voile – Portiques)

Présenté par :

M<sup>r</sup> YAHIAOUI Khaled  
M<sup>r</sup> LAIDI Hillal

Encadré par :

M<sup>r</sup> CHELOUAH.N

Jury :

M<sup>r</sup> BENYESSAID.DJ  
M<sup>r</sup> GUECHARIL

2014-2015

# *Remerciements*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde Gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, dieu tout puissant pour nous avoir donné La force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.*

*A M<sup>r</sup> CHELOUATI notre promoteur, pour avoir encadré notre travail.*

*Aux membres de jury, qui nous ont fais l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation .*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Khaled et Hillal*

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

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

*A mes frères Gaya et Hamza.*

*A mes sœurs Liella, Hakima et Salíha.*

*A tous mes amis (es) sans exception.*

*Y. Khaled*

Je dédie ce modeste travail à :

*A ma chère maman qui a été toujours à mes coté durant mon travail et à mon cher papa qui m'a aidé a réalisé mon objectif et à mon cousin Cherif qui m'a toujours soutenu*

*A ma sœur Nabila et son mari Nordine et a ses trois enfants*

*A ma sœur Karima et son mari Djamal et ses enfants*

*A ma sœur Sonia et son mari Nabil et leur fille Lina*

*A mon neveu Badis et tout ma famille de près ou d loin*

*A tout mes mes ami(e)s*

*L. Hillal*

# Sommaire

---

<b>Introduction générale.....</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre I : Généralités :</b>	
I.1. Introduction .....	02
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	02
I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales .....	02
I.4. Définition des éléments de l'ouvrage .....	02
I.5. Règlementation et normes utilisés .....	04
I.6. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 .....	04
I.7. Caractéristiques des Matériaux .....	06
I.8. Actions et sollicitations .....	14
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement :</b>	
II.1. Introduction .....	17
II.2. Les planchers .....	17
II.3. Pré dimensionnement des poutres .....	19
II.4 : Pré dimensionnement des voiles .....	20
II.5 : Pré dimensionnement de l'acrotère .....	21
II.6 : Pré-dimensionnement des escaliers .....	21
II.7 : Evaluation des charges et surcharges .....	24
II.8 : Ascenseur .....	27
II.9. Pré-dimensionnement des poteaux .....	29
II.10. Conclusion .....	37
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires :</b>	
III.1 : Introduction.....	38
III.2 : Les planchers.....	38
III.3 : Calcul de l'acrotère.....	64
III.4 : Etude des dalles pleines.....	71
III.5 : Etude des escaliers.....	82
III.6 : Etude de la poutre palière.....	100
III.7 : Etude de la poutre brisée.....	104
III.8 : Etude des poutres de chainages.....	109
III.9. Etude de la dalle de l'ascenseur.....	113
<b>Chapitre IV : Etude dynamique :</b>	
IV.1. Introduction.....	120
IV.2. Etude de la structure au séisme.....	120
IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques.....	130
IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	131
IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit.....	132
IV.6. Calcul des déplacements.....	133
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	134
IV.8. Conclusion.....	136

## Sommaire

---

### **Chapitre V : Etude des éléments principaux**

V .1 Introduction .....	138
V.2. Étude des poteaux.....	138
V.3. Etude des poutres.....	146
V.4. Etude des voiles.....	158
V .5 Conclusion .....	167

### **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :**

VI.1. introduction .....	168
VI.2. Choix du type de fondation .....	168
VI.3. Ferrailage du radier .....	174
VI.4 Voile périphérique .....	183
VI .5 Conclusion .....	187

**Conclusion générale.**

**Bibliographie.**

**Annexes.**

## Liste des figurers

---

### Chapitre I :

Fig. I.1 : Règle des trois pivots.....	06
Fig. I.2 : la résistance en fonction de l'âge du béton.....	08
Fig. I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton.....	10
Fig. I.4 : Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU.....	13

### Chapitre II :

Fig. II.1 : Plancher à corps creux.....	17
Fig. II.2 Schéma des poutrelles.....	18
Fig. II.3. Dalle sur trois appuis.....	19
Fig. II.4 : Dalle sur 4 appuis.....	19
Fig. II.5 : coupe verticale d'un voile.....	20
Fig. II.6 : l'acrotère de la terrasse accessible.....	21
Fig. II.7 : l'acrotère de la terrasse inaccessible.....	21
Fig. II.8 : Schéma de l'escalier.....	22
Fig. II.9 : Schéma de l'escalier type 1.....	22
Fig. II.10 : Vue en plan d'escalier type 2.....	23
Fig. II.11: Vue en plan d'escalier type 3.....	23
Fig. II.12: Schéma d'un ascenseur mécanique.....	28
Fig. II.13: cage de l'ascenseur.....	28
Fig. II.14: Disposition des poteaux.....	30
Fig. II.15: Schéma statique de la décente de charge.....	30
Fig. II.16: La surface afférente.....	33

### Chapitre III :

Fig. III.1 : Evaluation des efforts tranchants.....	39
Fig. III.2 : Sens de disposition des poutrelles.....	40
Fig.III.3 : Schéma statique de la poutrelle type 10.....	42
Fig. III.4 : Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	44
Fig. III.5: Diagramme des efforts tranchants.....	45
Fig. III.6 : schémas de ferrailages des poutrelles.....	62
Fig. III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	63
Fig. III.8 : Schéma statique de l'acrotère.....	64
Fig. III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère type 01.....	69
Fig. III.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère type 2.....	71
Fig. III.11: Dalle sur 4 appuis.....	71
Fig. III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	76
Fig. III.13 : Schéma de ferrailage de la poutre noyée (Chevêtre).....	77
Fig. III.14 : Dalle sur trois appuis.....	77
Fig. III.15 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois.....	81
Fig. III.16 : schéma statique d'escalier type1.....	82
Fig. III.17 : Schéma de ferrailage de la volée.....	88
Fig. III.18 : schéma statique d'escalier.....	89
Fig. III.19 : Schéma de ferrailage d'escaliers type 2.....	92
Fig. III.20 : Palier de niveau.....	93
Fig. III.21: Schéma du ferrailage du palier de niveau.....	95
Fig. III.22: schéma statique du cartier tournant d'escalier type 2.....	97
Fig. III.23: schéma de ferrailage de la volée d'escalier type 2.....	99
Fig. III.24 : Schéma statique de la poutre palière.....	100

## Liste des figurers

---

Fig. III.25 : Section creuse équivalente.....	101
Fig. III.26 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	104
Fig. III.27 : Schéma statique de la poutre brisée.....	104
Fig. III.28 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	108
Fig. III.29:Section statique. ....	109
Fig. III.30.Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	112
Fig. III.31. Cage de l'ascenseur.....	113
Fig.III.32: Schéma représentant la surface d'impacte.....	116
Fig.III.33. Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	120
<b>Chapitre IV :</b>	
Fig. IV.1 : vue 3D de la structure.....	121
Fig. IV.2 : spectre de repense.....	128
Fig. IV.3 : La disposition des voiles.....	128
Fig. IV.4 : les modes de vibration.....	130
<b>Chapitre V :</b>	
Fig. V.1 : zone nodale.....	140
Fig. V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	147
Fig.V.3 : La zone nodale.....	155
Fig. V.4 : Schéma de ferrailage des poutres .....	159
Fig. V.5 : Section du voile.....	162
Fig. V.6 : Schéma de ferrailage du voile Vy2 RDC.....	169
<b>Chapitre VI :</b>	
Fig. VI.1 : Schéma de la semelle isolée.....	171
Fig. VI.2: semelles filantes sous poteaux.....	171
Fig. VII.3 : Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée.....	174
Fig. VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	176
Fig. VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	180
Fig. VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord.....	180
Fig. VI.7 : Dispositions constructives des armatures dans la nervure.....	183
Fig. VI.8: Schémas de ferrailage des nervures.....	184
Fig. VI.9 : Voile périphérique.....	186
Fig. VI.10 : Diagramme des contraintes.....	186
Fig. VI.11: ferrailage du voile périphérique.....	188

## Liste des tableaux

---

### Chapitre I : /

### Chapitre II :

Tab II.1 :Evaluation des charge du plancher terrasse accessible.....	24
Tab II.2 :Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.....	24
Tab II.3 :Evaluation des charge du plancher étage courant.....	25
Tab II.4 :Evaluation des charges de la dalle pleine.....	25
Tab II.5 :Evaluation des charges des murs extérieures.....	25
Tab II.6 :Evaluation des charges du palier.....	26
Tab II.7: Evaluation des charges du la volée.....	26
Tab II.8 :Evaluation des charges de l'acrotère.....	27
Tab II.9:Evaluation des charges de l'Ascenseur.....	28
Tab II.10:Descente de charge.....	33
Tab II.11: Vérification de la contrainte de compression du béton.....	35
Tab II.12: vérification du flambement.....	36

### Chapitre III :

Tab III.1 : les différents types de poutrelle.....	42
Tab III.2 : Charges revenants au différent type de poutrelles.....	43
Tab III.3 : Sollicitation du plancher étage courant.....	47
Tab III.4 : Sollicitation du plancher terrasse accessible.....	47
Tab III.5 : Sollicitation du plancher sous sol.....	48
Tab III.6 : Sollicitation du plancher étage terrasse inaccessible.....	48
Tab III.7 : Sollicitations maximales pour les différents niveaux.....	49
Tab III.8 : Ferrailage des différents étages.....	52
Tab.III.9 : Vérification des armatures longitudinales.....	54
Tab III.10 : Vérification des états limites de compression du béton.....	57
Tab III.11 : Vérification de la flèche.....	62
Tab III.12 : Ferrailages des poutrelles.....	63
Tab III.13 : Combinaison d'action (acrotère type1).....	65
Tab III.14 : Combinaison d'action (acrotère type2).....	71
Tab III.15 : Résultats des calculs.....	71
Tab.III.16 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	75
Tab.III.17 : Vérification de la flèche.....	77
Tab III.18 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	79
Tab III.19 : Vérification de la flèche.....	82
Tab.III.20 : Sollicitation et ferrailage du palier intermédiaire.....	94
Tab III.21 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	95
Tab III.22 : Vérification de la flèche.....	96
Tab.III.23 : Calcul des sollicitations.....	96
Tab.III.24 : Calcul du ferrailage.....	97
Tab III.25 : Vérification de la contrainte de compression.....	98
Tab III.26 : Calcul du ferrailage.....	99
Tab III.27 : Vérification de la contrainte de compression du béton.....	100
Tab III.28 : Calcul d'armature de la poutre palière.....	102
Tab III.29 : Calcul d'armature de la poutre brisée.....	106
Tab III.30 : Calcul d'armature de la poutre brisée.....	107
Tab III.31: Calcul de la poutre de chaînage en flexion simple.....	110
Tab III.32: Calcul de la poutre de chaînage en flexion simple.....	111
Tab III.33: Calcul de la poutre de chaînage à la torsion.....	112
Tab III.34: Vérification des conditions de la flèche.....	113

## Liste des tableaux

---

Tab III.35: Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	115
Tab III.36: Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	115
Tab III.37: ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	119

### Chapitre IV :

Tab IV.1 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	123
Tab IV.2 : Valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	124
Tab IV.3 :différents poids d'étages .....	125
Tab IV.4 : Les valeurs du coefficient $C_T$ .....	126
Tab IV.5 :Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	129
Tab IV.6:Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	131
Tab IV.7:Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	132
Tab IV.8 :Vérification de l'effort tranchant à la base.....	132
Tab IV.9 : vérification de l'effort normal réduit.....	133
Tab IV.10 :Vérification des déplacements relatifs sens x-x.....	134
Tab IV.11 :Vérification des déplacements relatifs sens y-y.....	135
Tab IV.12 :Vérification des effets P- $\Delta$ .....	136

### Chapitre V :

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux ....	140
Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux .....	141
Tab V.3 : Résultats des Armatures longitudinale dans les poteaux.....	142
Tab V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux.....	142
Tab V.5 : Vérification des contraintes dans le béton.....	143
Tab V.6 : Vérification des sollicitations tangentes.....	144
Tab V.7 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.....	149
Tab V.8 : Vérification de l'effort tranchant.....	152
Tab V.9 : Vérification de la flèche dans les poutres.....	153
Tab V.10 : Moment résistant dans les poteaux.....	155
Tab V.11 : Vérification des zones nodales.....	156
Tab V.12 : ferrailage de voile $V_x$ 1.....	162
Tab V.13 : ferrailage de voile $V_x$ 2.....	163
Tab V.14 : ferrailage de voile $V_x$ 3.....	164
Tab V.15 : ferrailage de voile $V_x$ 4.....	164
Tab V.16 : ferrailage de voile $V_y$ 1.....	164
Tab V.17 : ferrailage de voile $V_y$ 2.....	165
Tab V.18 : ferrailage de voile $V_y$ 3.....	165
Tab V.19: ferrailage de voile $V_y$ 4.....	166

### Chapitre VI :

Tab VI.1 : ferrailage de radier.....	178
Tab VI.2 : Vérification des contraintes dans le radier.....	178
Tab VI.3 : Vérification des contraintes nouvelles.....	179
Tab VI.4 : ferrailage des nervures.....	181
Tab VI.5 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.....	182
Tab VI.6 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	183
Tab VI.7 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures.....	183
Tab VI.8 :Section des armatures du voile périphérique.....	187
Tab VI.9 : vérification des contraintes pour le voile périphérique .....	188

## Symboles et notations

---

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**a** : Epaisseur.

**$\alpha$**  : Coefficient de la fibre neutre

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

**$C_T$**  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**$C_u$**  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Diamètre, dalle

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

**$E_i$**  : Module d'élasticité instantanée.

**$E_s$**  : Module d'élasticité de l'acier.

**$E_a, E_c$**  : Sont les modules de déformation.

**$e_v$**  : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**$f_{c28}$**  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**$f_{t28}$**  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**$f_{ji}$**  : la flèche correspondant à j.

**$f_{gi}$**  : la flèche correspondant à g.

**$f_{qi}$**  : la flèche correspondant à q.

**$f_{gv}$**  : la flèche correspondant à v.

**$\Delta f_t$**  : la flèche totale.

**$\Delta f_{t adm}$**  : la flèche admissible.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

**H** : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**$h_t$**  : hauteur totale du plancher.

**$h_0$**  : épaisseur de la dalle de compression.

## Symboles et notations

---

**$h_e$**  : hauteur libre d'étage.

**$I$**  : Moment d'inertie ( $m^4$ ).

**$I_{ji}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $j$ .

**$I_{gi}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $g$ .

**$I_{qi}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $q$ .

**$I_{gv}$**  : Moment d'inertie correspondant à  $v$ .

**$Q$**  : Charge variable.

**$Q$**  : Facteur de qualité.

**$q_u$**  : charge ultime.

**$q_s$**  : charge de service.

**$L$**  : Longueur ou portée.

**$L_{max}$**  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**$L_x$**  = distance entre nus de poutrelles.

**$L_y$**  = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

**$l'$**  : longueur fictive.

**$l'_g$  et  $l'_d$**  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

**$M$**  : Moment en général.

**$M_a$**  : Moment sur appui.

**$M_u$**  : Moment de calcul ultime.

**$M_{ser}$**  : Moment de calcul de service.

**$M_t$**  : Moment en travée.

**$M_0$**  : moment isostatique.

**$M_i$**  : Moment à l'appui  $i$

**$M_g$  et  $M_d$**  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**$M_j$**  : Moment correspondant à  $j$ .

**$M_g$**  : Moment correspondant à  $g$ .

**$M_q$**  : Moment correspondant à  $q$ .

**$N_s$**  : Effort normal de service.

**$N_u$**  : Effort normal ultime

**$N$**  : Effort normale du aux charges verticales.

**$n$**  : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

**$N_{Tot}$**  : Poids total transmis par la superstructure (KN).

**$P$**  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

## Symboles et notations

---

$P_g$  et  $P_d$  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

$R$  : coefficient de comportement global.

$S$  : Section, surface

$S_r$  : surface du radier ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$T$  : Effort tranchant.

$T_2$  : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$  : Effort tranchant.

$W$  : poids propre de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$W_{ci}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$X, Y$  et  $Z$  : Coordonnées en général.

$Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$  : Coordonnée, bras de levier

$Z$  : profondeur au dessous de la fondation (m).

$b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

$d$  : Hauteur utile.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$f$  : Flèche.

$f_{bu}$  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

$h_t$  : hauteur total du radier (m).

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

## Symboles et notations

---

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité.

$\varphi$ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$ : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q$ : chargement KN/ml..

$\tau_{ultim}$ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$ : Facteur d'amortissement.

$\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$ : Moment réduit limite.

$\mu_u$ : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$ : Coefficient instantané.

$\lambda_v$ : Coefficient différé.

# Introduction

### **Introduction générale:**

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

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

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

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

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+10+Sous Sol contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# Chapitre I

## Généralités

## I.1.Introduction

Pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, l'ingénieur doit avoir des connaissances de base sur les quelles prend appui dans l'étude d'un bâtiment.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation-services-commerce faisant partie d'une opération immobilière . Sa structure est en R+10, ayant une forme rectangulaire et implantée dans la Ville de Bejaia. Cette région est classée zone à moyenne sismicité (zone II.a) selon le (RPA 99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

## I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales :

- Hauteur total du bâtiment est  $h_t=35.8\text{m}$
- Hauteur du sous-sol :  $h_{\text{ssol}} = 2.9 \text{ m}$
- Hauteur du RDC :  $h_{\text{RDC}} = 4.6 \text{ m}$
- Hauteur d'étage :  $h_{\text{étg}} = 3.06 \text{ m}$
- La longueur totale du bâtiment :  $L = 26.9 \text{ m}$
- La largeur totale du bâtiment :  $l = 10 \text{ m}$

## I.4. Définition des éléments de l'ouvrage :

### ❖ Ossature :

Selon le **RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a)**, tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone considérée, sera constitué par voiles ou par voiles-portiques. L'ossature sera mixte (voiles-portiques), car cette structure présente un aspect intéressant du point de vue économique.

### ❖ Les planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).on a les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux pour les autres plancher

**Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

**❖ Ascenseur :**

Elément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

**❖ La maçonnerie :**

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de 15 cm d'épaisseurs et une paroi interne de 10 cm d'épaisseur ; les deux parois étant séparées par un vide de 5cm d'épaisseurs, pour les murs intérieurs une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

**❖ L'acrotère :**

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réaliser en béton armé, qui va servir comme garde corps.

**❖ Enduits et revêtements :**

- Céramique pour la salle d'eau et la cuisine.
- Carrelage pour les planches et les escaliers.
- Enduite en plâtre pour les murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour les façades.

**❖ Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

**❖ L'infrastructure :**

Sera réalisée en béton armé en assurant :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

**Nota Bene :** le système de fondation doit être homogène avec un seul mode de fondation par bloc de construction, délimité par des joints. Il doit autant que possible, constituer une assise horizontale unique sur toute l'emprise du bloc.

**I.5. Règlementation et normes utilisés**

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

## I.6. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :

Le matériau béton – par nature non homogène - associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. c'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement **BAEL** (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis.

### I.6.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

#### a) Etat limite ultime ELU :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

#### b) Etat limite de service ELS :

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). Cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitations et /ou de durabilité. On distingue :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

#### ❖ Hypothèse de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion  $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

En compression simple  $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (fig I.1).

### **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig I.1). On distingue trois domaines :

- ❖ Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- ❖ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- ❖ Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux  $3/7$  de la hauteur totale  $h$  de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la fig I.1) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

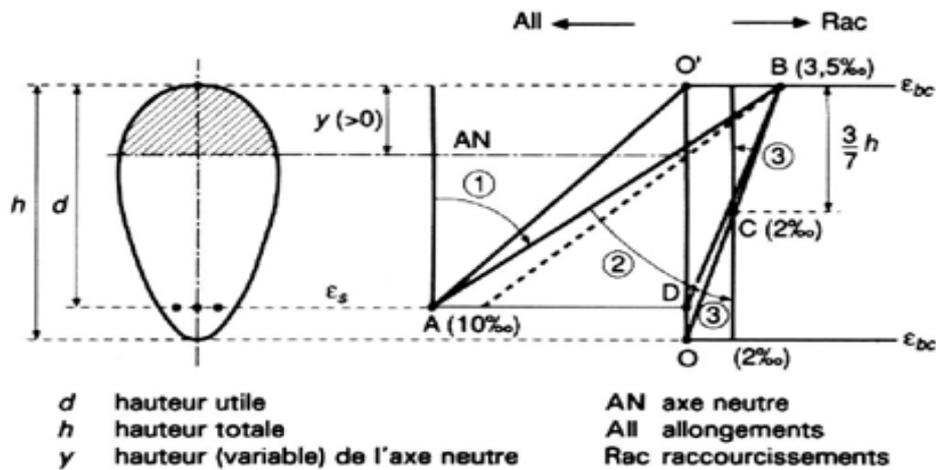


Fig I.1.Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si  $y \leq 0.2596 \times d$
- Le pivot B si  $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si  $y \geq h$

#### ❖ Hypothèse de calcul à l'E L S :

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

### I.6.2. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91:

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- Les valeurs représentatives des actions.
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les résistances caractéristiques des matériaux.
- Les coefficients de sécurité  $\gamma_s$  pour l'acier et  $\gamma_b$  pour le béton.

### I.7.Caractéristiques des Matériaux :

#### I.7.1.Béton :

**1. Définition :** Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs :

- qualité du ciment.
- dosage en ciment.
- teneur en eau.
- l'âge du béton.
- la température.
- l'humidité.
- la durée de chargement.

Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

**Le Dosage pour 1m<sup>3</sup>du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est**

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

***Qualités requises:***

- Une résistance élevée en compression.
- L'étanchéité et la non-agressivité chimique.
- Une faible sensibilité aux effets des déformations différées.
- Une bonne maniabilité.

**2. Caractéristiques mécaniques :**

**2.1. Resistance a la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite «résistance caractéristique spécifiée ». Celle-ci, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un

essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$ . Les règles BAEL donnent, pour un âge  $j \leq 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement :

Pour  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83 j)] f_{c28}$  (CBA Art: A.2.1.1.1)

Pour  $f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95 j)] f_{c28}$  (CBA Art: A.2.1.1.1)

- Pour :  $28 < j < 60$  jours  $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$  (CBA Art : A.2.1.1.1)
- Pour :  $j \geq 60$  jours  $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

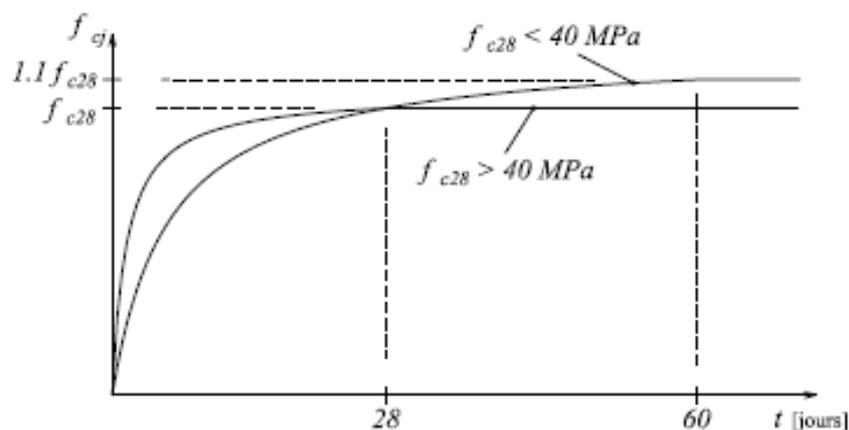


Fig. I.2.la résistance en fonction de l'âge du béton

**2.2. Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la formule :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$  Pour  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$  (CBA .Art : A.2.1.1.2)

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

### 2.3. Module de déformations longitudinales :

A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté  $E_{ij}$ , une valeur conventionnelle égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

### 2.4. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

### 2.5. Le module de déformation transversale du béton $G$ :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

### 2.6. Coefficient de dilatation thermique :

A défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à 10-5 par degré C.

## 3. Diagramme contrainte déformation :

#### ➤ Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

$T$  : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$\theta$  : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \end{cases}$$

$\theta = 0.8$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action  $< 1\text{h}$ .

Dans notre cas  $t \leq 24$  heures d'où  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa situation durable.  $\sigma_{bc} = 18.48$  MPa situation accidentelle.

Le diagramme caractéristique contrainte-déformation du béton a l'allure schématisée sur la figure I.3 dite "parabole - rectangle".

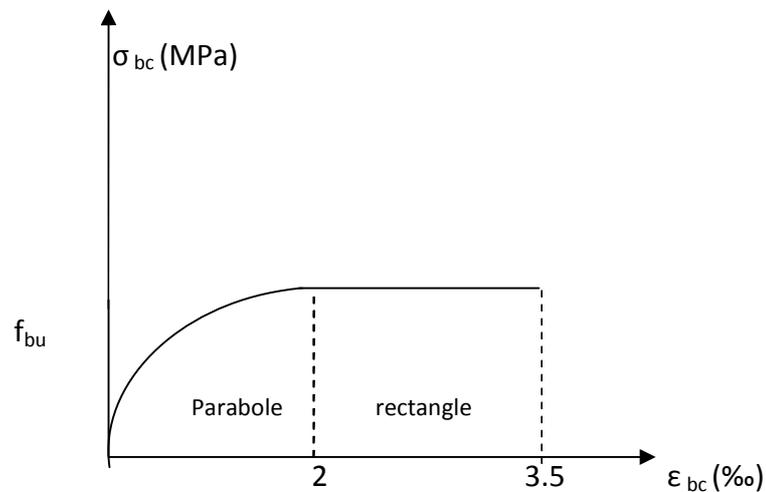


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

- La contrainte de compression ( $\overline{\sigma_{bc}}$ ) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- La contrainte de cisaillement du béton

Elle est limitée par  $\tau < \tau_{adm..}$

- Cas de fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où :  $\overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

**NB :** pour améliorer la mise en place du béton, ses caractéristiques ou sa durabilité, on peut être amené à ajouter des adjuvants en faible quantité lors de la confection du béton.

On utilise plus spécialement:

- les accélérateurs de prise
- les retardateurs de prise
- les accélérateurs de durcissement
- les entraîneurs d'air
- les plastifiants
- les hydrofuges de masse
- les antigels.

## I.7.2. Aciers

### 1. Définition :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

### 2. Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- **Les ronds lisses (R.L):**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$  (contrainte à la limite élastique).
- $f_u=330$  à  $490\text{Mpa}$  (contrainte à la limite de rupture).
- $f_e=235\text{MPa}$ .

➤  $f_u=410$  à  $490\text{MPa}$ .

• **Les aciers à haute adhérence (H.A):**

Dans le but d’augmenter l’adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l’armature. On a deux classes d’acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique :  $f_e=400\text{Mpa}$ .
- Contrainte admissible :  $\sigma_s=348\text{Mpa}$ .
- Coefficient de fissuration :  $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité :  $\gamma_s=1.15$
- Module d’élasticité :  $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$ .

• **Treillis soudés :**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=500\text{Mpa}$ .
- TL52( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=520\text{Mpa}$ .

**3. Caractéristiques mécaniques des aciers**

➤ **à E.L.U**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec :  $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$  ;  $\gamma_s = \begin{cases} 1,5.....\text{Pour le cas courant.} \\ 1.....\text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$   $\varepsilon_s$  : Allongement relatif

$E_s$  : Module d’élasticité longitudinal de l’acier =  $200000 \text{ MPa}$ .

Pour le cas de ce projet:  $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

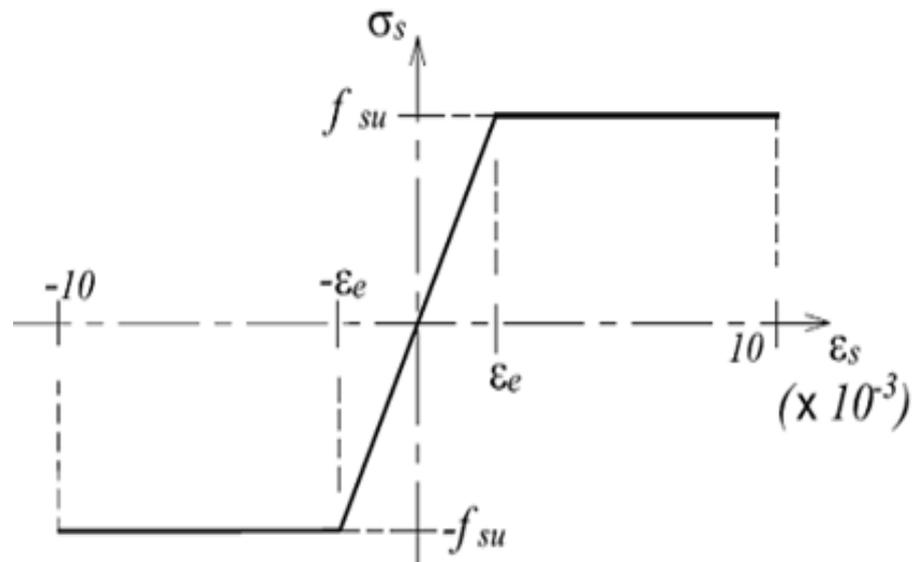


Fig. I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

➤ à E.L.S

- Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire
- Cas de fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration :  $\eta=1$  pour l'acier R L

$\eta=1.6$  pour l'acier H A

- Cas de fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa}; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

## I.8. Actions et sollicitations :

### I.8.1. Les Actions : CBA 93 (Art A.3.1.1)

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples,...) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des déformations statiques ou d'état (retrait, tassement d'appuis, *variation de température*, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. On distingue :

### 1) Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes, notées G, représentent les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure,
- Le poids des équipements fixes de toute nature (revêtements de sols et de plafonds ; cloisons etc.),
- les efforts (poids, poussées, pressions) exercés par des terres, par des solides ou par des liquides dont les niveaux varient peu,
- Les déplacements différentiels des appuis,
- Les forces dues aux déformations (retrait, fluage,...) imposées en permanence à la construction, Dans la plupart des cas, le poids propre est représenté par une valeur nominale unique,  $G_0$ , calculée à partir des dessins du projet et des masses volumiques moyennes des matériaux.

### 2) Les actions variables (Q) :

Les actions variables, notées Q, représentent les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont définies par des textes réglementaires en vigueur, on distingue :

- Les charges d'exploitation (poids et effets annexes tels que force de freinage, forces centrifuges, effets dynamiques),
- Les efforts (poids, poussées, pressions) exercés par des solides ou par des liquides dont le niveau est variable,
- Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux, etc.),
- Les actions climatiques : neige, vent, température, etc. Les actions variables sont réparties en deux catégories :
  - ✓ Une action dite de base notée Q1
  - ✓ Les autres actions, dites d'accompagnement et notées  $Q_i$  ( $i > 1$ )

L'action de base Q1 est:

- L'action unique si c'est le cas

Si non :

- La plus fréquente
- La plus élevée

➤ L'une ou l'autre action variable

**3) Les actions accidentelles (Fa) :**

Les actions accidentelles, notées FA, provenant de phénomènes rares, et ne sont à considérer que si les documents d'ordre public ou le marché le prévoient .Exemple : les séismes, les explosions, les chocs.

**I.8.2.Les sollicitations : CBA93 (Art A.3.3.1)**

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définis ci après et avec les notations suivantes :

**G<sub>max</sub>** : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

**G<sub>min</sub>** : l'ensemble des actions permanentes favorables.

**Q<sub>1</sub>** : action variable dite de base.

**Q<sub>i</sub> (i>1)**: action variable dite d'accompagnement.

**A) Combinaisons d'actions à considérer pour l'E.L.U. :**

➤ **Situations durables** : (vis-à-vis des états limites de résistance et de service).

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i}$  = coefficient de pondération des valeurs d'occupation.

$$\psi_{0i} = \begin{cases} 0,77 \rightarrow \text{vent, neige.} \\ 0,6 \rightarrow \text{variations uniformes de la température.} \end{cases}$$

➤ **Situations accidentelles** :

la combinaison à considérer est :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1,i} * Q_i + \sum \psi_{2,i} * Q_i$$

F<sub>A</sub> = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1,i} * Q_i$  = valeur fréquente section variable.

$\psi_{2,i} * Q_i$  = valeur quasi permanente d'une section variable.

$$\psi_1 = \begin{cases} 0,20 \rightarrow \text{vent.} \\ 0,15 \rightarrow \text{neige pour altitude} \leq 500\text{m.} \\ 0,30 \rightarrow \text{neige pour altitude} > 500\text{m.} \end{cases}$$

$$0,50 \rightarrow \text{variations uniformes de la température.}$$

$$\psi_2 = \begin{cases} 0 \rightarrow \text{vent, neige pour altitude } \leq 500\text{m, et variations uniformes de températures} \\ 0,1 \rightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \end{cases}$$

### B) Combinaisons d'actions à considérer pour l'E.L.S. :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + Q_1 + \sum \psi_{0.1} * Q_i$$

### C) Combinaisons d'actions données par le RPA99 :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- Situations durables :  $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

#### ❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

#### ❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

# Chapitre II

## Prédimensionnement des éléments

## II.1.Introduction :

Dans ce chapitre on va pré dimensionner les éléments de la structure selon les recommandations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble des éléments porteurs.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

## II.2. Les planchers :

Les planches sont définies comme étant des éléments horizontaux qui déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment et assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) Et aussi une isolation thermique, phonique, acoustique, coupe feu et étanchéité.

### II.2.1 Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles (fig.III.2), dans notre cas:

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

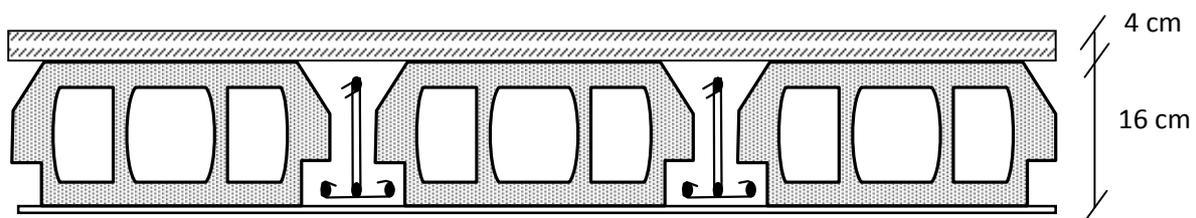


Fig. II.1 : Plancher à corps creux

### II.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas on a disposé les poutrelles selon le premier critère (la plus petite portée).

#### ➤ Pré dimensionnement

$h_t$  : Hauteur du plancher ( $h_t = 20$  cm).

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$b_0$  : Largeur de la nervure ;

Tel que :  $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$$

Soit :  $b_0 = 10$  cm

$b$  : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

$L_x$  : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

$L_y$  : est la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_x = 55 \text{ cm}, L_y = 4.2 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{55}{2}; \frac{540}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour :  $b = 65$  cm.

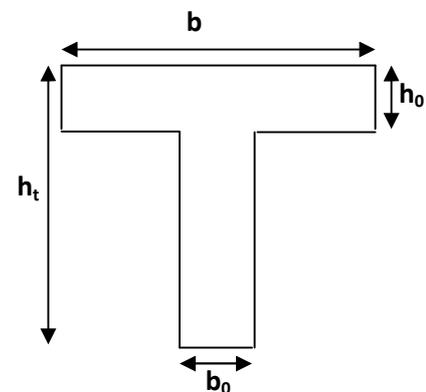


Fig. II.2. Schéma des poutrelles

### II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

#### a. résistance au feu :

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

➤  $e = 17.5$  cm pour quatre heures de coupe feu.

On admet que :  $e = 12$ cm

**b. Isolation phonique :**

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 15$ cm

**c. Résistance a la flexion :**

Les conditions qui doivent vérifier 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 :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Dalle sur 3 appuis (dalle balcon) :**

Dans notre cas les dalles qui reposent sur trois appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 1\text{m} = 100\text{cm}.$$

On aura donc :  $100/50 \leq e \leq 100/40$

Soit :  $2\text{cm} \leq e \leq 2.5\text{cm}$

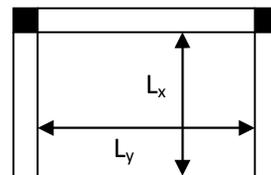


Fig. II.3 : Dalle sur trois appuis

➤ **Dalle sur 4 appuis (dalle RDC) :**

$$L_x = 3.7\text{m} = 370\text{ cm}.$$

On aura donc :  $370/35 \leq e \leq 370/30$

Soit :  $10.57\text{ cm} \leq e \leq 12.33\text{ cm}$

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 15$

(Critère de l'isolation phonique)

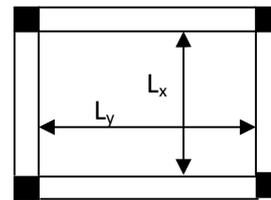


Fig. II.4 : Dalle sur 4 appuis

**II.3.Pré dimensionnement des poutres :**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires).

**II.3.1.Les poutres principales :**

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 5.7 - 0.30 = 5.4\text{m} \rightarrow 36\text{cm} \leq h \leq 54\text{cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (35×45) cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ .....c'est vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ .....c'est vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.28 \leq 4.00$  .....c'est vérifiée.

**II.3.2. Les poutres secondaires :**

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

$$L_{\max} = 530 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 500\text{cm} \Rightarrow 33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire (b × h) = (30 × 35) cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification :**

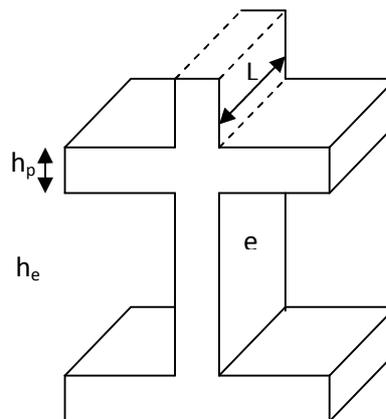
On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ .....c'est vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ .....c'est vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.00$  .....c'est vérifiée.

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

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

- Si :  $h_p$  : Hauteur totale de la poutre.
- $h_e$  : Hauteur libre d'étage.
- $e$  : Epaisseur du voile.
- $L$  : Longueur du voile.



**Fig. II.5 : coupe verticale d'un voile**

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et la condition suivante :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right]$$

RPA99 (Article 7.7.1)

Pour le RDC :  $h_e = 4.15 \text{ m} \Rightarrow e \geq 0.18 \text{ cm}$

Pour les étages courants :  $h_e = 2.61 \text{ m} \Rightarrow e \geq 11 \text{ cm}$  ;

On adopte :

- Pour le sous sol et RDC **e = 20cm.**
- Pour les étages courants **e = 15cm**

Au niveau de la cage d'ascenseur :

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à **15cm** qui est l'épaisseur minimale exigée par **RPA 99/2003**.

### II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

- Pour la terrasse accessible on prend H= 100cm.
- Pour la terrasse inaccessible on prend H=60cm.

Les dimensions des deux acrotères sont indiquées sur les deux figures ci-dessous

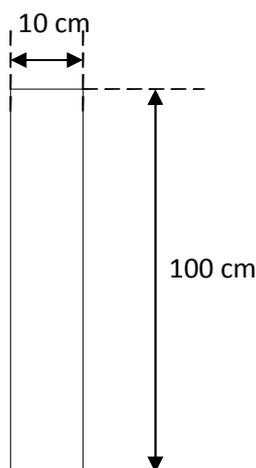


Fig. II.6 : l'acrotère de la terrasse accessible

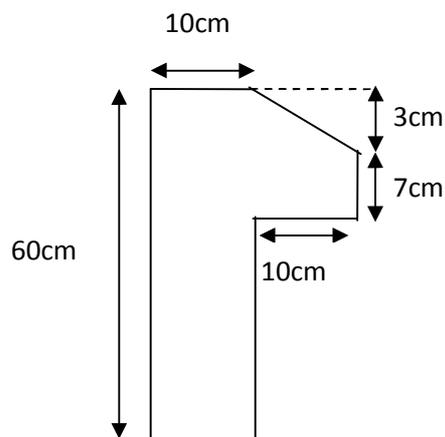


Fig. II.7 : l'acrotère de la terrasse inaccessible

### II.6. Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue un issu des secours important en cas d'incendie. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

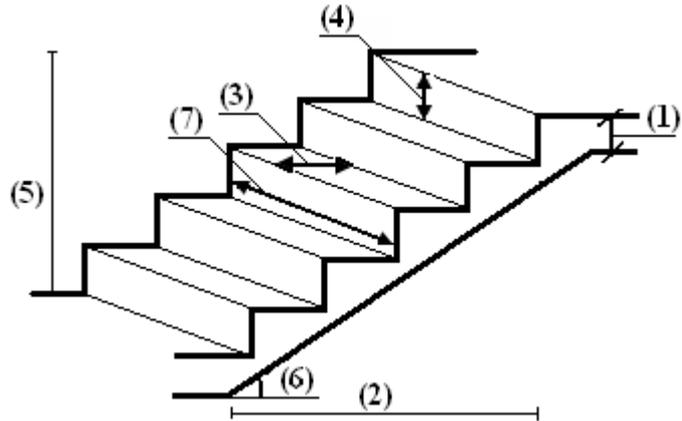


Fig. II.8 : Schéma de l'escalier

Notre projet présente plusieurs types d'escalier :

➤ **Type 1: escalier de RDC à niveau +2.21m (une volées):**

$H_0 = 2.21 \text{ m}$

$h = 17 \text{ cm}$

$g = 30 \text{ cm}$

Nombre de contre marche  $n = H_0/h$

$n = 2.21/0.17 = 13$

$n = 13$  nombres de contre marches.

$n-1 = 12$  nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

$59 \leq 2h+g \leq 66$

$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow$  vérifié

Épaisseur de la paillasse :

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 2.21/3.6$  d'où :  $\alpha = 31.19^\circ$

La longueur de la volée est  $L = \frac{2.21}{\sin(31.19^\circ)} = 4.26 \text{ m}$

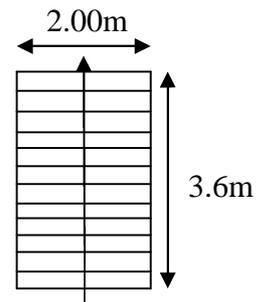


Fig. II.9. : Schéma de l'escalier type 1

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ ...Condition de la flèche

$L = 4.26 \text{ m}$

Donc :  $14.2\text{cm} < e < 21.3\text{cm}$

On adopte:  $e = 18\text{cm}$

➤ **Type 2: escalier de niveau+2.21 à étage 1 (deux volées):**

$H_0 = 119.5\text{m}$

$h = 17 \text{ cm}$

$g = 30\text{cm}$

Nombre de contre marche  $n = H_0/h$

$= 1.195/0.17 = 7$

$n = 7$  nombres de contre marches.

$n-1 = 6$  nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

$59 \leq 2h+g \leq 66$

$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow$  vérifié

Épaisseur de la paillasse :

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 1.195/1.8$  d'où :  $\alpha = 33.57^\circ$

La longueur de la volée est  $L = \frac{1.195}{\sin(33.57^\circ)} = 2.16\text{m}$

$L = 2.16\text{m}$

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  .....Condition de la flèche

Donc :  $7.2\text{cm} < e < 10.8\text{cm}$

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu.

Donc: On adopte  $e = 12\text{cm}$

➤ **Type 3: Escalier courant étage 1 à étage 9 (deux volées + un quartier tournant) :**

$H_0 = 3.06 \text{ m}$

$h = 17 \text{ cm}$

$g = 30\text{cm}$

Nombre de contre marche  $n = H_0/h$

$n = 3.06/0.17 = 18$

$n = 8$  nombres de contre marches.

$n-1 = 17$  nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

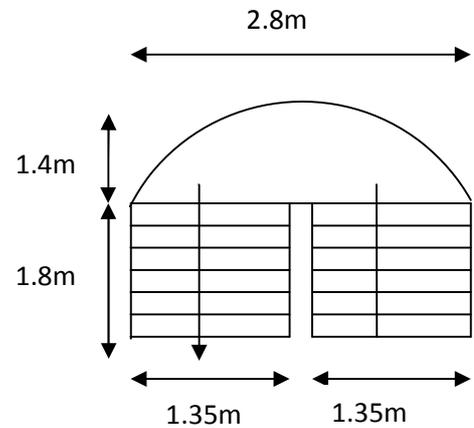


Fig. II.10: Vue en plan d'escalier type 2

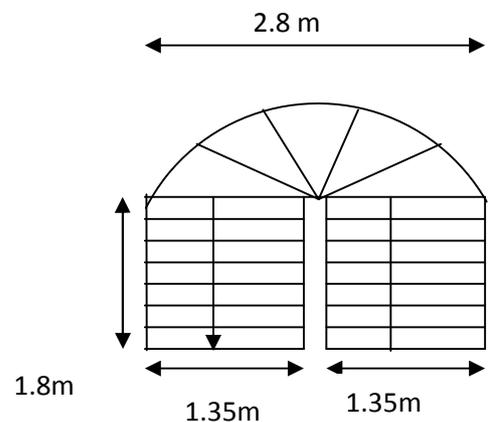


Fig. II.11: Vue en plan d'escalier type 3

$$59 \leq 2h+g \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow \text{vérifié}$$

Épaisseur de la paillasse :

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 119/180$  d'où :  $\alpha = 33.46^\circ$

La longueur de la volée est  $L = \frac{119}{\sin(33.46^\circ)} = 2.15\text{m}$

$$L = 2.15\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots \text{Condition de la flèche}$$

Donc :  $7.16\text{cm} < e < 10.75\text{cm}$

$e = 11\text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu.

Donc: On adopte  $e = 12\text{cm}$

**Type 4: escalier de étage 9 à étage 10 :**

Ils seront réaliser en bois.

**II.7. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.7.1. Planchers terrasses :**

➤ **La terrasse accessible :**

N	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité	Poids
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Enduit en ciment	0.02	20	0,40
	Dalle en corps creux	(16+4 cm)	14,25	2,85
Charge permanente totale				<b>G = 4,45</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q = 1,50</b>

**Tableau II.1 : évaluation des charge du plancher terrasse accessible**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

N	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravions roulé de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
3	Forme de pente (15%)	0.10	22	2,2
4	Isolation thermique	0.04	4	0,16
5	Enduit en ciment	0.02	20	0,40
	Plancher à corps creux	(16+4 cm)	14,25	2,85
Charge permanente totale				<b>G = 6,73</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q = 1,00</b>

**Tableau II.2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible**

**II.7.2. Plancher étage courant:**

N	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité	Poids
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Enduit en ciment	0.02	20	0,40
	Dalle en corps creux	(16+4 cm)	14,25	2,85
	Cloison de séparation	0.10	9	0,9
Charge permanente totale				<b>G = 5,35</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q = 1,50</b>

**Tableau II.3 : évaluation des charge du plancher étage courant**

**Remarque :**

La charge d'exploitation  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$  sauf pour le plancher du sous sol  $Q = 5\text{KN/m}^2$

**II.7.3. Dalle pleine :**

N	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité(KN/m <sup>3</sup> )	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement 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 en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				<b>G = 5,11</b>

**Tableau II.4 : évaluation des charges de la dalle pleine**

**II.7.4. Murs extérieurs :**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				<b>G = 2,85</b>

**Tableau II.5 : évaluation des charges des murs extérieures**

II.7.5. Les escaliers

➤ Palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle en BA	0.15	25	3,75
Enduit ciment	0.02	20	0,40
Charge permanente totale			<b>G = 5,35</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 2,50</b>

Tableau II.6 : Evaluation des charges du palier

➤ Volée :

N	Description	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Paillasse	Type 1
		Type 2
		type
2	Marches	22 x 0,17/2 = 1,87
3	Mortier de pose	0,02 x 20 = 0,40
4	Carrelage (granito)	0,02 x 20 = 0,4
5	Garde corps	0,60
6	Enduit de plâtre	0,02 x 10 = 0,20
		Type 1
		G = 8.73
		Type 2
		G = 7.07
		Type 2
		G=7.06
		Q = 2.5

Tableau II.7: Evaluation des charges du la volée

**II.7.6. Acrotère :**

Désignation des éléments	épaisseur cm	Surface m <sup>2</sup>	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère type1	10	0,1	25	2,5
Poids propre de l'acrotère type2	10	0,0685	25	1,71
Enduit de ciment intérieur	2	0,014	20	0,28
Enduit de ciment extérieur	2	0,0105	20	0,21
Charge permanente totale	$G_{type1}=2,99\text{KN/ml}$ $G_{types2}=2,2\text{KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q=1\text{KN/ml}$			

**Tableau II.8 : évaluation des charges de l'acrotère****II.8. Ascenseur**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

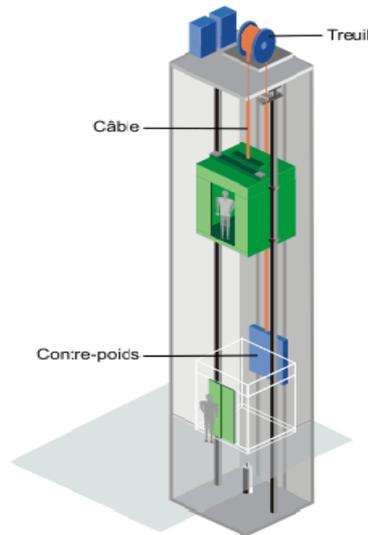


Fig II.12: Schéma d'un ascenseur mécanique

**Les caractéristiques :**

$V=1\text{m/s}$  → vitesse de levage.

$P_m = 15\text{kn}$  : charge due à la salle de machine.

$D_m = 82\text{ kn}$  : charge due au poids propre de la l'ascenseur.

$F_c = 102\text{ kn}$  : charge due à la rupture des câbles.

Course maximale = 32.14 m.

$B_s * T_s = 160 * 170$  dimensions de la gaine.

Poids de 08 personnes = 630 kg.

$P = 15 + 82 + 6,3 = 103,3\text{ kn}$ .

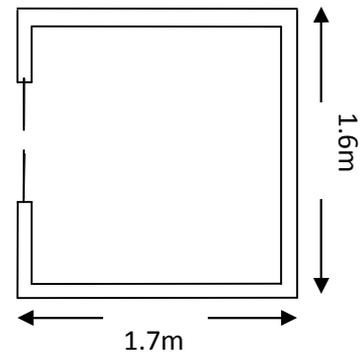


Fig. II.13 : cage de l'ascenseur

La dalle de la cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui lui revienne (machine + ascenseur).

Soit l'épaisseur de la dalle  $e = 20\text{cm}$

**II.8.1. Evaluation des charges et des surcharges :**

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN /m <sup>2</sup> )	Poids total KN /m <sup>2</sup>
$G_1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S = L_x \times L_y$ $= 1.7 \times 1.6$	$G_2 = F_c / S$ $= 102 / 2.72$	$G = G_1 + G_2$ $= 5.88 + 37.5$
$G_1 = 5.88\text{Kn/m}^2$	$S = 2.72$	$G_2 = 37.5$	$G = 43.38$

Tableau II.9: évaluation des charges de l'Ascenseur

La charge d'exploitation est :  $Q = 1\text{KN/m}^2$

## II.9. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min ( b , h )} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min ( b , h )} \geq h_c / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- Sous sol, R.D.C, 1<sup>er</sup> étage : poteaux (55,50) cm<sup>2</sup>.
- 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage: poteaux (50, 45) cm<sup>2</sup>.
- 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage : poteaux (45,40) cm<sup>2</sup>.
- 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage, duplex: poteaux (40,35) cm<sup>2</sup>

### II.9.1 Descente de charge :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

- Sous la terrasse:  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet:  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous le deuxième étage:  $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le troisième étage:  $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage (i=4) :  $Q_0 + 0,85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Pour n étage (n ≥ 5) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

Dans notre bâtiment le poteau le plus sollicité est le poteau centrale **B2**.

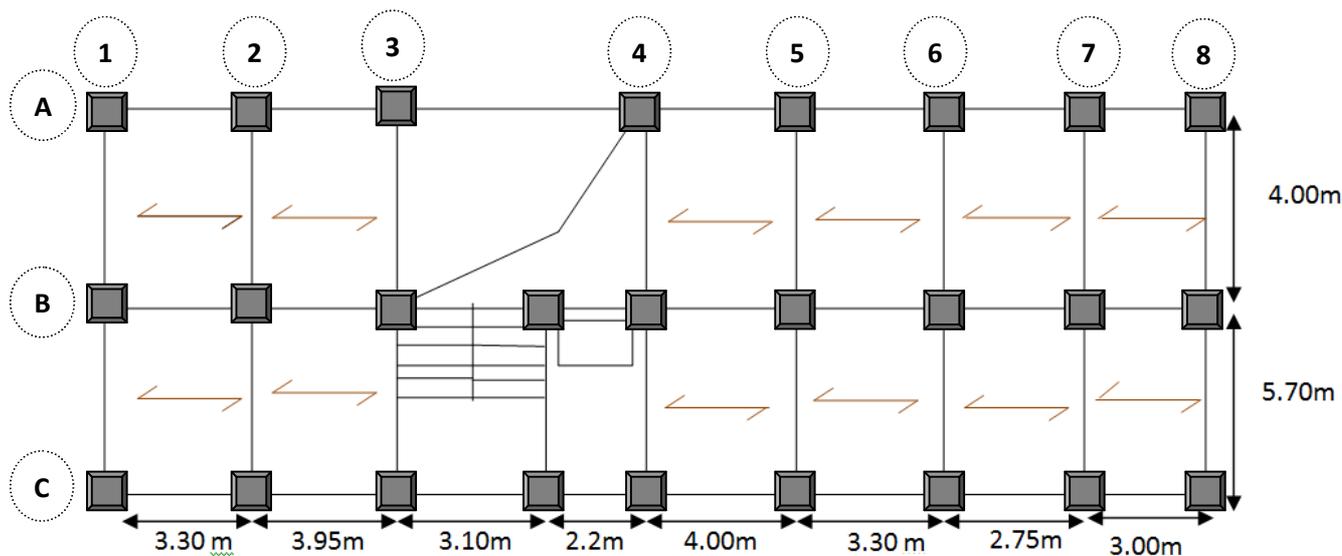
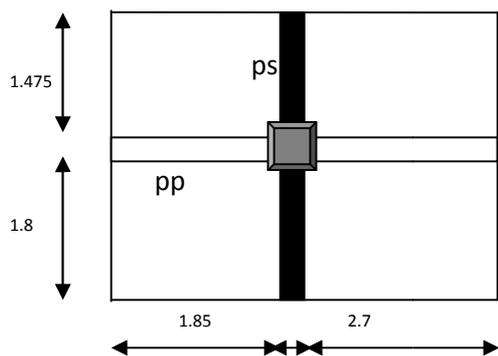


Figure II.14 : Disposition des poteaux



$S_{aff} = 17.58m^2$

**Plancher Terrasse :**

$G_T = 6.73 \cdot 14.9 = 100.277KN.$

$Q_T = 1 \cdot 17.58 = 17.58KN.$

**Plancher RDC à étage 9:**

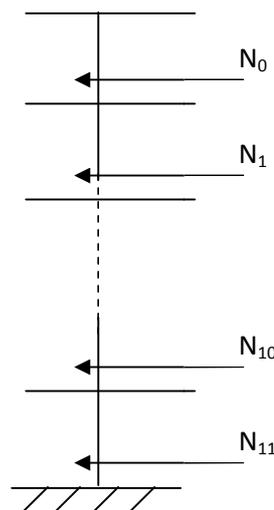


Figure II.15 : Schéma statique de la décente de charge

$$G=5.35*14.9=79.715\text{KN}$$

$$Q=1.5*17.58 =26.37\text{KN}$$

**Plancher sous sol :**

$$G=5.35*8.84=47.3\text{KN}$$

$$Q=5*10.47 =35.36\text{KN}$$

**Poutres :**

$$G_p=G_{PP}+G_{PS}.$$

$$G_p=25*0.35*0.45* (1.85+2.7) +25*0.3*0.35* (1.8+1.475)=26.512\text{KN}.$$

**Poteaux :**

- Sous sol :  $G_p=25*0.55*0.50*2.9=19.937\text{KN}.$

-RDC :  $G_p=25*0.55*0.50*4.6=31.625\text{KN}.$

-étage 1 :  $G_p=25*0.55*0.50*3.06=21.037\text{KN}.$

- Etage 2 à 4 :  $G_p=25*0.5*0.45*3.06=17.215\text{KN}.$

- Etage 5 à 7 :  $G_p=25*0.45*0.40*3.06=13.77\text{KN}.$

-Etage 8,9 et duplex :  $G_p=25*0.40*0.35*3.06=10.71\text{KN}.$

On représente les résultats dans le tableau suivant:

Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
<b>N0</b>	Plancher terrasse	100.277	17.58
	Poutres	26.512	
	Poteaux	10.71	
	<b>Σ</b>	<b>137.5</b>	<b>17.58</b>
<b>N1</b>	N0	137.5	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	10.71	
	<b>Σ</b>	<b>254.437</b>	<b>43.95</b>
<b>N2</b>	N1	254.437	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	10.71	
	<b>Σ</b>	<b>371.374</b>	<b>67.68</b>

N3	N2	371.374	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	13.77	
	<b>Σ</b>	<b>491.371</b>	<b>88.77</b>
N4	N3	<b>491.371</b>	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	13,77	
	<b>Σ</b>	<b>611.368</b>	<b>112.51</b>
N5	N4	611.368	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	13,77	
	<b>Σ</b>	<b>731.365</b>	<b>115.475</b>
N6	N5	<b>731.365</b>	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	17.21	
	<b>Σ</b>	<b>854.802</b>	<b>136.24</b>
N7	N6	854.802	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	17,21	
	<b>Σ</b>	<b>978.239</b>	<b>149.43</b>
N8	N7	978.239	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	

	Poteaux	17,21	
	<b>Σ</b>	<b>1101.676</b>	<b>162.61</b>
<b>N9</b>	N8	1101.676	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	21.037	
	<b>Σ</b>	<b>1228.94</b>	<b>175.8</b>
<b>N10</b>	N9	1228.94	
	Plancher Corps creux	79.715	26.37
	Poutres	26.512	
	Poteaux	31.625	
	<b>Σ</b>	<b>1366.792</b>	<b>188.98</b>
<b>N11</b>	N10	1366.792	
	Plancher Corps creux	47.3	35.36
	Poutres	19.228	
	Poteaux	19.937	
	<b>Σ</b>	<b>1453.257</b>	<b>224.34</b>

Tableau II.10 : Descente de charge

On trouve :

$$G_{tot}=1453.257KN$$

$$Q_{tot}=224.34KN$$

$$\text{Effort normal: } N_U=1.35*1453.257+1.5*224.34$$

$$N_U=2295.40KN$$

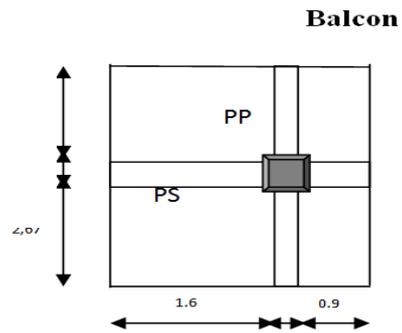
• **Poteaux de rive(B1):**

On procède de la même méthode que le poteau central .

On trouve:

$$G_{tot} = 1402.76 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{tot} = 194.29 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 * 1402.76 + 1.5 * 194.29 = 2185.161 \text{ KN}$$

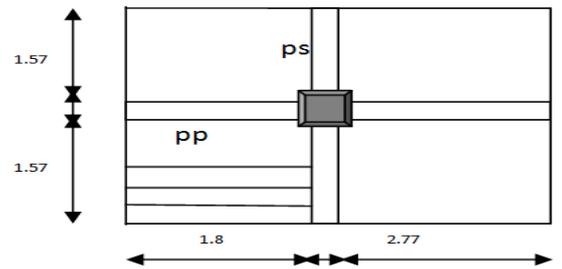


**C.Poteau de la cage d'escalier(B3):**

On procède de la même méthode que le poteau de rive. On trouve

$$G_{tot} = 1362.34 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{tot} = 209.5 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 * 1362.34 + 1.5 * 209.5 = 2153.40 \text{ KN}$$



**Fig. II.16 : La surface afférente**

Le poteau le plus sollicité est le poteau central ce qui implique que dimensionner avec l'effort ultime appliqué au ce dernier.

**II.9.2. Vérification :**

**a. Vérification de la contrainte de compression du béton :**

Selon le CBA93, l'effort  $N_u$  doit être majoré de 10%

$$N_u = 1.1 N_u = 2528.24 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :  $N_u / B \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots(1)$  Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$N_u / B \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow B \geq N_u / \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\Rightarrow B = 2528.24 / 15 \times 10^3 = 0.1685 \text{ m}^2$$

Soit  $B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2$  condition (1) est vérifiée

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calculé		observation
			B	B calculé	
S soul, RDC et étage 1	2528.24	55*50	0.275	0.168	vérifiée
Etage 2 ,3,4	1904.29	50*45	0.225	0.126	vérifiée
Etage 5,6et7	1276.61	45*40	0.18	0.085	vérifiée
Etage 8,9,et duplex	663.16	40*35	0.14	0.044	vérifiée

**Tableau II.11: Vérification de la contrainte de compression du béton.**

**b.Vérification au flambement :**

$$N_{ui} \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : section réduite de poteau  $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$

$A_s$  : section des armatures calculées

$\alpha$  : coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$  tel que :

$$\alpha = \begin{cases} 0,85 & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50. \\ \left[ \frac{1}{1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2} \right] & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6(50/\lambda) & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$l_f$  : longueur de flambement :  $l_f = (0,7 \cdot l_0)$ .

$i$  : rayon de giration définit par :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ .

$\lambda$  est définie comme suite :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$I$  : moment d'inertie :  $I = h \times b^3 / 12$ .

$L_0$  ; longueur du poteau.

$$L_f = 0.7 \times 2.45 = 1.715\text{m.}$$

$$B = 0.50 \times 0.55 = 0.275\text{m}^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.50^3}{12} = 5.72 \times 10^{-3} \text{m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.72 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{1.827}{0.144} = 12.68 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.68}{35}\right)^2} = 0.828$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2528.24 \times 10^{-3}}{0.828 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.138\text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.254\text{m}^2$$

Or :  $B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = \mathbf{0.254\text{m}^2} > \mathbf{0.134\text{m}^2}$ .

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

Niveaux	Nu	Sections	Condition Br > Br calculé		observation
			Br	Br calculé	
Sous-sol	2528.2	55*50	0.254	0.138	vérifiée
RDC	2341.5	55*50	0.254	0.129	vérifiée
Etage 2,3et4	1904.29	50*45	0.206	0.103	vérifiée
Etage5,6,7	690.31	45*40	0.163	0.069	vérifiée
Etage 8,9et duplex	213.66	40*35	0.125	0.024	vérifiée

**Tableau II.12 : vérification du flambement**

✓ Condition de RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, on adoptera alors les sections de pré dimensionnement :

## II.10. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- **Poutres**

- Poutres principales :  $35 \times 45 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .

- **Poteaux**

- Sous sol, R.D.C, 1<sup>er</sup> étage : poteaux (55,50)  $\text{cm}^2$ .
- 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage: poteaux (50, 45)  $\text{cm}^2$ .
- 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage : poteaux (45,40)  $\text{cm}^2$ .
- 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage, duplex: poteaux (40,35)  $\text{cm}^2$ .

Chapitre III  
Etude des  
éléments secondaires

**III.1.Introduction :**

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'escalier, l'acrotère et les planchers ainsi que l'ascenseur.

**III.2. Les planchers:****III.2.1.Méthodes de calcul :**➤ **La méthode forfaitaire :**

Le **BAEL91 (Art. L.III.2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
2. Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire:**• **Les moments fléchissant :**

**En travée :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

$M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

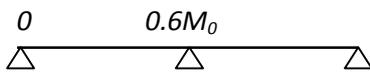
$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.

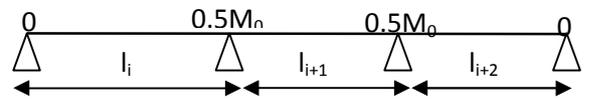
$l_i$  : Portée de la travée.

**En appuis:**

Cas de 02 travées :



Cas de 03 travées :



Cas de plus de 03 travées :



• **Evaluation des efforts tranchant :**

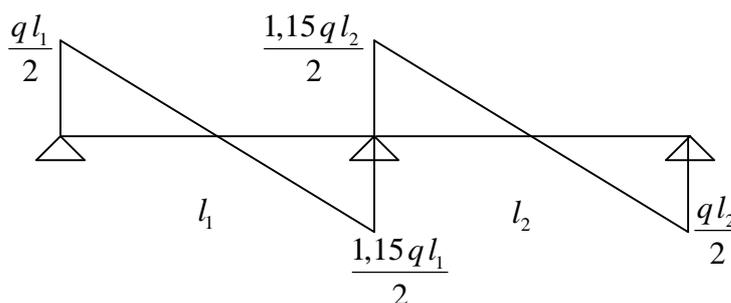
Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$



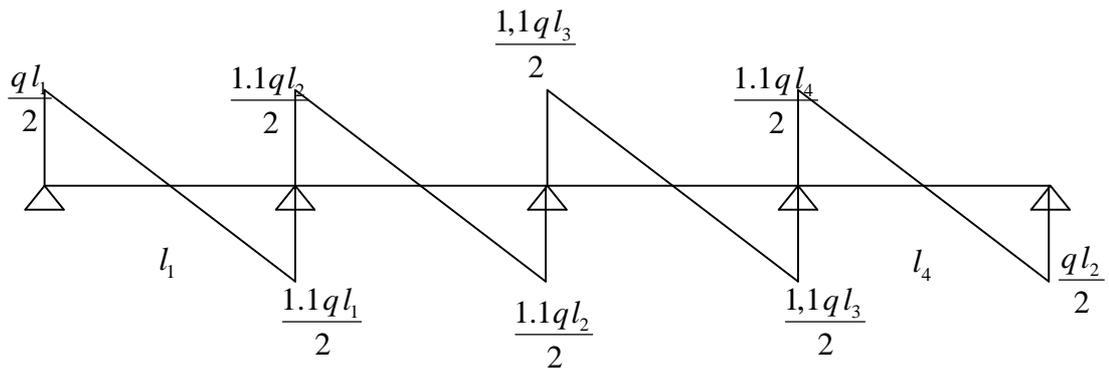


Figure III.1.Evaluation des efforts tranchants.

➤ **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées  $Q > (2G ; 5KN/m^2)$  mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• **Principe de la méthode Caquot :**

- **Calcul des moments:**

**En appuis :** 
$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{(BAEL. Art. L.III,3)}$$

Avec  $l' = 0.8 \times l$  : Pour une travée intermédiaire ;  $l' = l$  : Pour une travée de rive.

$P_g$  ;  $P_d$  : Charge a droite et a gauche de la travée.

**En travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

**-Evaluation des efforts tranchants :** 
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

**III.2.2. Etude des poutrelles :**

**III.2.2.1.Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a. Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b. Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère.

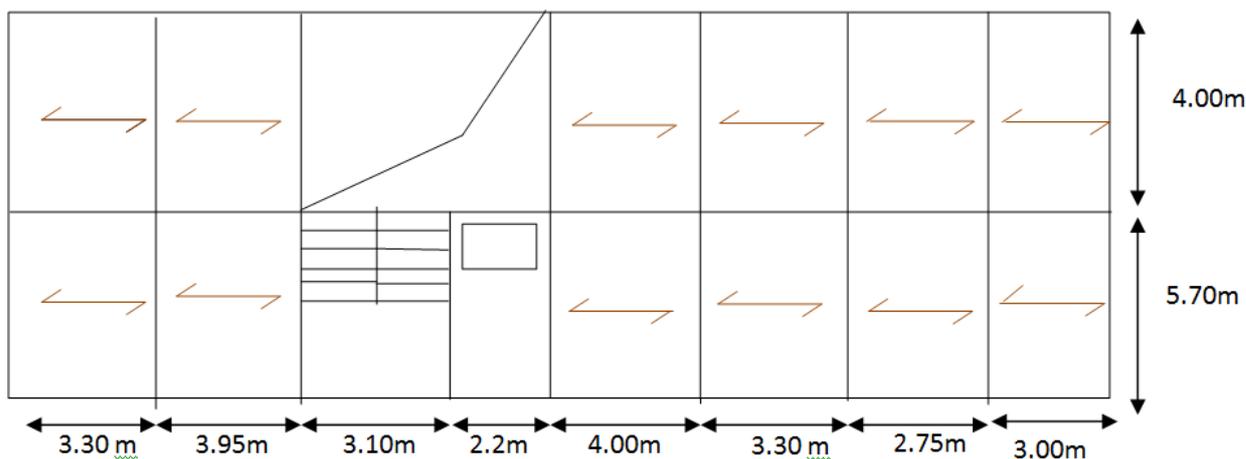


Fig. III.2.disposition des poutrelles .

III.2.2.2.Les Différents types de poutrelles :

On a 7 types de poutrelles.

Type	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type Niveau 10	
2 <sup>eme</sup> type Niveau 7et 8	
3 <sup>eme</sup> type Niveau 1 à 11	
4 <sup>eme</sup> type Niveau 5et 6	
5 <sup>eme</sup> type Niveau 2,3 et 4	

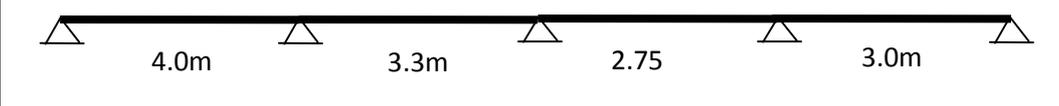
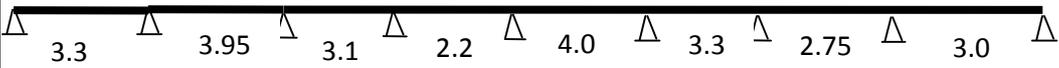
6 <sup>ème</sup> type	
Niveau 1 et RDC	
7 <sup>ème</sup> type	
Niveau RDC	

Tableau III.1. Les Types de poutrelles

III.2.2.3. Calcul des sollicitations:

➤ Combinaison de charge :

ELU :  $q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65$  (kN/ml)

ELS :  $q_s = (G + Q) \cdot 0,65$  (kN/ml).

➤ Détermination des charges :

Le tableau ci-dessous représente les charges revenant aux poutrelles pour les différents étages :

Nature	G(kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (kN/ml)	q <sub>s</sub> (kN/ml)
Terrasse accessible	6.13	1.5	6.84	4.95
Terrasse inaccessible	6.73	1	6.88	5.02
Plancher RDC et étage courant	5.35	1,5	6.16	4.45
Plancher sous sol	5.35	5	9.56	6.72

Tableau.III.2.charges revenant au différent type de poutrelles.

➤ Exposé un cas de calcul: Poutrelle type 6 (plancher du sous sol):

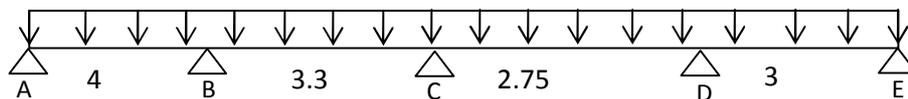


Fig III.3.Schéma statique de la poutrelle type 6.

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$Q < 5\text{KN/m}^2$  ..... Vérifiée.

$0.8 < (4 / 3.3) = 1.21 \leq 1.25$  ..... Vérifiée.

Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

**- Calcul des moments isostatiques :**

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 19.14 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 13.02 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 9.04 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_{04} = \frac{q_u L^2}{8} = 10.76 \text{KN.m}$$

**- Calcul les moments sur appuis :**

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \text{Max} (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{01} = -9.57 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \text{Max} (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{03} = -5.21 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \text{Max} (M_{03}, M_{04}) = -0.5 M_{03} = -5.38 \text{KN.m}$$

**- Les Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0.48$$

**Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq 17.12 \text{KN.m} \\ (2) : M_t \geq 12.84 \text{KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 17.12 \text{KN.m}$$

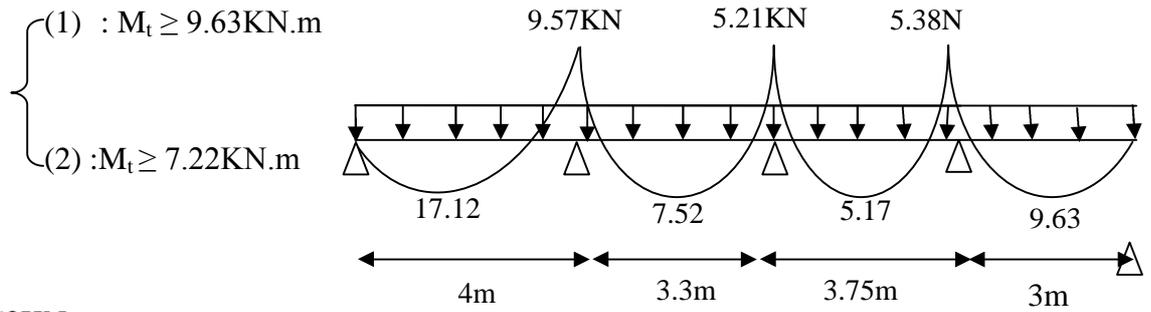
**Travée BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq 7.52 \text{KN.m} \\ (2) : M_t \geq 7.44 \text{KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 7.52 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq 5.03 \text{KN.m} \\ (2) : M_t \geq 5.17 \text{KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 5.17 \text{KN.m}$$

Travée DE :



$$\Rightarrow M_t = 9.63 \text{KN.m}$$

Fig. III.4. Moments sur une poutre à plus de deux travées.

-Les efforts tranchants :

Travée AB :  $V_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.59 \times 4}{2} = 19.14 \text{KN}$

$$V_B = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 21.05 \text{KN}$$

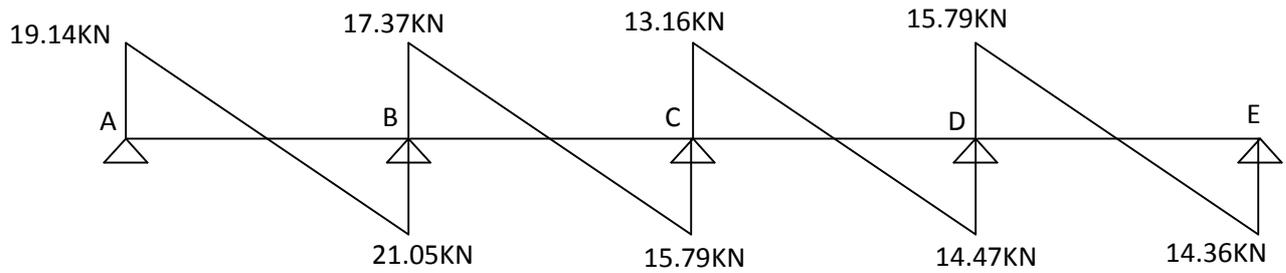
Travée BC :  $V_c = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.59 \times 3}{2} = 15.79 \text{KN}$      $V_B = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 17.37 \text{KN}$

Travée CD :  $V_c = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.59 \times 3.75}{2} = 13.16 \text{KN}$

$$V_D = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 14.47 \text{KN}$$

Travée DE :  $V_E = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.59 \times 3}{2} = 14.36 \text{KN}$

$$V_D = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 15.79 \text{KN}$$



**Fig. III.5. Diagramme des efforts tranchants.**

**A l'ELS :**

**- Les moments isostatiques :**

$$M_{01} = 13.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 9.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 6.36 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = 7.56 \text{ kN.m}$$

**- Les moments sur appuis :**

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -6.72 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -3.66 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -3.78 \text{ kN.m}$$

**- Les moments en travées :**

$$\text{Travée AB : } M_t = 12.04 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_t = 5.28 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_t = 3.67 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_t = 6.77 \text{ kN.m}$$

Tous les résultats sont dans les tableaux suivants :

➤ **Plancher étage courant :**

$q_u = 6.16 \text{ KN/m}$  ;  $q_s = 4.45 \text{ KN/m}$

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)		$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)		$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)
appui intermédiaire	appui de rive	Appui intermédiaire			appui de rive		
Type 1	/	0.9	8.38	10.15	/	0.9	6.06
Type 2	/	1.85	13.9	12.32	/	1.34	10.04
Type 3	7.21	1.8	10.11	12.17	5.21	1.30	6.65
Type 4	7.39	1.85	9.43	12.32	5.34	1.34	6.81
Type 5	6.16	1.85	10.05	13.55	4.45	1.34	7.26
Type 6	6.16	1.85	10.05	13.55	4.45	1.34	7.26

**Tableau III.3.Sollicitation du plancher étage courant.**

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$q_u = 6.84 \text{ KN/m}$  ;  $q_s = 4.95 \text{ KN/m}$

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)		$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)		$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)
appui intermédiaire	appui de rive	Appui intermédiaire			appui de rive		
Type 6	6.84	2.05	12.20	15.05	4.95	1.49	8.83

**Tableau III.4.Sollicitation du plancher terrasse accessible**

➤ **Plancher sous sol :**

$q_u = 9.56 \text{ KN/m}$  ;  $q_s = 6.72 \text{ KN/m}$

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{\text{appui (max)}} \text{ (KN.m)}$		$M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$	$V_{\text{max}} \text{ (KN)}$	$M_{\text{appui (max)}} \text{ (KN.m)}$		$M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$
appui intermédiaire	appui de rive	Appui intermédiaire			appui de rive		
Type 6	9.56	2.87	17.05	21.03	6.92	2.08	12.34
Type 7	9.84	2.54	11.39	19.41	6.84	1.94	8.06

**Tableau III.5.Sollicitation du plancher sous sol.**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$q_u = 6.88 \text{ KN/m}$  ;  $q_s = 5.02 \text{ KN/m}$

Type de poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{\text{appui (max)}} \text{ (KN.m)}$		$M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$	$V_{\text{max}} \text{ (KN)}$	$M_{\text{appui (max)}} \text{ (KN.m)}$		$M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$
appui intermédiaire	appui de rive	Appui intermédiaire			appui de rive		
Type 3	8.05	2.01	10.06	13.59	5.87	1.47	7.34
Type 2	/	2.06	13.76	13.76	/	1.5	10.05

**Tableau III.6.Sollicitation du plancher étage terrasse inaccessible.**

➤ **Sollicitations maximales retenues :**

Les résultats obtenus des sollicitations les plus défavorables sont présentés dans le tableau

ci-après :

Nature d'étage	Moments en travées		Moments en appuis intermédiaires		Moments en appuis de rives		Effort Tranchant
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
<b>Terrasse inaccessible</b>	13.76	10.05	8.05	5.87	2.06	1.5	13.59
<b>Terrasse accessible</b>	12.20	8.83	6.84	4.95	2.05	1.49	15.05
<b>Etage courant</b>	13.9	10.04	7.39	5.34	1.85	1.34	13.55
<b>Etage commercial</b>	17.05	12.34	9.84	6.84	2.87	2.08	21.03

**Tableau.III.7 : sollicitations maximales pour les différents niveaux.**

### III.2.2.4. Ferrailage des poutrelles:

➤ étages RDC et sous sol :

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

Avec :

$M_{tu}$  : est le moment équilibré par la table de compression

$d = 0.9 * h$  : est la hauteur utile.

$M_U$  : est le moment sollicitant de calcul.

• Si  $M_{tu} > M_U$  : la table n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par

la table ce qui conduit au calcul d'une section ( $b * h$ )

• Si  $M_U > M_{tu}$  : l'axe neutre passe par la nervure se qui conduit au calcul d'une

Section en Té.

➤ **Ferrailage à l'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort Tranchant

## - Calcul des armatures longitudinal :

## ❖ étages commercial :

$$M_t = 17.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 21.03 \text{ KN}$$

## ✓ En travée

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 17.05 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\text{max}} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

## \* Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{17.05 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.057 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A: } A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.073$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.065) = 0.174m$$

$$A_t = \frac{17.05 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 2.8 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 2.8 cm^2$$

\* **Verification:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.412 cm^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{C'est vérifié.} \quad \mathbf{A = 2T12+1T10=3.04cm^2}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance  $\Rightarrow$

La section étudiée  $b_0 \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.84 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.214$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.305$$

$$z = 0.15 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{9.84 \times 10^{-3}}{348 \times 0.16} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \Rightarrow \text{on prend : } \mathbf{A = 1HA10+1HA12 = 1.91cm^2}$$

✓ **Appuis de rive :**  $M_a = 2.87 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.062$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.08$$

$$z = 0.17 \text{ m}$$

$$A = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \Rightarrow \text{on prend : } A = 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2$$

- **Récapitulation du ferrailage des différents étages :**

Type de poutrelle		$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$
Plancher Sous sol	Appui int	1.79	1HA10+1HA12=1.91	0.21	2HA6 = 0.57
	Appui de rive	0.47	1HA10=0.78	0.78	
	Travée	2.8	2HA12+1HA10 = 3.04	1.41	
Plancher étage courant	Appui int	1.29	2HA10=1.58	0.21	2HA6 =0.57
	Appui de rive	0.30	1HA10=0.78	0.78	
	Travée	2.27	3HA10=2.35	1.41	
Terrasse accessible	Appui int	1.18	2HA10=1.58	0.21	2HA6=0.57
	Appui de rive	0.33	1HA10=0.78	0.78	
	Travée	1.99	3HA10=2.35	1.41	
Terrasse inaccessible	Appui int	1.42	2HA10=1.58	0.21	2HA6=0.57
	Appui de rive	0.34	1HA10=0.78	0.78	
	Travée	2.25	3HA10=2.35	1.41	

Tableau III.8.ferrailage des différents étages.

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{21.03 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.16 \text{ MPa}$$

**Fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

**- Ferrailage transversal :**

$$\text{On choisit un étrier } \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 0.16 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})}$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$  (Les armatures sont perpendiculaires)

D'ou

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.94 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 58.8 \text{ cm} \dots\dots(2)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots(3)$$

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

**◆ Vérification à l'effort tranchant:****Appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times [21.03 - \frac{9.84}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_t \geq -1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{aucune vérification à faire}$$

**Appuis de rive :**

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_U$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_l$ )

Au niveau de l'appui de rive on a  $M_u=0$ .

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 21.03 \times 10^{-3} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Or,  $A_l = 0.78 + 3.04 = 3.82 \text{ cm}^2$  C'est vérifiée.

**b)- Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_U \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 * d * b * h_0} = \frac{21.03 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.25 \text{ MPa}$  C'est vérifiée.

Tout les Vérification des armatures longitudinale au cisaillement sont résumé dans le tableau suivant :

Types	INFLUENCE SUR LE BETON		INFLUENCE SUR LES ACIERS		JONCTION
	$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$	$A_t \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	TABLE- $\tau_u = \frac{V_u \cdot b_1}{0.9d \cdot b \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Etage commerce	$21.03 \leq 120.15$	$1.36 \leq 3.25$	$4.14 > 0.6$	.....	$1.36 < 3.25$
Etage courant	$13.55 \leq 120.15$	$0.75 \leq 3.25$	$3.92 > 0.38$	.....	$0.88 < 3.25$
Terrasse acc	$15.05 \leq 120.15$	$0.83 \leq 3.25$	$3.92 > 0.39$	.....	$0.9 < 3.25$
Terrasse inacc	$13.59 \leq 120.15$	$0.75 \leq 3.25$	$3.92 > 0.38$	.....	$0.88 < 3.25$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Aucune vérification	vérifiée

Tableau III.9. Vérification des armatures longitudinales.

➤ Vérification à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :  $M_t = 12.34 \text{ Kn.m}$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.04 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = 0.265 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow$  L'axe neutre dans la table  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2}y^2 + [15 \times 3.04 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04]y - 15 \times 3.04 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325y^2 + 0.027y - 1.355 \times 10^{-3} = 0$$

$$\Delta = 0.0025 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.05$$

$$y = \frac{-0.027 \pm 0.05}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = -0.118m \\ y_2 = 0.035m \end{cases}$$

$$y = -0.118m = -11.80cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (-0.118)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(-0.118 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 3.04 \times 10^{-4} \times (0.18 + 0.118)^2$$

$$\Rightarrow I = 8.187 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.71 \times 10^{-3}}{8.187 \times 10^{-4}} \times 0.118$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 1.39MPa \\ \sigma_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que  $\sigma_{bc}$  ( $\sigma_{sc}$  est toujours vérifiée)

**En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 6.08 \times 10^{-3} MN.m$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.88 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.58 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.0236$$

$$y_1 = -0.04m$$

$$y_2 = 0.032m$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.032)^3 + 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.032)^2$$

$$I = 5.9 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.07 \times 10^{-3}}{5.9 \times 10^{-5}} 0.032 = 3.29 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Tout les résultats de vérification des états limites de compression du béton sont résumé dans le tableau suivant :

Etage	En travée			En appui			$\overline{\sigma}$ Mpa
	$M_t$ KN.m	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma$ Mpa	$M_a$ KN.m	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma$ Mpa	
Plancher commercial	9.71	8293.3	4.57	6.08	5906	3.42	15
Plancher d'habitation	9.91	8293.3	4.73	6.08	5906	3.00	15
Terrasse accessible	7.41	8293.3	3.49	4.63	5906	2.6	15
Terrasse inaccessible	10.04	8293.3	4.73	4.63	5906	2.6	15

**Tableau III.10. Vérification des états limites de compression du béton.**

**Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL (Art B-6-3) .**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche **BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

**Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 11.3cm$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 40732cm^4$$

$$I = 81870cm^4$$

$$A_s = 2.35cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

Déformation instantanée.

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$$

Déformation différée.

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4Mpa$$

**Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} ; \quad \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} ; \quad \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)}$$

**Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G$$

$$= 0.65 \times 4.51 = 2.93 \text{ N/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G$$

$$= 0.65 \times 5.35 = 3.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$$

$$= 0.65 \times (5.35 + 4) = 6.07 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$= \frac{2.93 \times 4^2}{8} = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$= \frac{3.47 \times 4^2}{8} = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$$= \frac{6.07 \times 4^2}{8} = 12.14 \text{ KN.m}$$

$$y = 11.3 \text{ cm}$$

$$I_0 = 40732 \text{ cm}^4$$

$$I = 81870 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.013} = 3.281$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.281 = 1.312$$

$$\sigma_{sj} = \frac{5.86 \times 10^{-3}}{2.35 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.113}{2})} = 201.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{6.94 \times 10^{-3}}{2.35 \times 10^{-4} (0.18 - \frac{0.113}{2})} = 239.12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{12.14 \times 10^{-3}}{2.35 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.113}{2})} = 418.29 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 201.91 + 2.1} = 0.995$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 239.12 + 2.1} = 0.747$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 418.29 + 2.1} = 0.845$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 40732}{1 + 2.51 \times 0.995} = 12810.81 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 40732}{1 + 2.51 \times 0.747} = 15584.58 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 40732}{1 + 2.51 \times 0.845} = 14356.269 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 40732}{1.312 + 0.747} = 21760.66 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.86 \times 10^{-3} \times 4.00^2}{10 \times 32164.2 \times 12810.81 \times 10^{-8}} = 0.0020 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.94 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 15584.58 \times 10^{-8}} = 0.0021 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.14 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 14356.26 \times 10^{-8}} = 0.0011 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{12.14 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 35786.9 \times 10^{-8}} = 0.0082 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0082 - 0.002 + 0.0011 - 0.0021 = 0.0052 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.52 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Les résultants de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	Etage commercial			Etage courant			Terrasse acc			Terrasse inacc		
	M <sub>jser</sub>	M <sub>gser</sub>	M <sub>pser</sub>	M <sub>jser</sub>	M <sub>gser</sub>	M <sub>pser</sub>	M <sub>jser</sub>	M <sub>gser</sub>	M <sub>pser</sub>	M <sub>jser</sub>	M <sub>gser</sub>	M <sub>pser</sub>
(KN/ml)	5.86	6.94	12.14	8.56	7.26	10.96	9.8	9.8	11.4	10.7	10.7	12.36
L (m)	4			4			4			4		
Δf (cm)	0.52			0.66			0.75			0.78		
f <sub>adm</sub> (cm)	0.8			0.8			0.8			0.8		
Obs	vérifiée			vérifiée			vérifiée			vérifiée		

Tab. III.11. Vérification de la flèche.

III.2.2.5. Schémas de ferrailage des poutrelles:

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher sous sol	<p>1HA10 1HA10 2HA12</p>	<p>1HA10 1HA12 1HA10 2HA12</p>	<p>1HA10 1HA10 3HA12</p>
Plancher étage courant	<p>1HA10 3HA10</p>	<p>2HA10 3HA10</p>	<p>1HA10 3HA10</p>
Plancher terrasse accessible	<p>1HA10 3HA10</p>	<p>1HA10 3HA10</p>	<p>1HA10 3HA10</p>

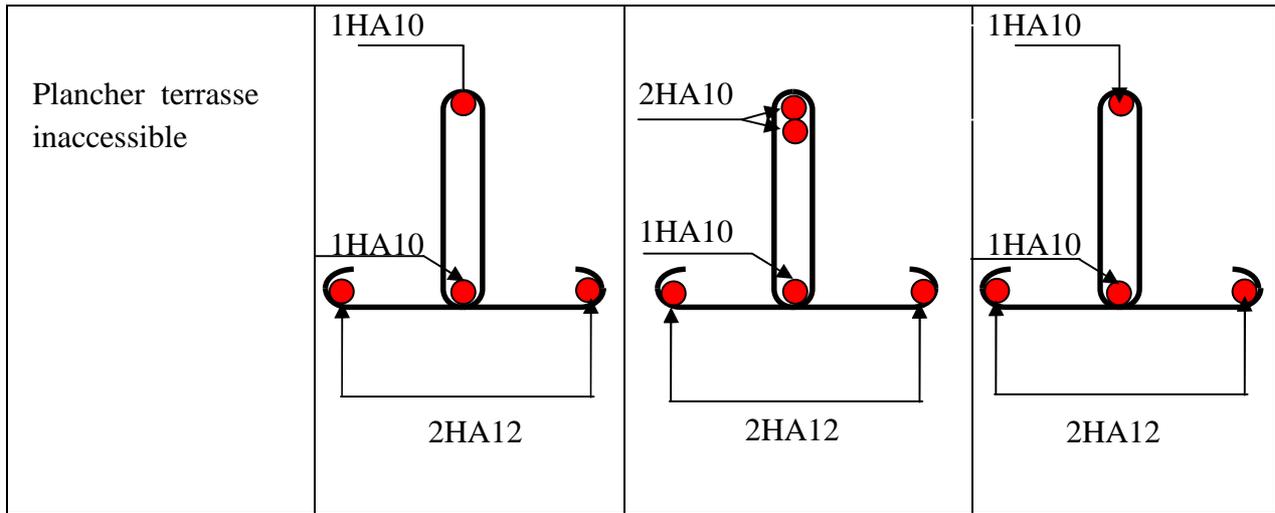


Tableau.III.12.schémas de ferrailages des poutrelles.

**III.2.2.6. Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression, sera armée par un treillis soudées continue, totalement ancré sur les appuis de rive, la section des aciers porteurs du treillis soudés, placé perpendiculairement à la portée des poutrelles, est au moins égale à  $1\text{cm}^2/\text{ml}$  et la section des aciers de répartition parallèles, à la portée des poutrelles, est au moins égale à  $0.5\text{cm}^2/\text{ml}$ .

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{MPa}$

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit

$$5\text{HA}6/\text{ml} = 1.41\text{cm}^2 \text{ perpendiculaires aux poutrelles} \rightarrow St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$3\text{HA}6/\text{ml} = 0.85\text{cm}^2 \text{ parallèles aux poutrelles} \rightarrow St = 33.33\text{cm} < 44\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

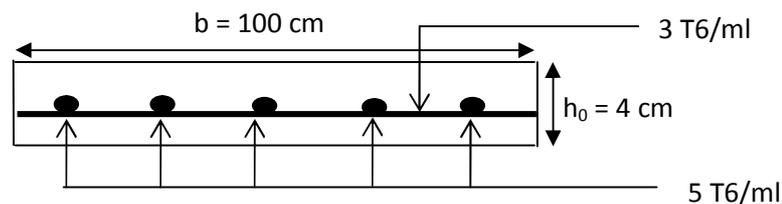


Fig. III.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.3. Calcul de l'acrotère :****III.3.1.Hypothèse de calcul :**

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée

**➤ Type1 (terrasse accessibles):****• Evaluation des charges :**

$W_p = 2.99 \text{ Kn/ml}$  (terrasse accessibles )

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

La force sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA (Art 6.2.3)}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2B, zone IIa,  $A = 0.15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.99 = 1.43 \text{ KN}$$

**• Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité de la section  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = 0.05 \text{ m}, Y_g = 0.50 \text{ m}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.99 \text{ Kn}$$

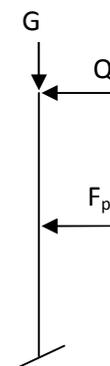
$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \text{ Kn.m}$$

$$N_{FP} = 0$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_g = 0.71 \text{ Kn.m}$$



**Fig. III.7.Schéma statique de l'acrotère.**

L'acrotère travaille en flexion composée.

- **Combinaisons d'actions :**

	Accidentelle	E L U	E L S
<b>Combinaison de charges</b>	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
<b>N (KN)</b>	2.99	4.036	2.99
<b>M (KN.m)</b>	1.71	1.5	1

**Tableau III.13. Combinaison d'action (acrotère type1).**

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q.

$$N_u = 4.036 \text{ Kn}$$

$$M_u = 1.5 \text{ Kn.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$e_1 = 0.37 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.16 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$$

le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

RPA (Art A.4.3.5)

Avec :

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 2 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$e_2 = 2.4 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.41 \text{ m}$$

### III.3.2. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 4.036 \text{ Kn.m}$$

$$M_u = N_u * e = 1.65 \text{ Kn.m}$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.73 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = 2.48 \times 10^{-2}$$

$$\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 3.14 \times 10^{-2}$$

$$Z = d*(1 - 0.4 \alpha) = 6.91 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A \frac{N_u}{f_{st}} = 0.604 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.84 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$  se qui fait :

$$4HA8 = 2.1 \text{ cm}^2$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{2} = 1.05 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2,$$

**L'espacement :**

**Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**Armature de répartition :**

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad V_u = F_p + F_Q = 2.41 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,91 * 10^{-3}}{1 * 0,07} \Rightarrow \tau_u = 0,0415 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a:

$$\tau_u = 0.0415 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$$

• À l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

**Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \overline{\sigma_s} \quad |$$

**Position de l'axe neutre :**

$$e = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{1}{2.99} = 0.33 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e - e_y \Rightarrow |c| = 0.33 - 0.05 = 0.28 \text{ m}$$

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

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b}(d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.28^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.07 - 0.28) = -0.24$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.28^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.07 - 0.28)^2 = -0.0447 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.24 y_c - 0.0447 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.28 \leq y_c \leq -0.18$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.28 = 0.06 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

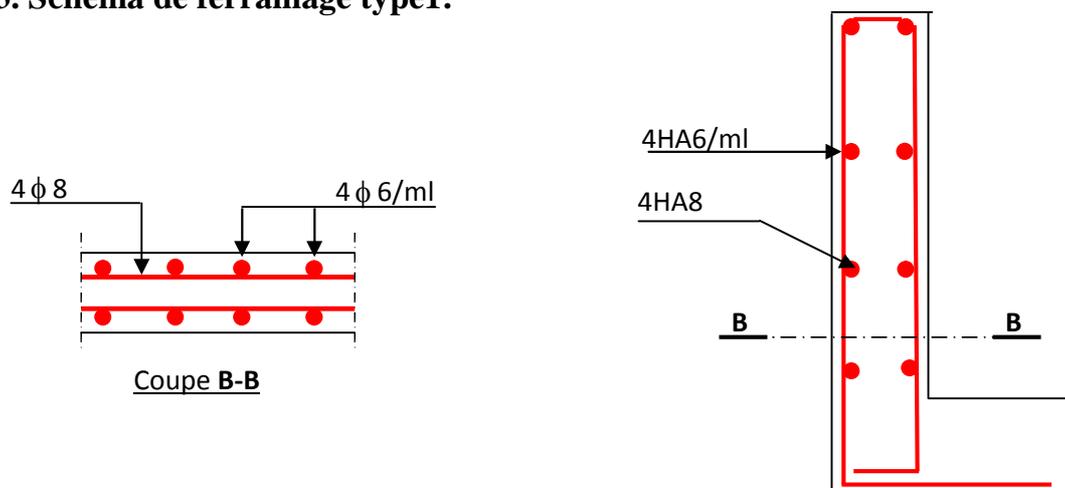
$$\mu_t = \frac{1 \times 0.06^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.07 - 0.06) = 1.77 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.98 \times 10^{-3} \times 0.06}{1.77 \times 10^{-3}} = 0.067 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1.98 \times 10^{-3}}{1.77 \times 10^{-3}} * (d - y) = 0.16 \text{ Mpa} < 240 \text{ MPa}$$

### III.3.3. Schéma de ferrailage type1:



➤ Type 2 : Fig. III.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère type 01.

- Evaluation des charges :

$$G = 2.2 \text{ Kn} , Q = 1 \text{ Kn} ,$$

$X_G = 6.2 \text{ cm}$

$Y_G = 33 \text{ cm}$

$F_p = 1.056 \text{ Kn}$

**Effort normal :**

$N_G = 2.2 \text{ Kn} , N_Q = 0$

**Moment de flexion :**

$M_{Fp} = 0.464 \text{ Kn.m} , M_Q = 0.6 \text{ Kn.m}$

**Combinaisons d'actions :**

Combinaison de charges	RPA 99	ELU	ELS
	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
<b>N (KN)</b>	2.2	2.97	2.2
<b>M (KN.m)</b>	0.94	0.9	0.6

**Tableau III.14. Combinaison d'action (acrotère type2).**

**Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est :  $1,35G + 1,5Q$ .

$N_u = 2.97 \text{ Kn} , M_u = 0.9 \text{ Kn.m}$

$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.33 \text{ m}$

Les sections d'armatures trouvées après calcul sont dans le tableau suivant ainsi que la vérification à l'ELU :

$A_s \text{ calcul}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_r \text{ calcul}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm) A princip	$S_t$ (cm) A réparti
0.83	0.84	4T6=1.13	0.565	4T6=1.13	30	30

**Tableau III.15. Résultats des calculs.**

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad V_u = F_p + F_Q = 2.056 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2.056 * 10^{-3}}{1 * 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0,029 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 * f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}.$$

On a

$$\tau_u = 0.029 < \overline{\tau_u}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = 2.2\text{Kn} , M_{ser} = 0.6\text{Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.21\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 7.76\text{MPa} < 240\text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

**III.3.4. Schéma de ferrailage type2:**

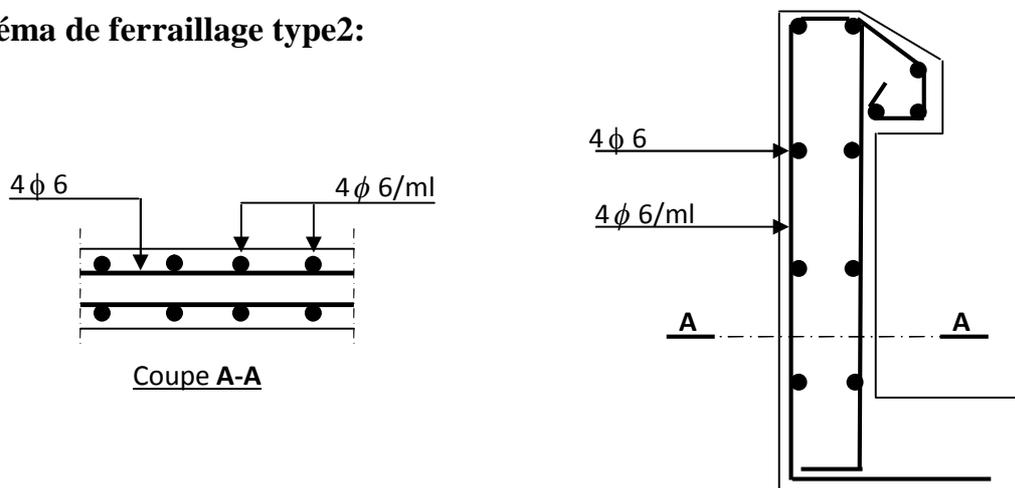


Fig. III.9: Schéma de ferrailage de l'acrotère type 2 .

**III.4. Etude des dalles pleines :**

**III.4.1. dalle sur 04 appuis ( RDC ) :**

- Evaluation des charges

$$G = 5.11\text{KN}/\text{m}^2, \quad Q = 5\text{KN}/\text{m}^2$$

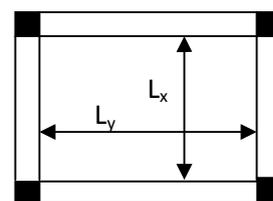


Fig. III.10. Dalle sur 4 appuis

$$\underline{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 14.39 \text{ KN/m}$$

$$\underline{A l'ELS} : P_S = G + Q = 10.11 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 3.7 \text{ m}, L_y = 4.95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.95} = 0.74 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

- **Calcul à l'ELU :**

**-Calcul des moments :** De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.74$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 12.47 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 6.16 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL Annexe E3})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 15\text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

**Remarque :**

La dalle est continue et les deux travées « x » set « y » sont intermédiaires

**Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (12.47) = 10.60 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (6.16) = 5.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (12.47) = 3.74 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (6.16) = 1.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-Calcul de la section d'armatures:**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.15) \text{ m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$

On prend des barres de  $\phi = 12$  mm pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 12,4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 11,2 \text{ c}$$

**En travée**

**- Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,044 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,056; Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,127 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{8,38 \times 10^{-3}}{0,127 \times 348} \Rightarrow A = 2,39 \text{ cm}^2$$

**- Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,021 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,027 ; Z = 0,128 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{4,13 \times 10^{-3}}{0,127 \times 348} \Rightarrow A = 1,17 \text{ cm}^2$$

**En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,015 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0,392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,019 ; z = 0,128 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{5,58 \times 10^{-3}}{0,12 \times 348} \Rightarrow A = 0,83 \text{ cm}^2$$

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

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

**- Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.74}{2} \right) \times 100 \times 15 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

**- Sens y-y :**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	10.60	3.74	2.39	0.83	1.35	1.35	4HA10=3.14	4HA8=2.01
Sens yy	5.23	3.74	1.17	0.83	1.2	1.2	4HA8=2.01	4HA8=2,01

**Tableau III.16 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.**

• **Espacement des armatures:**

- **Armatures //  $L_x$ :**  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

- **Armatures //  $L_y$ :**  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , On opte:  $S_t = 25 \text{ cm}$  pour le sens  $L_x$ .

$S_t = 33 \text{ cm}$  pour le sens  $L_y$ .

• **Vérification à l'ELU:**

**- cisaillement:**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{14.39 \times 4.95}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.74}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 25.94 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{25.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_U = 0.19 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS:**

**État limite de compression du béton :**  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa$  )  $\nu = 0.2 \Rightarrow$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0696 \times 10.11 \times 3.7^2 = 9.63KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6315 \times 9.63 = 6.08KN.m \end{cases}$$

**Moments en travées :**

$$M_t^x = 0.85M_x \Rightarrow M_t^x = 8.18KN.m$$

$$M_t^y = 0.85M_y \Rightarrow M_t^y = 5.17KN.m$$

**Moments en appuis :**  $M_a = 0.3M_x \Rightarrow M_a = 2.88KN.m$

**Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

**Selon L<sub>x</sub> :**  $M_t^x = 8.18KN.m$ ,  $A = 3.39cm^2$  ;  $d = 12cm$  ;  $Y = 3.36cm$  ;  $I = 6742.6cm^4$

$$\sigma_{bc} = 4.091MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Selon L<sub>y</sub> :**  $M_t^y = 5.17KN.m$  ,  $A = 2.01cm^2$  ;  $Y = 2.51cm$  ;  $I = 3844.8cm^4$

$$\sigma_{bc} = 3.38MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures**

**Selon L<sub>x</sub> :**  $M_t^x = 8.18KN.m$ ,  $A = 3.04cm^2$  et  $d = 12cm$  ;  $Y = 3.36cm$  ;  $I = 6742.6cm^4$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240MPa. \text{ BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

**Avec :**  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 175.42 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**Selon  $L_y$  :**  $M_y^t = 5.17 \text{ KN.m}$  ;  $A = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $Y = 2.51 \text{ cm}$  ;  $I = 3448.8 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 211.52 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

### Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

#### Sens X-X :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.7} = 0.04 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.04 > 0.041 \dots\dots\dots \text{non vérifié.} \quad \mathbf{BAEL91 (Art.IV, 10)}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0016 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

#### Sens Y-Y :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.95} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.03 < 0.04 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

donc on vérifie la flèche dans les deux sens:

sens	$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Obs
X-X	1.59	0.53	1.99	0.53	2.52	7.4	Vérifiée
Y-Y	1.85	0.61	1.22	0.61	1.83	9.9	Vérifiée

Tableau III.17.vérification de la flèche.

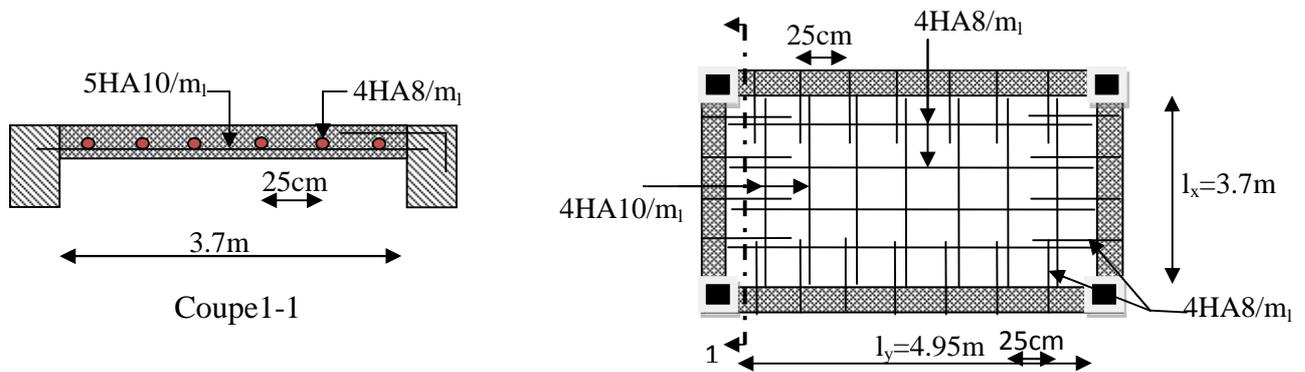


Fig.III.11.Schéma de ferrailage de dalle sur 4 appuis.

**Rq:** On adopte le ferrailage du panneau le plus sollicité (dalle RDC) pour les autres dalle sur 4 appuis.

**III.4.2. Dalle continue sur 04 appuis avec ouverture:**

On adoptera le ferrailage du panneau le plus sollicité, avec un ferrailage spéciale autour de l'ouverture ; puisque l'ouverture est de grande dimension, il faut munir la dalle d'une poutre noyée dans l'épaisseur de la dalle appelé chevêtre qui permet à l'ensemble des charge d'être reporter convenablement.

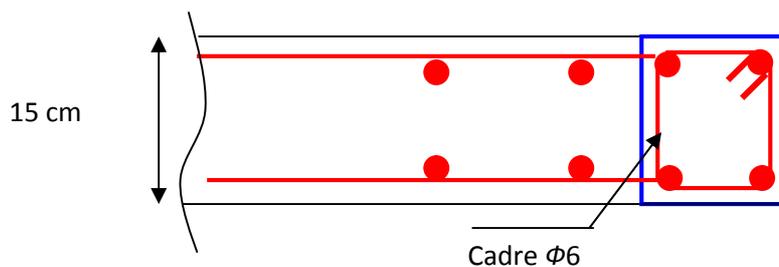


Fig. III.12 . Schéma de ferrailage de la poutre noyée (Chevêtre)

### III.4.3. Dalle sur trois appuis (les balcons)

On a :  $L_y = 5.40\text{m}$

$$L_x = 0.975\text{m}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{5.4}{2} = 2.7\text{m} > L_x = 0.975\text{m}$$

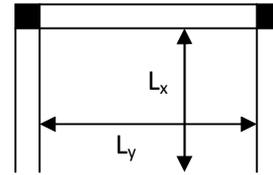


Fig. III.13 . Dalle sur trois appuis

Donc :

$$\begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

On a :  $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 12.14 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 8.61 \text{ KN/m}^2$$

- **P'ÉLU :**

$$M_0^x = 23.66 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 1.87 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

**En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 23.66 = 20.111 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1.87 = 1.589 \text{ KNm}$$

**En appuis :**

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -7.098 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -7.098 \text{ KNm}$$

**Calcul des armatures en travée :** Le calcul se fait à la flexion simple.

$$d_x = h - e = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \left( \frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 13 - \left( \frac{1.2 + 1.2}{2} \right) = 11.8 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

sens		Mt(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal(cm <sup>2</sup> /ml)	Aadp(cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	20.111	0.084	0.1098	0.124	4.655	6HA10=4.71cm <sup>2</sup>
	y-y	1.589	0.0066	0.0083	0.129	0.353	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
appui	x-x	7.098	0.0296	0.037	0.128	1.594	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	y-y						

Tableau III.18 .Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

**- Espacement des armatures :**

Sens x-x:  $St_x \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$  ; on adopte  $St_x = 20cm$  .

Sens y-y :  $St_y \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$  ; on adopte  $St_y = 25cm$  .

**la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \text{ avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.69cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

**l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$  .

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} ; V_x = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$V_y = \frac{12.14 \times 10^{-3} \times 0.975}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.180}{2}} = 5.429 \times 10^{-3} MN$$

$$V_x = \frac{12.14 \times 0.975 \times 10^{-3}}{3} = 3.945 \times 10^{-3} MN$$

$$\tau_{u_x} = \frac{3.945 \times 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.030MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

$$\tau_{xy} = \frac{5.429 \times 10^{-3}}{1 \times 0.118} = 0.046 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **l'ELS :**

**contrainte de compression du béton :**

$$P = G + Q = 8.61 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_0^x = 16.77 \text{ Kn.m}$$

$$M_0^y = 1.33 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Travée // L<sub>x</sub> :**

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} y - 15 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

On trouve :  $y = 0.036 \text{ m}$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0.036^3 + 15 \times 4.71 \times 10^{-4} (0.13 - 0.036)^2$$

$$I = 7797.23 \text{ cm}^4$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.652 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_{e}; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = 236.88 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

**Travée // à L<sub>y</sub>**

**Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.0045 \text{ m}$

**Calcul de I**

$$I = 5108.08 \text{ cm}^4$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = 0.1003 \text{ MPa} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = 41.65 < 240 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié}$$

**Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

**-Sens x-x :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{0.975} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.15 > \frac{Mt}{20 * M_0} = 0.040 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{4.71 * 10^{-4}}{1 * 0.13} = 3.623 * 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**-Sens y-y :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{5.4} = 0.027 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.027 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{1.13}{10 * 1.33} = 0.084 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b * d} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

On vérifié la flèche dans le sens y:

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Obs
0.56	0.18	0.28	0.18	0.46	10.4	Vérifiée

**Tableau III.19.vérification de la flèche.**

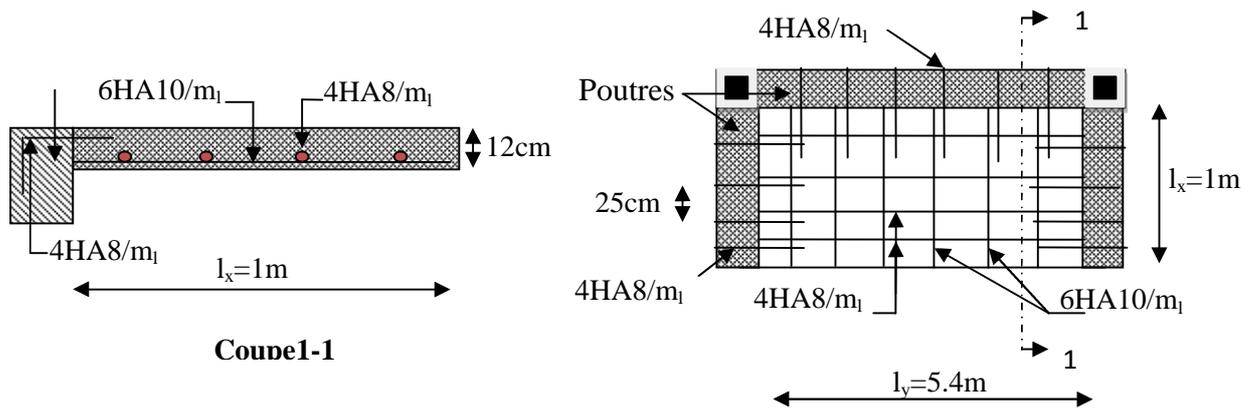


Fig. III.13 . Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis

**Rq:** On adopte le même ferrailage pour les autres panneaux de dalle sur 3 appuis.

### III.5. Etude des escaliers:

#### III.5.1.Escalier type 1(R.D.C à niveau +2.55):

$$\begin{cases} G_v = 7.93KN / m^2 \\ Q_v = 2.50KN / m^2 \end{cases}$$

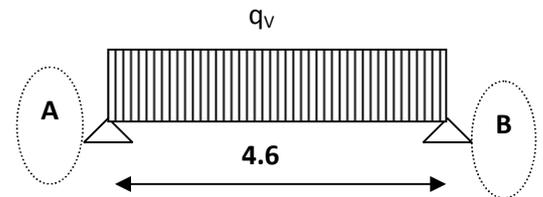


Fig. III.14;schéma statique d'escalier type1

Avec

$G_v$  : Charge permanente de la volée

$Q_v$  : Charge variable de la volée

▪ A l'ELU :

$$\begin{aligned} q_v &= 1.5Q_v + 1.35G_v \\ \Rightarrow q_v &= (1.5 * 2.50 + 1.35 * 8.73) * 1 = 15.53 KN / ml \\ \Rightarrow q_v &= 15.53 KN / ml \end{aligned}$$

▪ A l'ELS :

$$\begin{aligned} q_v &= Q_v + G_v \\ \Rightarrow q_v &= (2.50 + 8.73) * 1 = 11.23 KN / ml \\ \Rightarrow q_v &= 11.23 KN / ml \end{aligned}$$

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 15.53 * 4.6$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 71.43 \text{KN}.$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (15.53 * 4.6 * \frac{4.6}{2}) - R_b * 4 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 35.71 \text{KN}$$

$$R_A = 35.71 \text{KN}$$

### III.5.1.1. Calcul des sollicitations:

- **Effort tranchant :**

•  $0 \leq x \leq 4.6m$

$$T_Y(x) = 35.71 - 15.53 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 35.71 \text{KN} \\ T_Y(2.3) = 0 \\ T_Y(2.4) = -35.71 \text{KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

•  $0 \leq x \leq 4.6m$

$$M(x) = 35.71 * x - 15.53 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(2.3) = 41.05 \text{KN.m} \\ M(4.6) = 0 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Le moment max est :  $M^{\max} = 41.05 \text{KN.m}$**

**L'effort tranchant max est :  $V^{\max} = 35.71 \text{KN}$**

**Donc on a :** 
$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 34.89 \text{KN.m} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 16.42 \text{KN} \end{cases}$$

**III.5.1.2 Ferrailage:**

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \cdot h \quad \text{avec } (b=100\text{cm}, h=18\text{cm})$$

$$e = 18\text{cm}$$

$$d = 16\text{cm}$$

**En travée**

$$M^t = 34.89 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{34.89 * 10^{-3}}{1(0.16)^2 14.2} = 0.096$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.126$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.15 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

**En appuis**

$$M^a = 16.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{16.42 * 10^{-3}}{1(0.16)^2 14.2} = 0.045$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.057$$

$$Z = 0.15 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{16.42 * 10^{-3}}{0.16 * 348} = 3.02 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $5HA10 = 3.93\text{cm}^2$

**Les armatures de répartition :.....BAEL91 (Art. E.8.2.41)**

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à  $\frac{A}{4}$  alors :

**En travée**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 5HA10 = 3.93\text{cm}^2,$$

**En appuis**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 5HA10 = 3.93\text{cm}^2,$$

**Espacements des barres**

. Pour armatures principales (longitudinales)

-on adopte  $St = 20\text{cm}$  .....En travée .

-on adopte  $St = 25\text{cm}$  .....En appui

Pour armatures de répartition (transversales)

-on adopte  $St = 25\text{cm}$  .....En travée .

-on adopte  $St = 25\text{cm}$  .....En appui

• **Vérification à L'ELU:**

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.16 \frac{2.1}{400} = 1.93\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 6.79\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.93\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifié.} \\ A_a = 3.93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.93\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifié.} \end{cases}$$

**Vérification au cisaillement : .....BAEL 91(Art A.5.1, 211)**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

Tel que :  $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{35.71 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.16} = 0.22\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.22\text{MPa} < \overline{\tau}_U = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

**Vérification de l'espacement des armatures : .....BAEL 91(Art A.8.2.41)**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

**Les armatures principales : (3h;33cm) = (3 \* 18;33) = 33cm .....vérfié**

**Les armatures secondaires : (4h;45cm) = (4 \* 18;45cm) = 45cm ..... vérifié**

**L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)**

**L'influence sur le béton :**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.16 = 0.144$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.144 * 1 * 25 = 0.96\text{MN}$$

$$V_{\max} = 27.79\text{KN} \leq 0.961\text{MN} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

**L'influence sur les armatures longitudinales :**

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 6.79 + 3.93 = 10.72\text{cm}^2$$

On vérifie que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 27.79 * 10^{-3} = 0.79\text{cm}^2$

$$A_l = 10.72\text{cm}^2 \geq 0.79\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

**• Vérification à l'ELS**

$$q_V = 11.23\text{KN} / \text{ml}$$

**Calcul des sollicitations**

Nous avons à faire à une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\Rightarrow R_B = 26.58 \text{ KN}$$

$$R_A = 26.58 \text{ KN}$$

On à :

Le moment max est :  $M^{\max} = 30.57 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant max est :  $V^{\max} = 26.58 \text{ KN}$

**Donc on a :** 
$$\begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 25.98 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{En travée} \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 12.22 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{En appuis} \end{cases}$$

**Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3):**

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

**Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

✓ **En travée :**  $M_{ser}^t = 25.98 \text{ KN.m}$

$y = 4.7 \text{ cm}$

$I = 16462.2 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{25.98 * 10^{-3}}{1646.2 * 10^{-8}} * 4.7 * 10^{-2} = 7.54 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 7.54 \text{ MPa} < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$

✓ **appuis :**  $M_{ser}^a = 12.22 \text{ KN.m}$

$$y = 3.79cm$$

$$I = 10603.2cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.22 * 10^{-3}}{10603.2 * 10^{-8}} * 3.79 * 10^{-2} = 4.37MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.37MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

**Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{array} \right.$$

$$1) \Rightarrow \frac{0.18}{4} = 0.045 < \frac{25.98}{10 * 30.57} = 0.084$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :  $\Delta f < \Delta \bar{f}$

Avec :

$\Delta f$  : La flèche calculé ( $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$ ) ;

$\Delta \bar{f}$  : La flèche admissible ( $\Delta \bar{f} = L/500$ ) ;

Tel que :

\*  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèche due aux charges permanentes totales.

\*  $i$  et  $v$  : Déformation instantanées et différées, respectivement.

\*  $f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

\*  $f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (g+q).

$$f_{gi}=9.9mm \quad , \quad f_{ji}=5.17mm \quad , \quad f_{pi}=7.95mm \quad , \quad f_{gv}=5.17mm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 7.51mm$$

$$\Delta f = 0.75cm < \frac{460}{500} = 0.92cm \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

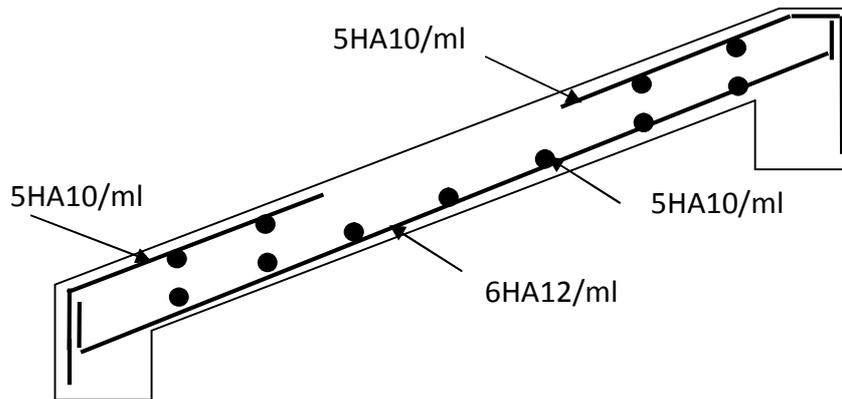


Fig. III.15. schéma de ferrailage de la volée.

III. 5. 2. Escalier types 2 (niveau +2.55 à étage 1):

- Le chargement :

✓ Sur la volée :

$$G = 7.07 KN/m^2$$

$$Q = 2.5KN/m^2$$

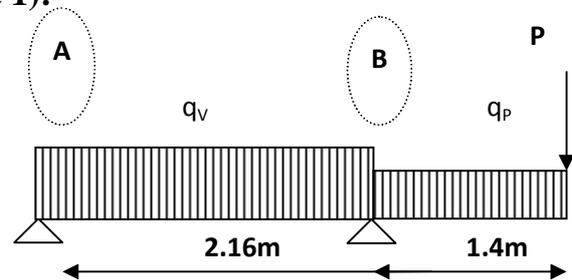


Fig. III.16. schéma statique d'escalier

types 2.

✓ Sur le palier intermédiaire :

$$G = 5.35KN/m^2$$

$$Q = 2.5KN/m^2$$

$$P = 6.84KN$$

- Combinaison de charges :

✓ Pour la volée :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.29KN/m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 9.57 KN / m$$

✓ Pour le palier intermédiaire :

ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.97 \text{ KN / m}$$

$$P_u = 9.23 \text{ KN}$$

ELS :  $q_s = G + Q = 7.85 \text{ KN / m}$

$$q_s = 6.84 \text{ KN / m}$$

- Les sollicitations :

à l'ELU

$$M_t^{\max} = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 23.99 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 25.82 \text{ KN}$$

à l'ELS

$$M_t^{\max} = 3.29 \text{ Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = 17.59 \text{ Kn.m}$$

- Ferrailage :

$$A = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8}$$

- ✓ En travée :

$$M_t^{\max} = 6.58 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.027 ; \alpha = 0.034 ; z = 0.12 \text{ m} ; A = 1.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>

- ✓ En appuis :

$$M_a = 23.99 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.10 ; \alpha = 0.13 ; z = 0.12 ; A = 5.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>

• **Vérifications :**

➤ **à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{25,82 \times 10^3}{1 \times 0,13} = 0,19 \text{ MPa} < \tau_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (25,82 \times 10^3 \frac{23,99 \times 10^3}{0,9 \times 0,13}) \times \frac{1,15}{400} = 0,14 \text{ cm}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisie : } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisie : } 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

✓ **Ecartement des barres :**

Armatures longitudinales :  $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm}$

Soit  $S_t = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales :  $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm}$

Soit  $S_t = 33 \text{ cm}$

➤ **à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

## ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 3.29 \text{ KN.m}$$

$$y = 2.7 \text{ cm}; \quad I = 4411.69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.01 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{ser} = 27.31 \text{ KN.m}$$

$$y = 2.23 \text{ cm}; \quad I = 3049.09 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 12.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.89 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## ✓ Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

(1) :  $0.069 < 0.135$  condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f_{ji} = 0.10 \text{ mm}; \quad f_{gi} = 0.10 \text{ mm}; \quad f_{pi} = 0.15 \text{ mm}; \quad f_{gv} = 0.32 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.26 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{216}{500} = 4.32 \text{ cm.}$$

La flèche est vérifiée.

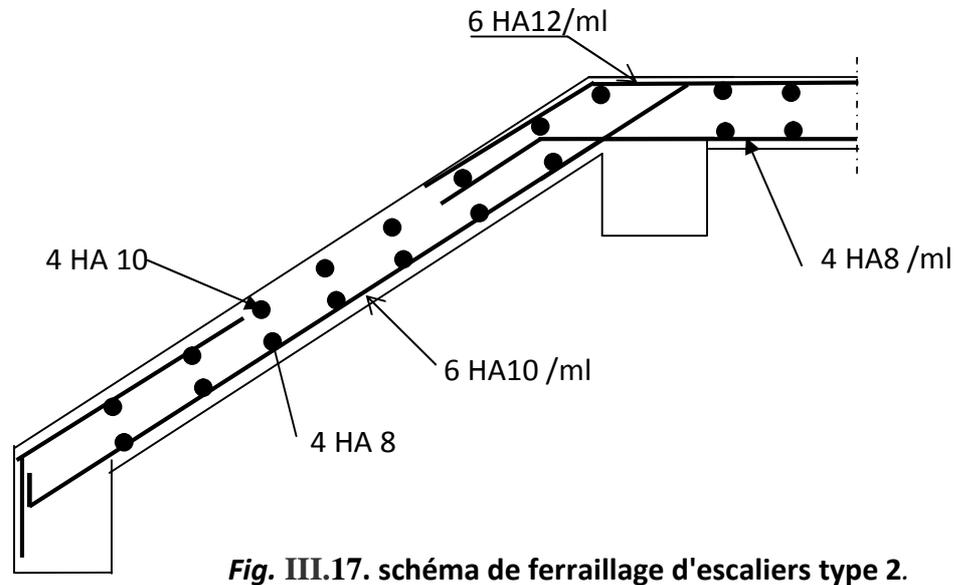


Fig. III.17. schéma de ferrailage d'escaliers type 2.

➤ **Palier de niveau :**

C'est une dalle sur trois appuis. Son calcul se fait par la théorie des lignes de rupture .

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.64 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 7.61 \text{ KN/m}^2$$

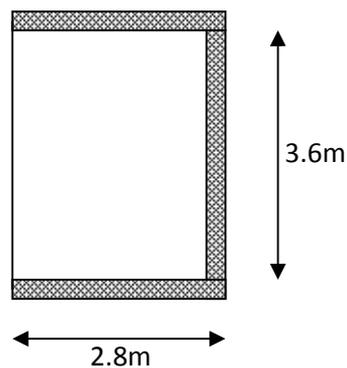


Fig. III.18. Palier de niveau

• **Sollicitation et ferrailage :**

$$M_{ux}^0 = 20.7 \text{ KN.m} \quad M_{sx}^0 = 14.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy}^0 = 27.60 \text{ KN.m} \quad M_{sy}^0 = 19.72 \text{ KN.m}$$

localisation		Moment (KN.m)		A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>opté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
		ELU	ELS				
En travée	Sens x 0.85 M <sub>x</sub> <sup>0</sup>	17.59	12.57	4.04	1.33	6HA10=4.71	20
	Sens y 0.85 M <sub>y</sub> <sup>0</sup>	23.46	16.76	5.47	1.33	6HA12=6.79	20
En appui	-0.5M <sub>x</sub> <sup>0</sup>	13.8	9.86	3.14	1.33	5HA10=3.93	25

Tab. III.20.Sollicitation et ferrailage du palier intermédiaire

• Vérification diverse :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{P \times L_x}{3} = \frac{10.64 \times 2.8}{3} = 9.93 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 3.17 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^x = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.76 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{pas d'armature transversale.}$$

- Espacement des armatures :

Selon x: S<sub>t</sub> = 20cm ≤ min (3 e , 33cm) = 33cm

Selon y : S<sub>t</sub> = 20cm ≤ min (4 e , 45cm) = 45cm

- Vérification de la contrainte de compression dans béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	9.86	3844.81	0.025	4.83	15
Travées (x)	12.57	7797.23	0.036	5.86	15
Travées (y)	16.76	5108.08	0.0045	1.48	15

Tab. III.21.Vérification de la contrainte de compression dans le béton

- Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Selon x : les conditions sont vérifiées

Selon y :

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{270} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{3.6}{500} = 0.72 \text{ cm}$

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Obs
6.21	3.08	5.92	3.08	5.95	7.2	Vérifiée

Tableau. III.22:vérification de la flèche

Schéma de ferrailage :

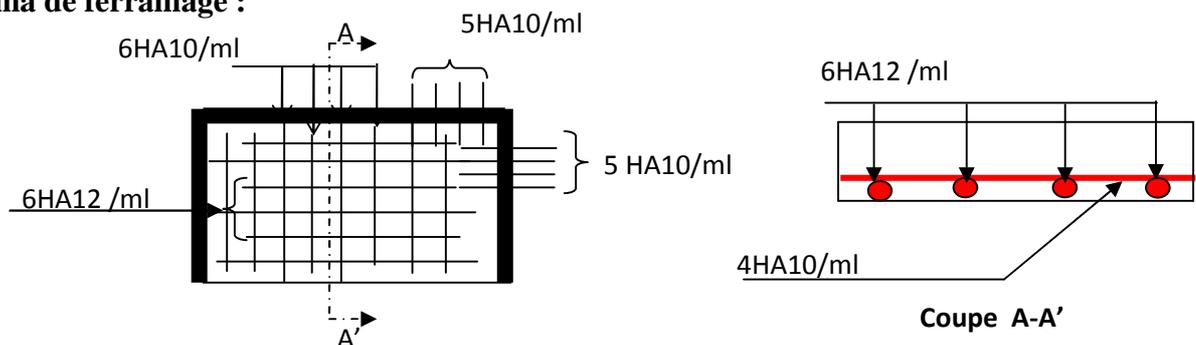
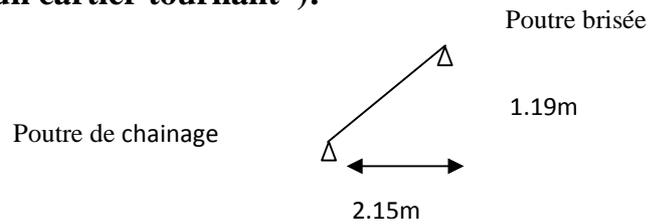


Fig. III.19 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois

**III.5.4 Escalier types 3 (2 volées+un cartier tournant ):**

**a) La volée:**

$e = 15 \text{ cm.}$   
 $G_v = 7.07 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



**Fig. III.20 : Schéma statique d'escalier type 3.**

**• Sollicitation :**

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM ,les résultats de calcul sont groupés dans le tableau (tab.3.32)

$q_v$ (KN)		$M_t$ max (KNm)		$V_{max}$ (KN)	$M_t=0.75M_t$ max (KNm)		$M_a=-0.5 M_t$ max (KNm)	
ELU	ELS	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS
<b>13.29</b>	9.57	7.67	5.53	14.28	5.75	4.14	-3.83	-2.76

**Tab. III.23.calcul des sollicitations**

**• Ferrailage:**

Pour une bande de 1m on a les résultats suivants :

Localization	M(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$A_{repart}=A/4$	$S_t(cm)$
<b>En travée</b>	5.75	1.28	1.56	5HA10=3.93	25	4HA8=2.01	25
<b>En appui</b>	-3.83	0.85	1.56	5HA8=2.51	25	4HA8=2.01	25

**Tab. III.24.Calcul du ferrailage.**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t=3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$  vérifiée

**En appuis :**  $A_a=2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$  vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 1.09 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \tau_{bu} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (3.93 + 2.51) \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.44 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 14.28 \times 10^{-3} / 400 = 0.41 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	4.14	4411.69	2.7	2.53	15
Appuis	2.76	3049.09	2.23	2.01	15

Tab. III.25.vérification de la contrainte de compression.

- **Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

Les conditions de flèche sont tous vérifiés .

**b)Le cartier tournant :**

Le calcul de ce type d'escalier se fait comme une console sollicitée à la flexion simple, par une charge uniformément répartie sur toute la longueur de chaque emmarchement.

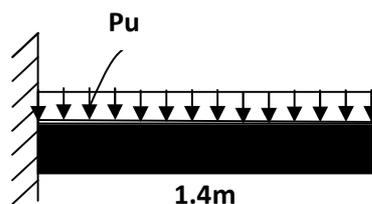


Fig. III.21:schéma statique du cartier tournant d'escalier type 2.

**Evaluation des charges :**

$$G = 7.93\text{KN/m}^2 \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELU

$$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 14.45 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS

$$P_s = G + Q = 10.43\text{KN/m}^2.$$

**Les sollicitations**

• **Calcul à l'ELU :**

$$M_u = \frac{p_u * l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{14.45 * 1^2}{2} = 14.16 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{10.43 * 1^2}{2} = 10.22 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u * l = 14.45 * 1.4 = 20.23\text{KN}.$$

**-Ferrailage :**

**Armatures principales :**

**Le calcul des armatures se fait en flexion simple.**

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15\text{cm}, d = 13 \text{ cm}, f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}.$$

M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>repart</sub> =A/4	S <sub>t</sub> (cm)
14.16	1.56	1.56	5HA10=3.92	25	4HA8=2.01	33

**Tab. III.26.Calcul du ferrailage**

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 1.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (3.92) \text{ cm}$$

$$A_l = 3.92 \text{ cm}^2 \geq 1.15 * 20.23 * 10^{-3} / 400 = 0.58 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	10.22	6728.68	3.36	5.11	15

**Tab. III.27. Vérification de la contrainte de compression du béton.**

- **Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.10 > \frac{M}{10 * M_0} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{A}{b * d} = \frac{3.92}{100 * 13} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

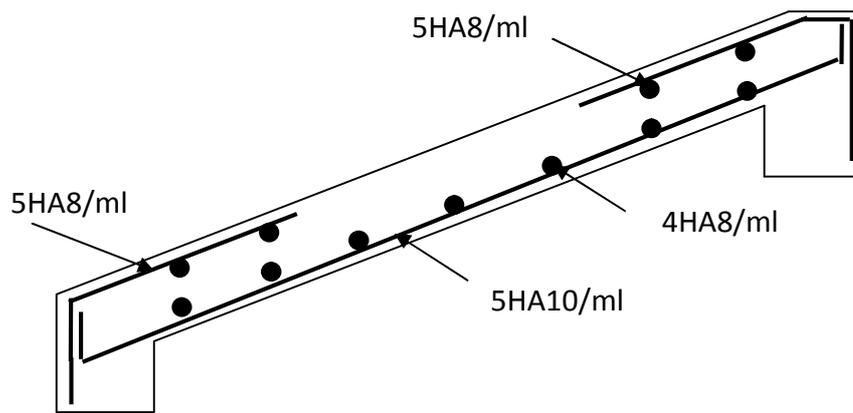


Fig. III.22. schéma de ferrailage de la volée d'escalier type 2.

**III.6. Etude de la poutre palière :**

**a) Dimensionnement**

Condition de RPA :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

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

Condition de la flèche :

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

$$h = 35cm$$

On prend :  $b = 30cm$

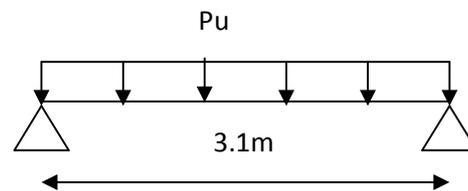


Fig. III.23. Schéma statique de la poutre palière.

**b) Les charges sur la poutre :**

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62KN/m$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui

ELU :  $R_B = 50.86\text{KN}$

ELS :  $R_B = 37.12\text{ KN}$

Les sollicitations

$P_u = 1.35 g_0 + R_B$

$P_u = 54.39\text{KN/m}$

$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 65.34\text{KN} / m$

$M^t = 0.85M_0 = 55.54\text{KN} / m$

$M^a = -0.4M_0 = 32.67\text{KN} / m$

$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 84.3\text{KN}$

**c) Calcul d'armature à la flexion simple :**

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$
<b>En travée</b>	55.54	0.123	0.165	0.30	5.26
<b>En appuis</b>	32.67	0.092	0.094	0.31	3.00

**Tableau III.28 : Calcul d'armature de la poutre palière .**

$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1.17\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{verifier}$

**d) Calcul d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui.

$M^{torsion} = M_b^a = 23.99\text{KN} .m$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2.)**

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracer a mi hauteur

- e : épaisseur de la paroi
- $A_1$ : section d'acier

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{h}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0705 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 0.141 \text{ m}$$

$$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.68 \text{ cm}^2$$

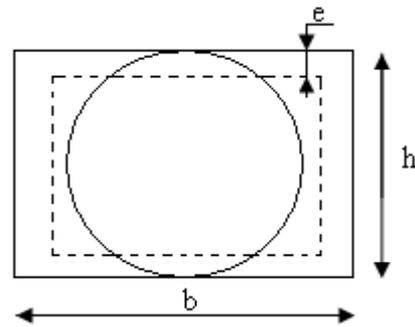


Fig.III.24. Section creuse équivalente.

**e) Choix des armatures:**

**En travée:**

$$A^t = 5.26 + \frac{0.68}{2} = 5.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 5.74 \text{ cm}^2$$

**En appui:**

$$A^t = 3.00 + \frac{0.68}{2} = 3.34 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$  contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

On a  $V_{\max} = 83.52 \text{ KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{83.52 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{23.99 \times 10^{-3}}{0.0705 \times 2 \times 0.0583} = 2.91 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 3.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

**Ferrailage :**

**f) Calcul des armatures transversales :**

Soit  $S_t = 15\text{cm}$

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.85 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.3\text{cm}^2$$

– **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{23.99 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0705 \times 400} = 0.73\text{cm}^2$$

D’où  $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8\text{cm}^2$  soit  $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

**Vérification de l’état limite de compression de béton:**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

**Sur appuis :** ( $M_a = 23.86\text{KN.m}$ ) ;  $y = 10.23\text{cm}$  ;  $I = 457450\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 5.34\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

**En travée :** ( $M^t = 40.57\text{KN.m}$ ) ;  $y = 11.08\text{cm}$  ;  $I = 531070\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 8.47\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

**Vérification de l’état limite de déformation:**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \dots\dots\dots \text{vérifié} \quad \text{[BAEL 91 ; A 6.5.2]}$$

g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

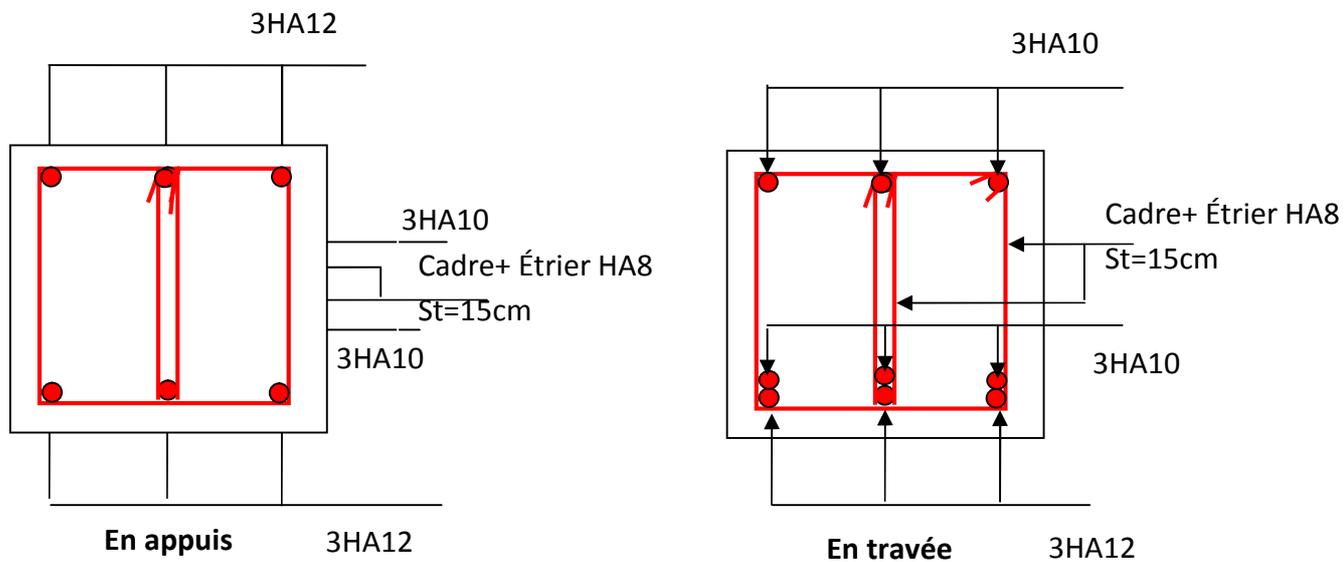


Fig.III.25. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7. Etude de la poutre brisée :

• Le pré dimensionnement :

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$$

Donc on prend h= 35cm et b =30 cm

Vérification des conditions du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

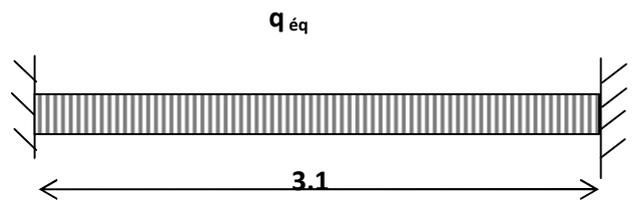


Fig.III.26. Schéma statique de la poutre brisée

• Sollicitation

Le poids propre de la poutre

$$G_p = 0,3 \cdot 0,35 \cdot 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

charges transmises par les escaliers :

$$q_u = 38.06 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 27.51 \text{ KN/ml}$$

• Calcul à l'ELU :

$$M_{\max} \text{ (en travée)} = 41.45 \text{ KNm}$$

$$M_{\max} \text{ (sur l'appui)} = 19.99 \text{ KNm}$$

$$V_{\max} = R_a = R_b = 64.48 \text{ KN.}$$

Ferraillage :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement.

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>En travée</b>	41.45	0.09 1	0.12	0.31	3.88	3HA14=4.61
<b>En appuis</b>	19.99	0.04 3	0.055	0.32	1.78	3HA10=2.35

Tableau III.29 : Calcul d'armature de la poutre brisée.

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A \text{ .....vérifier.}$$

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_u = 64.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min ( 0,13 f_{c28} , 5 \text{ MPa} ) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$  : pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Vérification au cisaillement des armatures longitudinales :**

$$A_l^a \geq \left[ Vu + \frac{Mu}{0,9d} \right] \frac{\gamma_s}{F_e}; \text{ avec } Mu=Ma= -19.99\text{KNm}$$

$$A_l^a \leq 0 \rightarrow \text{aucune vérification à faire.}$$

**• Vérification a l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	<b>30.76</b>	<b>41700</b>	<b>9.66</b>	<b>7.12</b>	<b>15</b>
Appuis	14.47	27224	7.72	4.10	15

**Tab. III.30. Vérification de la contrainte de compression du béton.**

**- Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{310} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.11 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0,084 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$\frac{A}{b * d} = \frac{4.61}{30 * 33} = 0,0046 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Calcul à la torsion :

Calcul des sollicitations :

$$M^{torsion} = 14.15 \text{ KN.m}$$

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.1 \text{ m}^2$$

$$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.98 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures final:

En travée:

$$A^t = 3.88 + \frac{2.98}{2} = 5.37 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 5.37 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$A^t = 1.78 + \frac{2.98}{2} = 3.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$  contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

**BAEL91].**

On a  $V_{\max} = 64.48 \text{ KN}$

D'où  $\tau_u = 1.88 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

**Ferrailage :**

**Calcul des armatures transversales :**

Soit  $S_t = 15\text{cm}$

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.17 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} < 0$$

– **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{14.15 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.4\text{cm}^2$$

D’ou  $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8\text{cm}^2$  soit  $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

**Schéma de ferrailage de la poutre brisée :**

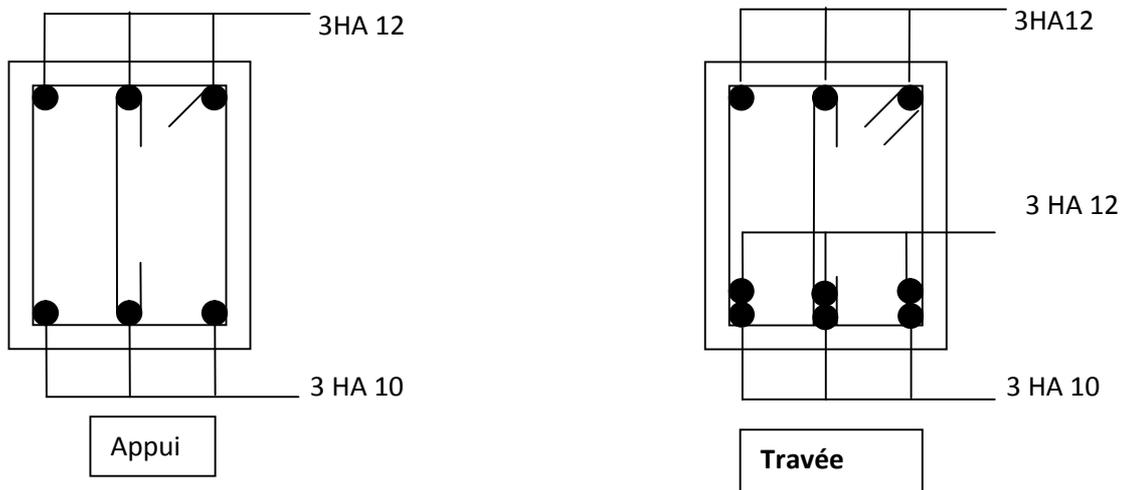


Fig.III.27. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

**III.8. Etude des poutres de chaînages :**

➤ **Le chaînage horizontal :**

Dans notre projet la poutre de chaînage sert d'appui pour l'escalier type 1et 2, elle est calculée en flexion simple et en torsion. et aussi Les poutres qui ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure elles servent de porte a faux.

On adopte les démentions et le ferrailage de chaînage qui sert d'appui pour l'escalier puisque c'est le plus sollicité .

**a) Pré dimensionnement :**

D'après le **RPA99 version 2003 Art 9.3.3** la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur  $h \geq 15\text{cm}$ .

On opte pour une poutre de chaînage de  $(30.30)\text{cm}^2$ .

**b) Calcul de la poutre en flexion simple :**

**b.1) Charge revenant a la poutre :**

Poids propre (KN/ml)	Réaction des escaliers(KN)		Charge reprise par la poutre (KN/ml)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
2.25	14.28	10.28	17.31	12.53

**Tab. III.30. Charge revenant a la poutre.**

**b.2) calcul de sollicitation et ferrailage :**

$$M_0 = \frac{Q \times l^2}{8}$$

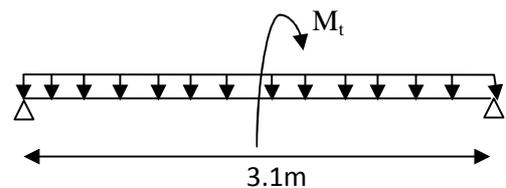
$$V_{u\max} = \frac{Q \times l}{2}$$

$$M^t_u = 0.85M_{0u}$$

$$M^t_{ser} = 0.85M_{0ser}$$

$$M^a_u = -0.5M_{0u}$$

$$M^a_{ser} = -0.5M_{0ser}$$



**Fig. III.28: Section statique .**

Le tableau suivant résume le calcul en flexion simple:

M <sub>0u</sub> (KN.m)	M <sub>0ser</sub> (KN.m)	M <sub>u</sub> (KN.m)		M <sub>ser</sub> (KN.m)		A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	V(KN)	τ(MPa)
		travée	appui	travée	appu i	travée	appu i			
20.8	15.05	17.68	-8.32	12.69	- 6.02	1.86	0.86	1.01	26.84	0.319

**Tab. III.31. calcul de la poutre de chaînage en flexion simple.**

D'après le tableau en remarque que dans tous les type on a :

$$\tau < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

- **Armatures transversales :**

**Pour tous les types on a :**

On fixe  $S_t = 20$  cm

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28})S_t / 0.8f_e \Rightarrow A_t \leq 0$$

⇒ l'effort tranchant n'a aucune influence sur les armatures transversales.

Donc soit un cadre T8 ⇒  $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$ .

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau (Tab3.43) suivant :

Type		Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	6.02	18975	7.02	2.22	15
	Travées	12.69	18975	7.02	4.73	15

**Tab. III.32. Vérification des contraintes.**

c) **Calcul des poutres palières a la torsion :**

• **Définition des paramètres utilisés :**

- **Moment de torsion  $M_t$  :**

$$M_t = \frac{m_t \times l}{2}$$

. Le moment de torsion  $M_t$  est engendré par les charges ramenées par l'escalier, c'est donc le moment à l'appui. On néglige le moment de torsion engendré par le plancher.

d) **Contrainte de cisaillement ultime de torsion :**

$$\tau_{tu} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 4Mpa) = 3.25Mpa$

e) **Ferraillage :**

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{M \times \mu \times \gamma_s^2}{2 \times f_e \times \Omega}$$

Avec  $\Omega = \frac{5}{6} \times a \times (b - \frac{a}{6}) = 685cm^2$

$$\mu = \frac{4}{3}a + 2b = 100cm$$

$$e = \frac{a}{6} = 5cm$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 112cm$$

- **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s^2}{2 \times \Omega \times f_e}$$

- **Pourcentage minimum d'armatures :**

$$A_l \geq \frac{0.4 \times U \times e}{f_e} \qquad A_t \geq \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e}$$

$m_t(KNm)$	$M_t(KNm)$	$\tau_{tu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{l \min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t \min}$ (KN.m)
5.93	17.68	0.94	3.25	1.36	0.42	1.01	0.1

**Tab. III.33.calcul de la poutre de chaînage à la torsion.**

f) **Vérification de la contrainte de cisaillement totale :**

$$\tau_u + \tau_{tu} \leq \tau_{adm} \Rightarrow 1.42 + 0.43 \leq 3.25 \quad \text{vérifiée}$$

g) **Ferraillage final des poutres palières :**

**Armatures longitudinales :**

**En travée :**  $A_l = 1.36 \times 0.5 + 1.86 = 3.03cm^2$  on choisit  $A_l = 3HA12 = 3.39cm^2$

En appui :  $A_a = 1.36 \times 0.5 + 1.86 = 3.03 \text{ cm}^2$  on choisit  $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Armature transversales :

$A_T = 0.41 + 1.01 = 1.42 \text{ cm}^2$  on choisit  $A_T = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 + \text{une épingle } \emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

**h) Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

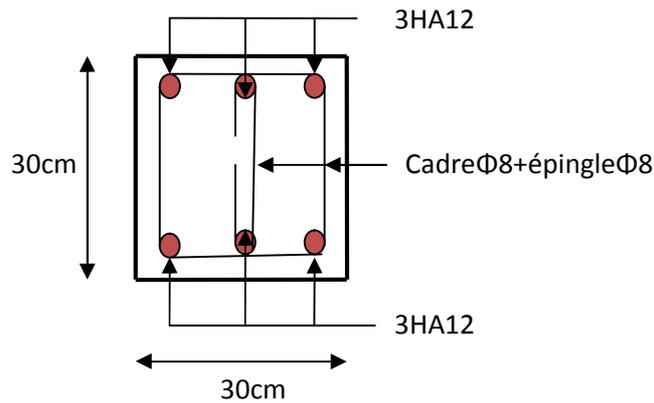
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)
$0.096 \geq 0.0625$	$0.096 \geq 0.085$	$0.004 \leq 0.084$

**Tab. III.34. vérification des conditions de la flèche.**

Donc d'après le tableau c'est inutile de faire la vérification de la flèche.

**a) Schéma de ferrailage :**



**Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

➤ **Les chaînages verticaux :**

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale  $15 \times 15 \text{ cm}$ . les sections et dispositions minimal d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux

**III.9. Etude de la dalle de l'ascenseur :**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

**III.9.1. Evaluation des charges et surcharges:**

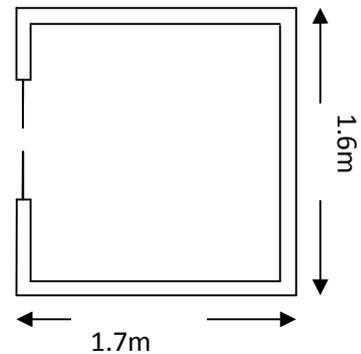
$$G_1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04 = 5.88 \text{ Kn/m}^2$$

$$S = L_x \times L_y = 1.6 \times 1.7 = 2.72 \text{ m}^2 \quad \text{la surface}$$

$$G_2 = F_c / S = 102 / 2.72 = 37.5 \text{ Kn/m}^2$$

$$G = G_1 + G_2 = 5.88 + 37.5 = 43.38 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ Kn/m}^2$$



**Fig. III.30. Cage de l'ascenseur.**

**III.9.2. Cas d'une charge répartie:**

**Calcul des sollicitations:**

**A l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 43.38 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 73.56 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.7} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0419 \times 73.56 \times 1.6^2 \Rightarrow M_0^x = 6.44 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.57 \text{ KNm}$$

**Calcul des moments réels**

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.47 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.74 \text{ KNm}$$

En appui :  $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 1.93 \text{ KNm}$

**Calcul du ferrillage:** On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18\text{cm}$  et  $d_y = 17\text{cm}$ .

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	5.47	0.0119	0,0150	0.178	0.87	1.74
	y-y	4.74	0.0103	0.0129	0.179	0.76	1.6
appui	y-y	1.93	0.0042	0.0052	0.1796	0.30	1.74
	x-x						

**Tableau.III.35 : Calcul de la section de ferrillage de la dalle d'ascenseur.**

• **Vérification à l'E.L.U:**

**Condition de non fragilité :** On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;

$e = 20\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $\rho = 0.94$

$$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.64\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**Calcul des espacements**

Sens x-x' :  $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$  on adopte  $S_t = 33\text{cm}$

Sens y-y' :  $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$  on adopte  $S_t = 33\text{cm}$

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	5.47	1.93	0.87	1.64	0.30	1.64	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	4.74	1.93	0.76	1.6	0.30	1.64	4T10=3.14	4T10=3.14

**Tableau.III.36 : ferrillage de la dalle d'ascenseur.**

**Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$\rho = 0.94 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x :  $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 32.03 \text{KN}$

Sens y - y :  $V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 34.71 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{34.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.192 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots$  Vérifié

- **Vérification à l'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 43.38 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 44.38 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.57 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.06 \text{KNm} \end{cases}$$

Sens x-x' :  $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 4.74 \text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.30 \text{KNm}$

- **Vérification des contraintes:**

**Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

**Sens x-x :**  $A_x = 3.14 \text{cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 18 \text{ cm}$ ;  $y = 3.43 \text{cm}$ ;  $I = 8787.1 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.85 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifier.}$$

**Sens y-y :**  $A_y = 3.14 \text{cm}^4$ ;  $b = 100 \text{cm}$ ;  $d = 17 \text{cm}$ ;  $y = 3.43 \text{cm}$ ;  $I = 8787.1 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.68 \leq 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifier.}$$

III.9.3. Cas d'une charge concentrée:

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

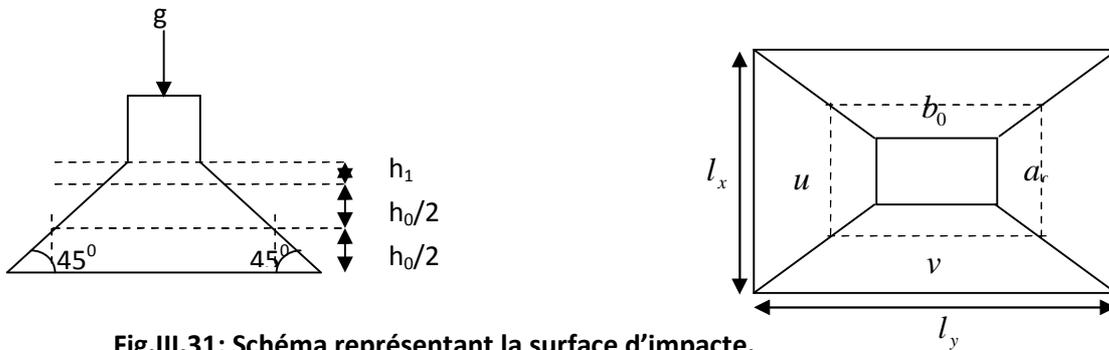


Fig.III.31: Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$ : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impacte.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm ; b_0 = 80cm$

.....fiche technique

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations:

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow P_u = 139.45KN$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont données par les **abaques de Pigeaud** en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.7} = 0.94$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{108}{160} = 0.67$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{108}{170} = 0.63$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$$

**Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.45 \times 0.085 = 11.85 \text{KNm} \\ M_{y1} = 139.45 \times 0.067 = 9.34 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

**Annexe I.**

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.438 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.012 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.87 \text{KNm}$$

- **Superposition des moments**

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.86 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.21 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 12.86 = 10.93 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 10.21 = 8.68 \text{KNm} \end{cases}$$

**En appuis :**  $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 12.86 = 3.86 \text{KNm}$

**Ferrailage :** Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et  $d = 17 \text{cm}$

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	10.93	3.86	1.76	1.64	0.61	1.64	4T10=3.14	5T10=3.92
Sens y-y'	8.68	3.86	1.4	1.6	0.61	1.74	4T10=3.14	5T10=3.92

**Tableau III.37 : ferrailage de la dalle de la salle des machines.**

• **Vérification à l'E.L.U :**

**Vérification au poinçonnement :**  $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  **BAEL91 (Article H. III.10)**

Avec :  $p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{cm.}$$

$$\text{Or } p_u = 139.45 \text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{KN.}$$

Pas de risque de poinçonnement.

**Vérification de l'effort tranchant :**  $b=100 \text{cm}$  ;  $d=17 \text{cm}$ .

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

On a  $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 58.10 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.341 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa}$  C'est vérifié.

• **Vérification à l'E.L.S:**

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 103.3 \text{KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 103.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 10.16 \text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 103.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 8.67 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.86 \text{KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.78 \text{KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.02 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.47 \text{KNm} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes :**

**Calcul des moments:**

$$M_t^x = 0.85 \times 11.02 \Rightarrow M_t^x = 9.36 \text{KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.47 \Rightarrow M_t^y = 8.04 \text{KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 12.68 \Rightarrow M_a = 3.3 \text{KNm}$$

- **Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

**Sens x-x :**  $y = 3.67 \text{cm}$  ;  $I = 113200 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.03 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

**Sens y-y :**  $y = 3.67 \text{cm}$  et  $I = 113200 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.6 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Vérification de la flèche:**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 0.12 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h/l = 0.11 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042 ; \quad \frac{3.14}{100 \times 17} \leq 0.01$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

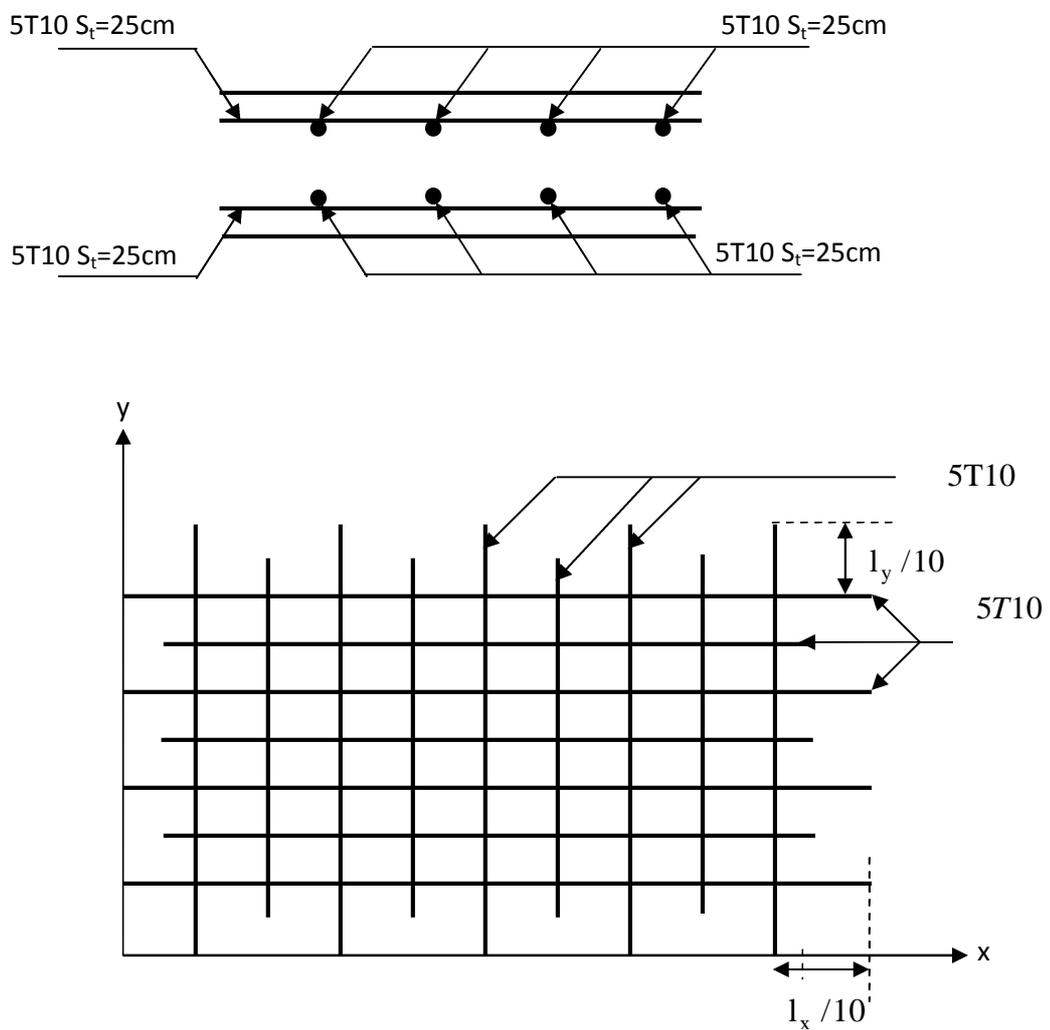


Fig.III.32. Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

# Chapitre IV

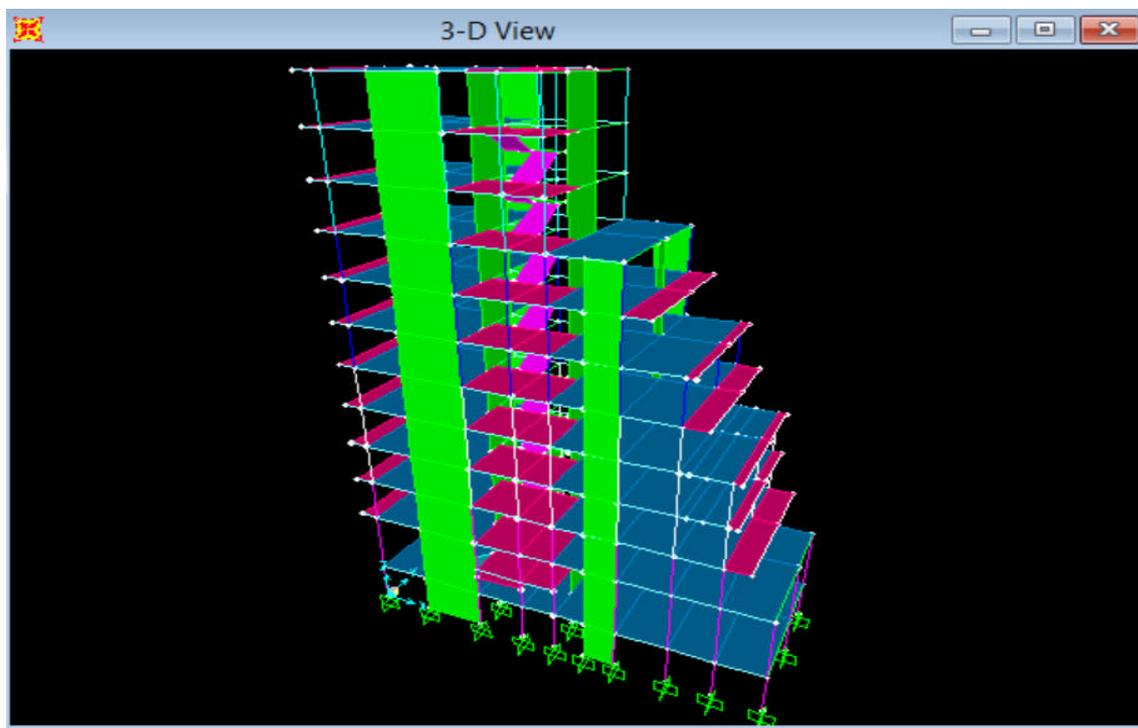
## Etude dynamique

**IV.1.Introduction :**

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

**IV.2.Etude de la structure au séisme :****IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000 :**

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.



**figure IV.1.vue 3D de la structure.**

### IV.2.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélogrammes.

#### IV.2.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

#### Calcul de la force sismique totale : RPA Art (4.2.3)

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa

$$\Rightarrow A=0.15$$

**RPA Tableau (4,1)**

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction  $\Rightarrow R=5$

**RPA Tableau (4.3)**

- **Q : Facteur de qualité**, Le facteur de qualité  $Q$  est fonction de :
  - La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
  - La régularité en plan et en élévation.

- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$  **RPA Formule (4.4)**

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observé e	$P_q/x$ x	Observé e	$P_q/y$ y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

**Tableau IV .1. Valeurs des pénalités  $Pq$**

$$Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1 + (0.05+0.05+0.05 +0+0) = 1.15$$

- $W$  : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (IV-2) \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.30  0.40
3	Entrepôts, hangars, ...	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

**Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .**

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.60$  ; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

➤ **Différents poids d'étages**

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Niveau	Poids du plancher (KN)	Cumule des poids (KN)
<b>Terrasse</b>	1465.472	1465.472
<b>9<sup>em</sup> Etage</b>	2598.394	4063.866
<b>8<sup>em</sup> Etage</b>	623.448	4687.314
<b>7<sup>em</sup> Etage</b>	2095.909	6783.223
<b>6<sup>em</sup> Etage</b>	2264.815	9048.038
<b>5<sup>em</sup> Etage</b>	2490.395	11538.433
<b>4<sup>em</sup> Etage</b>	2684.099	14222.532
<b>3<sup>em</sup> Etage</b>	2312.152	16534.684
<b>2<sup>em</sup> Etage</b>	2881.423	19416.107
<b>1<sup>em</sup> Etage</b>	3698.432	23114.539
<b>RDC</b>	4400.239	27514.778
<b>S SOL</b>	3438.087	30952.865

**Tableau IV.3. différents poids d'étages**

$$W = \sum W_i = 30952.865 \text{ KN}$$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen** : il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA Formule (4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment **RPA Tableau (4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne D'après le rapport de sol.

Donc du RPA99/version2003 (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_2$  donc on aura :

$$T_1 = 0.15\text{s}$$

$$T_2 = 0.50\text{s}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{(IV-3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{RPA Tableau (4-5)}$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{(IV-4)} \quad \text{RPA Formule (4-6)}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau suivant :

Cas N°	Système de contreventement	$C_T$
01	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
03	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

**Tableau IV.4.** Les valeurs du coefficient  $C_T$

$C_T = 0.050$

$T = 0.050 \times (47.26)^{3/4} = 0.72 \text{ s}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(IV-5)} \quad \text{RPA Formule (4-7)}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_y=10\text{m}, \quad L_x=25.9\text{m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.62\text{s} \\ T_y = 1.00\text{s} \end{cases}$$

$T_x = \min (T_x; T) = 0.62\text{s}$

$T_y = \min (T_y; T) = 0.72\text{s}$

Remarque : la période de vibration ne doit pas dépasser 130% de la période calculé par la formule empirique **RPA Art (4.2.4)**

$$\Rightarrow \begin{cases} 1.3T_x = 0.806\text{s} \\ 1.3T_y = 0.936\text{s} \end{cases}$$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 1.41 \\ D_y = 1.27 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :  $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.15}{5} \times 30952.865 = 1505.7\text{KN}$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.27 \times 1.15}{5} \times 30952.865 = 1356.19 \text{ KN}$$

#### IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale:

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA Art (4. 3.3)}$$

\

Pour notre étude le spectre de reponse est donné par le logiciel (*spectre*).

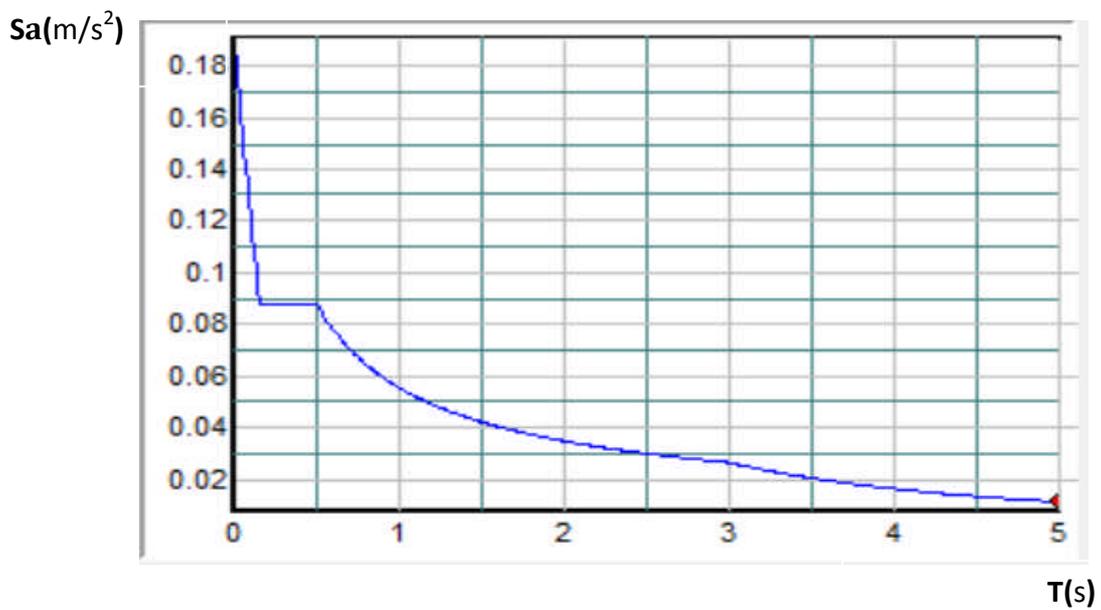


Fig. IV.2 : spectre de reponse .

La disposition des voiles :

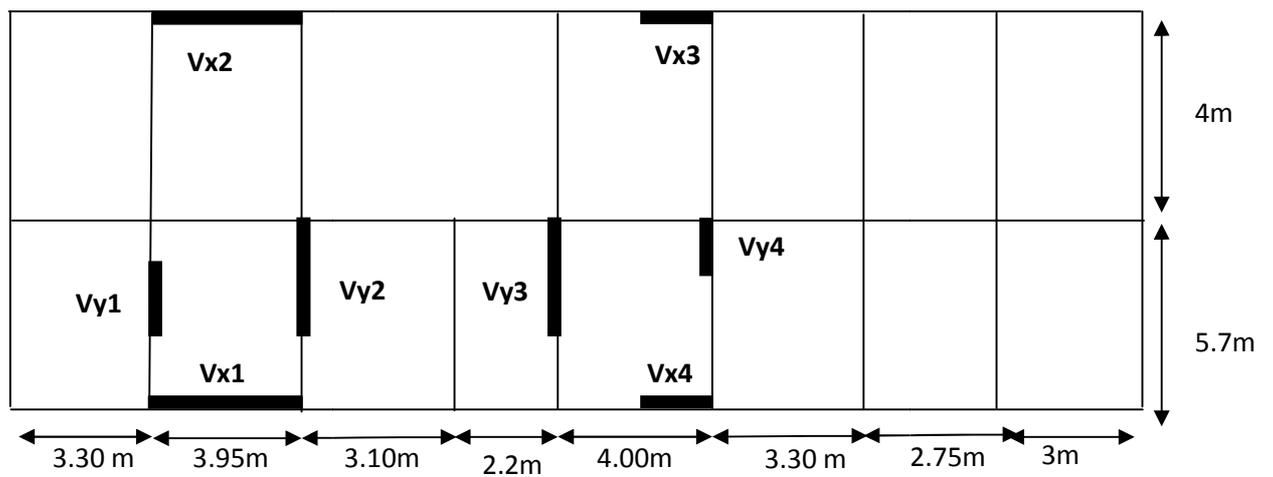


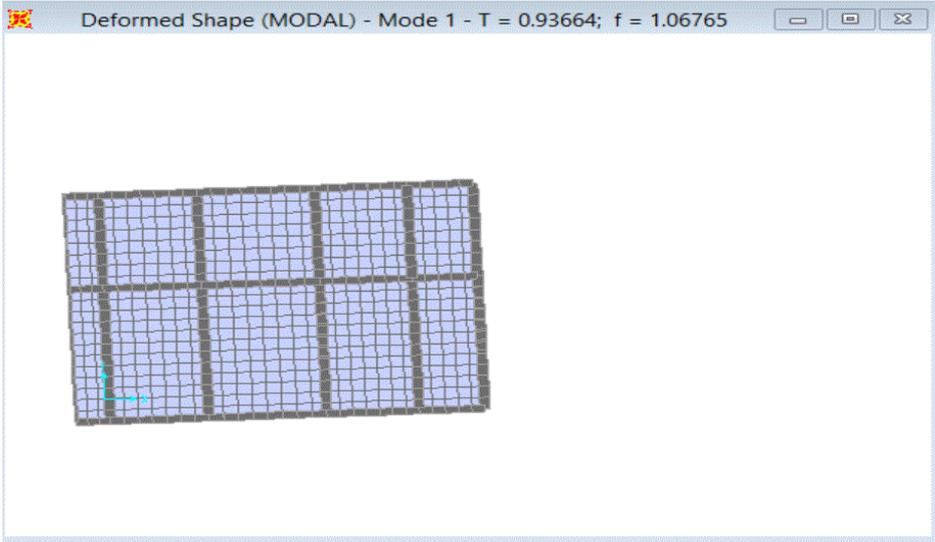
Fig. IV.3 : La disposition des voiles

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté :

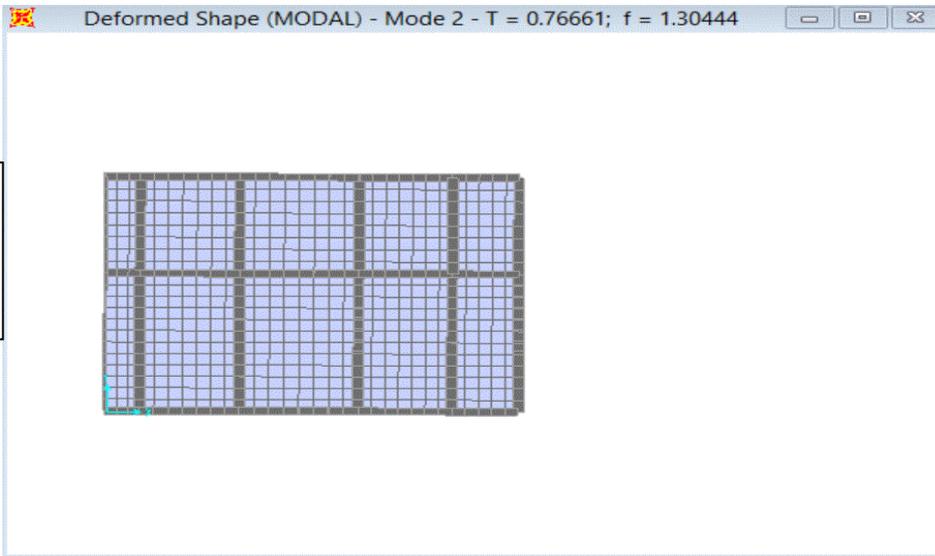
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0.93664	0.000092	0.61331	0.00000751	0.00092	0.51331
Mode 2	0.766610	0.63905	0.000056	0.00002327	0.63996	0.51387
Mode 3	0.67250	0.00016	0.18707	0.00001116	0.64013	0.70094
Mode 4	0.340946	3.235E-09	0.00004551	0.00142	0.64013	0.70098
Mode 5	0.294079	0.00051	0.07854	0.000008424	0.64064	0.77952
Mode 6	0.261923	0.00008227	0.05831	1.481E-07	0.64072	0.83784
Mode 7	0.241082	0.17731	0.00039	0.00012	0.81803	0.83822
Mode 8	0.147602	0.00032	0.02972	0.00005645	0.81835	0.86794
Mode 9	0.137067	0.00001103	0.02536	0.00002583	0.81836	0.89331
Mode 10	0.114574	0.071	0.00001965	0.00537	0.88936	0.89333
Mode 11	0.106184	0.0035	0.00002864	0.14121	0.89287	0.89336
Mode 12	0.091631	0.00021	0.01304	0.00063	0.89308	0.9064
Mode 13	0.086102	0.00004637	0.01849	0.00196	0.89313	0.92488
Mode 14	0.081979	0.00019	0.00001716	0.00955	0.89332	0.9249
Mode 15	0.081665	0.00002888	0.00021	0.36987	0.89335	0.92511
Mode 16	0.08069	0.00007629	0.00018	0.01687	0.89342	0.92529
Mode 17	0.077821	0.00023	0.00001027	0.02313	0.89365	0.9253
Mode 18	0.0731	0.00499	0.00009799	0.00455	0.89864	0.9254
Mode 19	0.071793	0.00012	0.000001837	0.0002	0.89876	0.9254
Mode 20	0.07023	0.02214	0.00001264	0.01033	0.9209	0.92541

Tableau IV.5. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Mode1 : translation selon Y-Y  
T=0.93664s



Mode2 : translation selon X-X  
T=0.76661s



Mode3 :Rotation autour de z-z  
T=0.67250s

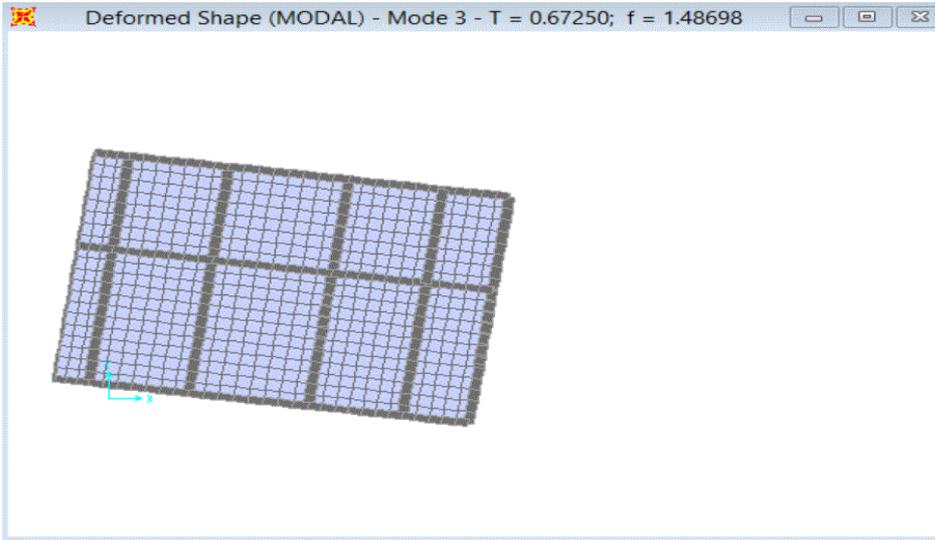


Fig. IV.4 : les modes de vibration

**IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

**a) Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Portique		Voile	
	Efforts Repris	%Repris	Efforts Repris	%Repris
1	28314.558	82.7099745	5918.989	17.29002548
2	24279.129	81.170101	5632.29	18.82989904
3	20130.202	80.0586709	5014.11	19.94132908
4	16986.727	80.3820002	4145.774	19.61799978
5	14395.664	80.0501398	3587.645	19.94986017
6	12429.736	80.5204309	3007.012	19.47956914
7	10121.109	80.8526641	2396.857	19.14733592
8	7872.618	80.3027806	1931.05	19.69721945
9	6002.133	81.754629	1339.51	18.24537096
10	4124.573	77.541255	941.263	22.458745
11	3524.573	76.78453	865.929	23.21547
12	1265.353	77.78544	310.893	22.21456

**Tab :IV.6.Vérification de l'interaction sous charges verticales**

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf pour les trois derniers niveaux.

**b) Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Niveau	SENS X-X				SENS Y-Y			
	V (PORT)	% V (PORT)	V (VOILLE)	% V (VOILLE)	V (PORT)	% V (PORT)	V (VOILLE)	% V (VOILLE)
1	840.09	43.985	1069.83	56.014	795.996	50.38995	783.676	49.610046
2	432.903	25.552	1261.28	74.447	519.146	37.77962	854.997	62.22038
3	684.621	39.941	1029.45	60.058	719.396	52.1116	661.095	47.888396
4	614.919	39.379	946.592	60.620	599.433	48.40082	639.044	51.599182
5	654.19	46.589	749.963	53.410	623.438	54.32182	524.237	45.678175
6	667.64	50.766	647.489	49.233	597.734	56.73792	455.766	43.262079
7	577.145	73.506	122.371	26.493	497.422	53.58257	430.906	46.41743
8	529.575	72.506	116.325	27.009	442.478	55.47757	355.102	44.52243
9	457.781	72.639	102.953	27.360	404.981	61.44119	254.155	38.55881
10	345.612	54.336	290.446	45.663	269.951	52.97987	239.584	47.020126
11	345.612	64.376	191.248	35.623	269.951	66.90352	133.542	33.096485
12	316.345	68.358	146.427	31.641	253.857	73.20088	92.938	26.799118

Tableau IV.7. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée.

**IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :**

**IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon (Art 4.3.6)[2] la résultante des forces sismiques à la base  $V_{sta}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{dym}$ .

FORCES SISMIQUES	Vdyn	Vst	Vdyn/Vst
SENS X-X	1919.304	1504.309	1.275871
SENS Y-Y	1578.527	1366.879	1.15484

Tableau IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base.

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$  Selon le sens X-X donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$  Selon le sens Y-Y donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés .

**V.5.Vérification de l’effort normal réduit :**

Il est exigé de faire la vérification à l’effort normal réduit pour éviter l’écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{(IV-8)} \quad \text{RPA Art (7.4.3.1)}$$

Tel que :

$N$  ; L’effort normal maximal.

$B$  ; Section du poteau.

$f_{c28}$  ; Résistance caractéristique à la compression.

Niveau	Nu(KN)	B(cm2)	Fc28(Mpa)	U	Obsdervation
1	2432.972	3250	25	0.2991966	verifie
2	1416.688	3250	25	0.1743616	verifie
3	1205.189	3250	25	0.14833095	verifie
4	1052.928	2700	25	0.15598933	verifie
5	915.038	2700	25	0.13556119	verifie
6	793.028	2700	25	0.11748563	verifie
7	635.654	2200	25	0.11557345	verifie
8	407.457	2200	25	0.07408309	verifie
9	514.425	2200	25	0.09353182	verifie
10	277.522	1750	25	0.0634336	verifie
11	164.472	1750	25	0.0375936	verifie
12	82.781	1750	25	0.01892137	verifie

**Tableau IV.9. Vérification de l’effort normal réduit**

IV.6. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{IV-9}) \qquad \text{RPA Art( 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  RPA Art( 5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

SENS X-X							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	hk (m)	$\Delta_k/hk$ (%)	Observation
1	0.0005	0.0025	0	0.0025	2.9	0.00086207	vérifiée
2	0.0023	0.0115	0.0025	0.009	4.6	0.00195652	vérifiée
3	0.0039	0.0195	0.0115	0.008	3.06	0.00261438	vérifiée
4	0.0058	0.029	0.0195	0.0095	3.06	0.00310458	vérifiée
5	0.00775	0.03875	0.029	0.00975	3.06	0.00318627	vérifiée
6	0.0098	0.049	0.03875	0.01025	3.06	0.00334967	vérifiée
7	0.0119	0.0595	0.049	0.0105	3.06	0.00343137	vérifiée
8	0.014	0.07	0.0595	0.0105	3.06	0.00343137	vérifiée
9	0.016	0.08	0.07	0.01	3.06	0.00326797	vérifiée
10	0.018	0.09	0.08	0.01	3.06	0.00326797	vérifiée
11	0.0199	0.0995	0.09	0.0095	3.06	0.00310458	vérifiée

Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs sens x-x

SENS Y- Y							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\bar{\delta}_k$ (m)	$\bar{\delta}_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
1	0.0011	0.0055	0	0.0055	2.9	0.00189655	vérifiée
2	0.0046	0.023	0.0055	0.0175	4.6	0.00380435	vérifiée
3	0.0076	0.038	0.023	0.015	3.06	0.00490196	vérifiée
4	0.0109	0.0545	0.038	0.0165	3.06	0.00539216	vérifiée
5	0.0142	0.071	0.0545	0.0165	3.06	0.00539216	vérifiée
6	0.0176	0.088	0.071	0.017	3.06	0.00555556	vérifiée
7	0.0208	0.104	0.088	0.016	3.06	0.00522876	vérifiée
8	0.0238	0.119	0.104	0.015	3.06	0.00490196	vérifiée
9	0.0266	0.133	0.119	0.014	3.06	0.00457516	vérifiée
10	0.0292	0.146	0.133	0.013	3.06	0.00424837	vérifiée
11	0.0316	0.158	0.146	0.012	3.06	0.00392157	vérifiée

Tableau IV.11.Vérification des déplacements relatifs sens y-y

**IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**

**RPA Art (5.9)**

L'effet du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet (P- Δ ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 . \quad \text{(IV-10) Avec :}$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau (k).

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k).

SENS X-X						
Niveau	$\Delta k$ (m)	$P_k$ (t)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)	$\theta$	Observation
1	0.0025	27514.778	1909.921	2.9	0.01241917	vérifiée
2	0.009	23114.539	1694.188	4.6	0.02669367	vérifiée
3	0.008	19416.107	1714.073	3.06	0.0296143	vérifiée
4	0.0095	16534.684	1561.511	3.06	0.03287404	vérifiée
5	0.00975	14222.532	1404.153	3.06	0.03227347	vérifiée
6	0.01025	11538.433	1315.129	3.06	0.02938874	vérifiée
7	0.0105	9048.038	699.516	3.06	0.04438382	vérifiée
8	0.0105	6783.223	645.9	3.06	0.03603617	vérifiée
9	0.01	4687.314	560.734	3.06	0.0273178	vérifiée
10	0.01	4063.866	636.058	3.06	0.02087955	vérifiée
11	0.0095	1465.472	536.86	3.06	0.00847459	vérifiée

SENS Y-Y						
Niveau	$\Delta k$ (m)	$P_k$ (t)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)	$\theta$	Observation
1	0.0055	27514.778	1589.199	2.9	0.03283616	vérifiée
2	0.0175	23114.539	1378.245	4.6	0.0638027	vérifiée
3	0.015	19416.107	1381.162	3.06	0.06891081	vérifiée
4	0.0165	16534.684	1243.36	3.06	0.071707	vérifiée
5	0.0165	14222.532	1151.147	3.06	0.06662062	vérifiée
6	0.017	11538.433	1052.842	3.06	0.06088511	vérifiée
7	0.016	9048.038	931.973	3.06	0.05076328	vérifiée
8	0.015	6783.223	803.85	3.06	0.0413648	vérifiée
9	0.014	4687.314	660.774	3.06	0.03245471	vérifiée
10	0.013	4063.866	509.566	3.06	0.03388136	vérifiée
11	0.012	1465.472	408.73	3.06	0.0140605	vérifiée

**Tableau IV.12. Vérification des effets P- $\Delta$**

**Commentaire :** On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets du 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés.

**IV.8. Conclusion :**

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu l'irrégularité en élévation de la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- delta).

# Chapitre V

## Calcul des éléments structuraux

**V.1. Introduction:**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

**V.2.Étude des poteaux:**

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

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

$$G + Q$$

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$

$$0,8 G \pm Ex$$

$$0,8 G \pm Ey$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

**Il est a noter que :** Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **STARTdesign /check of structure** ».

**V.2.1 Recommandations du RPA99 :****a. Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de :  $0,8 \% b_1 \cdot h_1$  en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
  - 4 % en zone courante
  - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

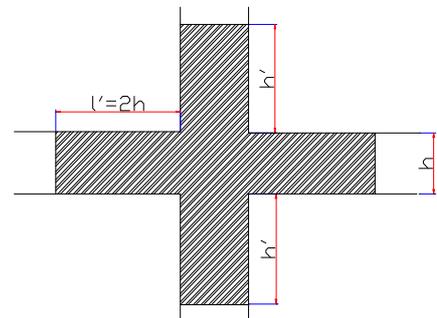
Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau



**Figure V.1** : zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	Amax RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	65x55	28.6	143	214.5
2 +3 <sup>eme</sup> étage	60x50	24	120	180
4+5 <sup>eme</sup> étage	55x45	19.8	99	148.5
6,7 <sup>eme</sup> étage	50x40	16	80	120
8+9+10 <sup>eme</sup> étage	45x35	12.6	63	94.5

**Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

**b. Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ (Art : 7.4.2.2)}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ **Dans la zone nodale**  $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- ✓ **Dans la zone courante**  $t' \leq 15 \phi_l$  en zone IIb et III

Où :

$\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

✓  $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

✓  $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elencement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ;$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**II.2. Sollicitations dans les poteaux**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-S,RDC, 1 <sup>ere</sup> étages	3556.541	-75.466	152.6944	1254.926	-908.612	41.2849	153.26
2 <sup>eme</sup> ,3 <sup>eme</sup> étages	1857.688	-34.4063	117.9401	647.9	-193.198	14.4676	101.118
4 <sup>eme</sup> ,5 <sup>eme</sup> étages	1360.192	-31.7147	-108.1987	812.53	-33.676	10.6801	97.64
6 <sup>eme</sup> ,7 <sup>eme</sup> étages	-930.742	-27.1715	78.4324	657.938	-36.981	3.9919	79.872
8,9,10 <sup>eme</sup> étages	551.757	-34.1479	64.5348	384.691	-230.984	12.1906	71.39

Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux

V.2.2 Ferrailage des poteaux :

a. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min RPA (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
S sol , RDC , 1 <sup>er</sup> étage	65x55	35,75	28.6	12T20 = 37,72
2 <sup>eme</sup> ,3 <sup>eme</sup> étages	60x50	30	24	6T16+6T20 = 30.89
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étages	55x45	24.75	19.8	6T14+6T20 = 28,08
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étages	50x40	15.85	16	4T14+4T20 =20.59
8 <sup>eme</sup> ,9 <sup>eme</sup> ,10 <sup>eme</sup> étage	45x35	14	12.6	4T14+4T16 = 14.19

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

b. Les armatures transversales :

Niveau	S sol,	RDC	1 <sup>er</sup> étage	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Etage 8,9et10
Section (cm <sup>2</sup> )	65x55	65X55	65X55	60x50	55x45	50x40	45x35
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	2	2	1.6
$\phi_l^{\min}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.4	1,4	1,4
$l_f$ (cm)	203	322	214.2	214,2	214,2	214,2	214,2
$\lambda g$	3.12	4.95	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76
Vu (KN)	153.26	145.92	107.56	101.11	97.64	79,87	71.31
$l_r$	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0.64
$S_t$ zone nodale	10	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone	15	15	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.61	2.48	1.83	1.89	2.03	1.87	1.92
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.02	3.02	3.02	2.75	2.47	1.05	1.05
$A_t$ adopté	3,02	3,02	3.02	3,02	3,02	2.01	2.01
Nbre de barres	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8	4T8	4T8

Tableau V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.2.3 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s' \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \cdot \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0,9 h$$

$$B = b \cdot h + 15 \cdot A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (m)	v' (m)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Sous sol	65x55	58.5	37,72	0,64	0,004	0,049	1838.068	6.26	4,51	15
RDC	65x55	58.5	37,72	0,64	0,004	0,049	1710.099	19.36	4,38	15
Etage1	65x55	58.5	37,72	0,64	0,004	0,049	1523.78	37.2	4.16	15
Etage2	60x50	54	30.89	0.59	0,004	0,035	13560.7	25.14	4,33	15
Etage3	60x50	54	30.89	0,59	0,004	0,035	1184	34.04	3,99	15
Etage4	55x45	49.5	28,08	0,54	0,0043	0,024	994.17	23.04	3,94	15
Etage5	55x45	49.5	28,08	0,54	0,043	0,024	823	28.89	3,48	15
Etage6	50x40	45	20.59	0,49	0,004	0,016	679.9	19.92	3,55	15
Etage7	50x40	45	20.59	0,49	0,004	0,016	540.59	27.5	3,17	15

Etage8	45x35	40.5	14.19	0,44	0,0035	0,010	403.08	23.04	3,24	15
Etage9	45x35	40.5	14.19	0,44	0,0035	0,010	276.35	5.11	1.76	15
Etage10	45x35	40.5	14.19	0,44	0,0035	0,010	135.27	6.57	1.03	15

Tableau V.5: Vérification des contraintes dans le béton.

**V.2.4 Vérification aux des sollicitations tangentes :**

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)
Sous sol	65x55	2.03	3.12	0.04	58.5	153.26	0,44	1
RDC	65x55	3.22	4.95	0.04	58.5	145.92	0,42	1
Etage1	65x55	2.14	3.29	0.04	58.5	107.56	0,31	1
Etage2et3	60x50	2,14	3,57	0.04	54	101.11	0,35	1
Etage4 et 5	55x45	2,14	3,89	0.04	49.5	97.64	0,43	1
Etage6 et 7	50x40	2,14	4,28	0.04	45	79,87	0,42	1
Etage8,9 et10	45x35	2,14	4,76	0.04	40.5	71.31	0,48	1

Tableau V.6 : Vérification des sollicitations tangentes

**V.2.5 .Dispositions constructives :**

- Longueur des crochets :

$$L = 10\phi_t = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$$

**- Disposition constructive :**

- La longueur minimale des recouvrements est de  $L_r = 40\phi = 40 \cdot 2,0 = 80\text{cm}$

Soit :  $L_r = 80\text{ cm}$

**-La zone nodale**

Les dimensions de la zone nodale sont :

Pour le sous sol :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max}(48; 65; 55; 60\text{cm}) = 65\text{cm}$$

$$l' = 2h$$

$$l' = 130\text{cm}$$

RDC et 1<sup>er</sup> étage :  $h' = 76\text{ cm}$  et  $l' = 130\text{ cm}$

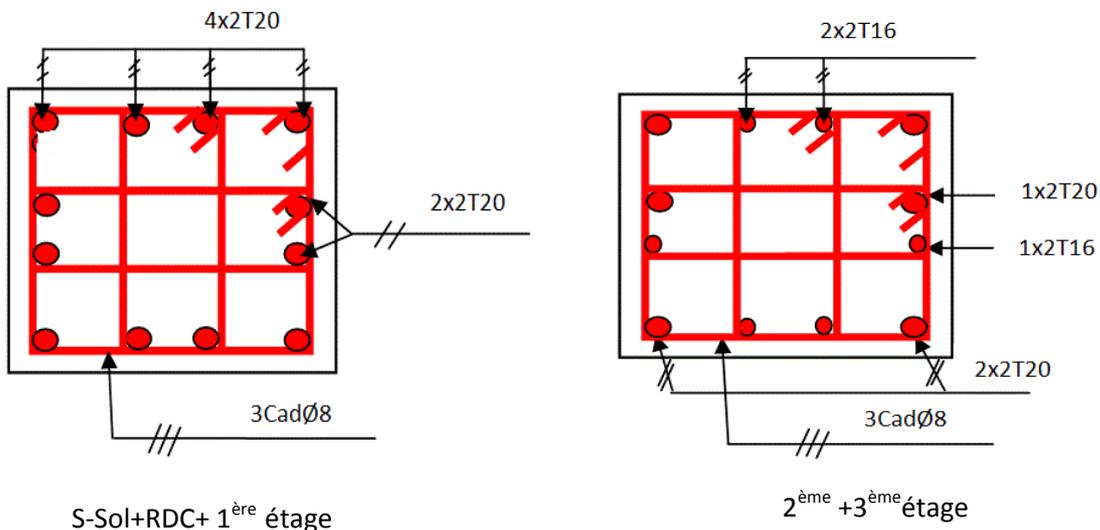
Pour le 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :  $h' = 60\text{ cm}$  et  $l' = 120\text{ cm}$

Pour le 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :  $h' = 60\text{ cm}$  et  $l' = 110\text{ cm}$

Pour le 6<sup>ème</sup> , 7<sup>ème</sup> étage :  $h' = 60\text{ cm}$  et  $l' = 100\text{ cm}$

pour 8<sup>ème</sup> , 9<sup>ème</sup> , 10<sup>ème</sup> étage: et  $h' = 60\text{ cm}$  et  $l' = 90\text{ cm}$

**V.2.6.Schéma de ferrailage des poteaux**



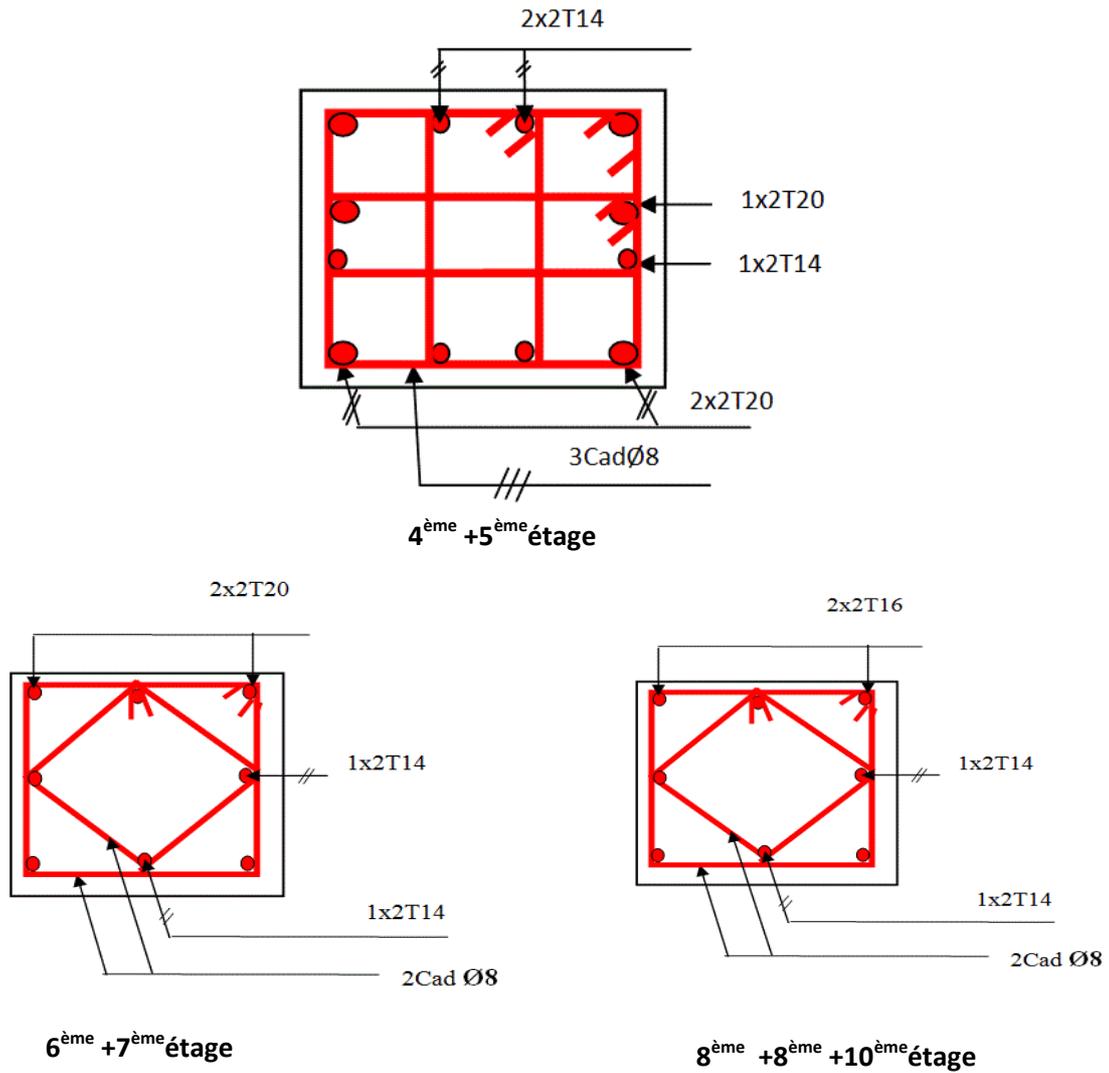


Figure V.2:Schémas de ferrailage des poteaux

### V.3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

*RPA99 (Article 5.2)*

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leur longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M, N, T$ ) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone *Ila*.

### **V.3.1. Recommandation du RPA 99 :**

#### **a. Coffrage**

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{cases} \quad (\text{Art : 7.5.1})$$

#### **b. Ferrailage :**

##### **- Les armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% ( $b \cdot h$ ) en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % ( $b \cdot h$ ) En zone courante.

6% ( $b \cdot h$ ) En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale des recouvrements est de :

$40\phi$  En zone *Ila* .

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**- Les armatures transversales:**

- La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

**V.3.2. Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}).$$

V.3.3 Ferrailages des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales ;

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Etage	Type de Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A (SAP) (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sous sol	Poutre Principale	35x45	Appui	8.43	7.87	3HA14+3HA16 =10.64
			Travée	7.601		2HA20+1HA16 =8.29
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	3.23	5.25	3HA16= 6.03
			Travée	2.69		3HA16 = 6,03
Etages courants	Poutre Principale	35x45	Appui	11.83	7.87	6HA16 = 12.057
			Travée	4.83		1HA16+2HA20 = 8.29
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	7.02	5.25	3HA12+3HA14=8.00
			Travée	2.69		3HA16 = 6,03
Terrasse	Poutre Principale	35x40	Appui	5.44	7.89	3HA14+3HA12 = 8.00
			Travée	4.51		2HA20+1HA16 =8.29
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	5.308	5.25	3HA16 = 6,03
			Travée	2.69		3HA16 = 6,03

Tableau V.7 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

-Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 ;

### Pourcentage maximum des armatures longitudinales

- Poutres principales :

En zone courante :  $A_{\max} = 4\% b.h = 0,04.45.35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$  .....condition vérifiée

En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\% b.h = 0,06.45.35 = 94,5 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$  .....condition vérifiée

- Poutres secondaires;

En zone courante :  $A_{\max} = 4\% b.h = 0,04.35.30 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$  .....condition vérifiée

En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\% b.h = 0,06.35.30 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$  .....condition vérifiée

### Les longueurs de recouvrement ;

- La longueur minimale des recouvrements est :

$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$  Soit :  $L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40 \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$  Soit :  $L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40 \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$  Soit :  $L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 20 \text{ mm} : L_r = 40 \phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$  Soit :  $L_r = 80 \text{ cm}$

### b) Les armatures transversales :

#### Calcul de $\phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

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

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

**Calcul de l'espacement :****Selon le RPA :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \text{Min}(11.25; 36; 30 \text{ cm}) \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \text{Min}(11.25; 36; 30 \text{ cm}) \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot d = 0.003 \cdot 15 \cdot 38 = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > A_{\min} = 1,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

**V.3.4 Vérifications à l'ELU :****- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,37 < A = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

**- Contrainte tangentielle maximale :**

$$\text{- Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	132.94	0,93	Vérifiée
Poutres secondaires	53.92	0,57	Vérifiée

Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa}$  donc : Pas de risque de cisaillement

### - Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

#### Poutres principales :

##### Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[ 132,94 + \frac{-124,87}{0,9 \cdot 0,43} \right] = -5,4 < 0 \text{ aucune vérification à faire}$$

##### Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 132,94}{400} = 5,79 \text{ cm}^2$$

#### Poutres secondaires :

##### Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[ 53,92 + \frac{-46,53}{0,9 \cdot 0,33} \right] = -2,95 < 0 \text{ aucune vérification à faire .}$$

##### Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 53,92}{400} = 1,55 \text{ cm}^2$$

### V.3.5. Vérification à l'ELS :

#### L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

#### État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	88.29	1069106.4	12.5	10.35	15
	Travées	45.84	136541.4	14.28	4.79	15
Poutres secondaires	Appuis	13.66	57015.7	11.4	2.73	15
	Travées	33.84	57015.7	11.40	6.77	15

**Tableau V.9: Vérification de la flèche dans les poutres**

**État limite de déformation (flèche):**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \end{array} \right.$$

Poutres	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
Principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

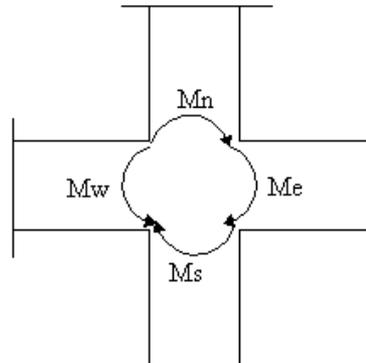
**Tab.V.10. Vérification des conditions de la flèche**

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul des flèches est inutile.

**V.3.6 Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que :  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).



**Fig.V.3 : La zone nodale**

**a. Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$  Avec :  $Z = 0,85 \cdot h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Plans	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KNm)
S Sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	65x55	1-2	0,552	37,72	725.24
		1-3	0.467		613.66
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étages	60x50	1-2	0,51	30.89	548.23
		1-3	0.425		456.86
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étages	55x45	1-2	0,467	28.08	456.83
		1-3	0,382		373.77
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étages	50x40	1-2	0,425	20.59	304.52
		1-3	0,34		243.66
8 <sup>eme</sup> 9 <sup>eme</sup> 10 <sup>eme</sup> étages	45x35	1-2	0,382	14.19	188.88
		1-3	0,297		146.90

Tableau V.11 : Moment résistant dans les poteaux

**b.Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessus :

Niveau	Sens	M <sub>w</sub> (KNm)	M <sub>e</sub> (KNm)	1,25 · (M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> ) (KNm)	M <sub>n</sub> + M <sub>s</sub> (KNm)	Observation
S sol et RDC	x-x	141.62	141.62	354.05	1450.48	Vérifiée
	y-y	62.42	62.42	156.05	1227.32	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	x-x	160.39	160.39	400.97	1273.89	Vérifiée
	y-y	82.82	82.82	207.05	1070.52	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	x-x	160.39	160.39	400.97	1096.46	Vérifiée
	y-y	82.82	82.82	207.05	913.72	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	x-x	160.39	160.39	400.97	1005.06	Vérifiée
	y-y	82.82	82.82	207.05	830.63	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	x-x	160.39	160.39	400.97	913.66	Vérifiée
	y-y	82.82	82.82	207.05	746.45	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	x-x	160.39	160.39	400.97	471.35	Vérifiée
	y-y	82.82	82.82	207.05	617.43	Vérifiée

6 <sup>ème</sup> étages	x-x	160.39	160.39	400.97	609.04	Vérifiée
	y-y	82.82	82.82	207.05	487.32	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étages	x-x	160.39	160.39	400.97	493.4	Vérifiée
	y-y	82.82	82.82	207.05	432.54	Vérifiée
	x-x	160.39	160.39	400.97	406.84	Vérifiée
	y-y	82.82	82.82	207.05	293.8	Vérifiée

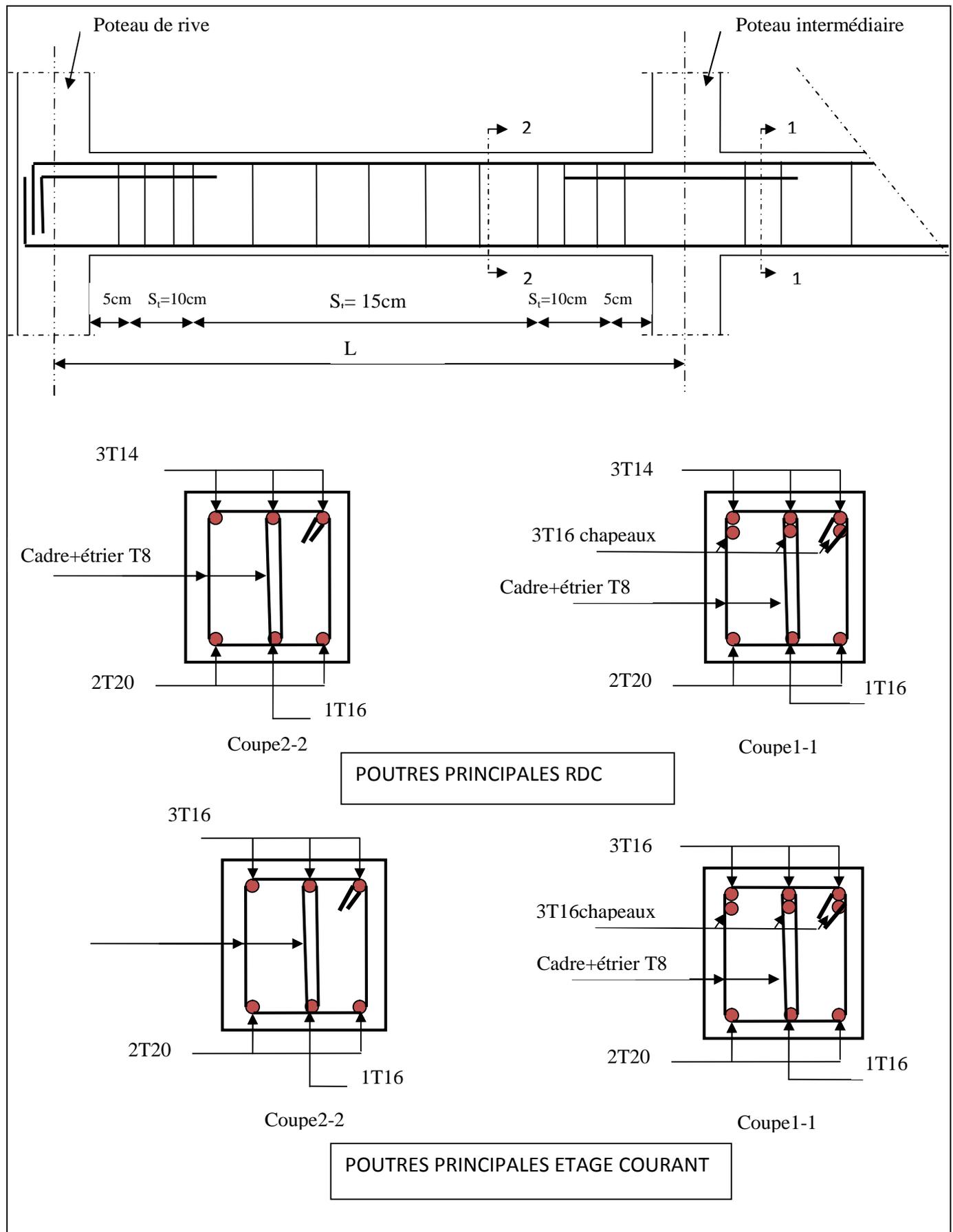
Tableau V.12 : Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux est supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

### V.3.7 Schéma de ferrailage des poutres :

Le schéma de ferrailage adopté pour les poutres palières est celui représenté dans le chapitre III.

Les schémas de ferrailage des autres types de poutres sont représentés dans schémas ci après :



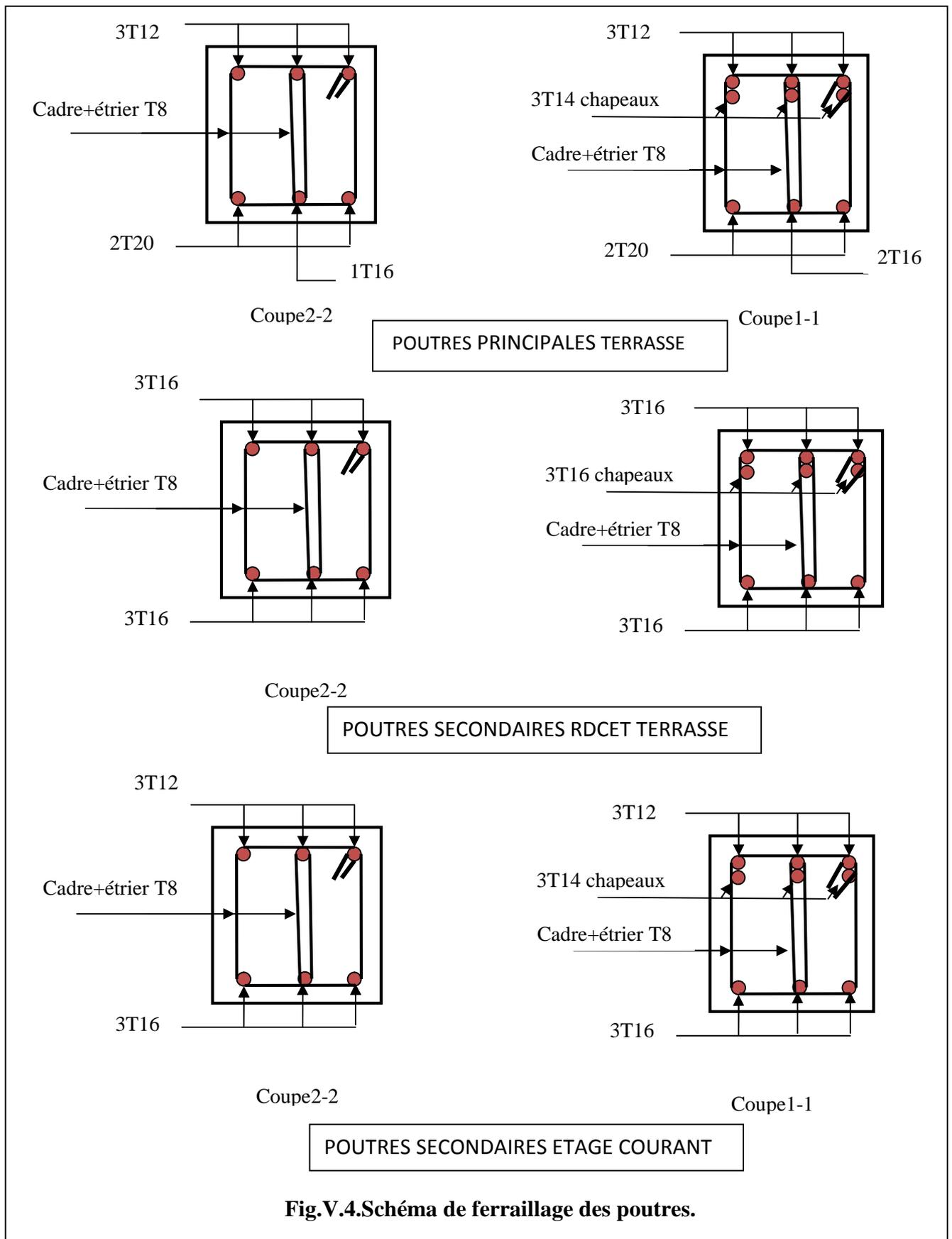


Fig.V.4.Schéma de ferrailage des poutres.

**V.4. Etude des voiles:**

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

**V.4.1. Définition :**

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travail comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

✓ Voiles élancés :  $(\frac{h}{l} > 1,5)$

✓ Voiles courts :  $(\frac{h}{l} < 1,5)$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ces sollicitations :

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

**V.4.2 Recommandation du RPA :****a. Armatures verticales :**

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} = 0,2 \cdot L_t \cdot e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. Les armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

**c. Les armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

**d. Les armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculé avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4 \cdot V_u$$

**e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0,10\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $s_t = \min(1,5a; 30\text{ cm})$  ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.4.3 Le ferrailage :**

**a. Les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $b \times h$ ).

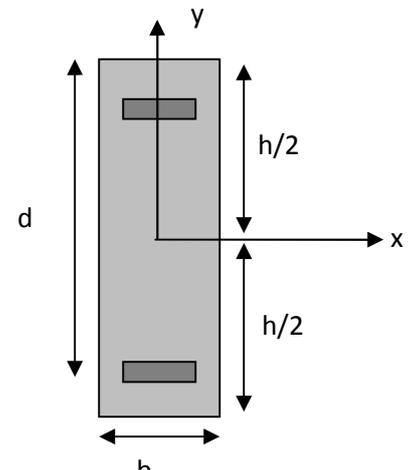
La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003

**b) Les armatures horizontales :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.



FigureV.5: Section du voile

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_v^{min} /_{voile}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{min} = 0,15 \% b \cdot l)$$

$A_v^{calculée} /_{face}$  : Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{adoptée} /_{face}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$S_t$  : Espacement.

$A_h^{min} /_{voile}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ( $A_{min} = 0,15 \% b \cdot l$ )

$A_h^{calculée} /_{face}$  : Section d'armature calculée ( $A_v^{adoptée} / 4$ ).

$A_h^{adoptée} /_{ml}$  : Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} /_{ml}$  : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

**- Calcul du ferrailage du voile :**

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

**Voile sens xx : (Vx 1)**

Niveau	S-Sol , RDC	1,2 et 3 <sup>eme</sup> étage	4,5et 6 <sup>eme</sup> étage	7,8,9 et 10 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	340x20	340x15	340x15	340x15
N (KN)	1738.43	2055.434	1505.52	337.6
M (KNm)	1920.8677	518.0235	836.55	30.4
V (KN)	510.563	446.17	278.34	110.7
Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	10.2	10.35	10.35	10.35
A calculée/ face (cm <sup>2</sup> )	41.52	36.01	32.09	21.075
A adopté / face (cm <sup>2</sup> )	44.21	44.21	33.84	24.86
Nombre de barres/face	22T16	22T16	22T14	22T12
St (cm)	25	25	25	25
A <sub>h</sub> calculée/face (cm <sup>2</sup> )	10.55	10.55	8.07	5.93
A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	7.43	6.75	6.75	6.75
A <sub>h</sub> adoptée/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3,95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25

**Tableau V.13 : Ferrailage du voile Vx1**

Voile sens xx : (Vx 2)

Niveau	S-Sol , RDC	1,2 et 3 <sup>eme</sup> étage	4,5et 6 <sup>eme</sup> étage	7,8,9 et 10 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	340x20	340x15	340x15	340x15
N (KN)	1683.43	2075.434	1505.52	342.5
M (KNm)	1919.8677	525.0235	828.5	29.98
V (KN)	604.074	498.967	-267.055	-137.63
Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	10.2	10.35	10.35	10.35
A calculée/ face (cm <sup>2</sup> )	40.44	38.87	33.13	20.45
A adopté / face (cm <sup>2</sup> )	44.21	44.21	33.84	24.86
Nombre de barres/face	22T16	22T16	22T14	22T12
St (cm)	25	25	25	25
A <sub>h</sub> calculée/face (cm <sup>2</sup> )	10.55	10.55	8.07	5.93
A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	7.43	6.75	6.75	6.75
A <sub>h</sub> adoptée/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3.95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25

Tableau V.14 : Ferrailage du voile Vx2

Voile sens xx : (Vx 3)

Niveau	S-Sol , RDC	1,2 et 3 <sup>eme</sup> étage	4,5et 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	150x20	150x15	150x15	150x15
N (KN)	938.765	677.592	476.494	164.896
M (KNm)	-11.9509	34.8152	5.8196	68.7944
V (KN)	91.54	77.143	73.61	54.28
Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	6	4.5	4.5	4.5
A calculée/ face (cm <sup>2</sup> )	13.83	10.74	7.01	3.98
A adopté / face (cm <sup>2</sup> )	16.07	12.3	9.04	6.28
Nombre de barres/face	8T16	8T14	8T12	8T10
St (cm)	25	25	25	25
A <sub>h</sub> calculée/face (cm <sup>2</sup> )	3.51	2.69	1.97	1.37
A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	8.7	6.75	6.75	6.75
A <sub>h</sub> adoptée/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3.95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25

Tableau V.15 : Ferrailage du voile Vx3

**Voile sens xx : (Vx 4)**

Niveau	S-Sol , RDC	1,2 et 3 <sup>eme</sup> étage	4,5 et 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	150x20	150x15	150x15	150x15
N (KN)	-948.765	667.78	480.57	164.896
M (KNm)	-12.2509	25.68	6.457	68.7944
V (KN)	110.711	83.171	75.552	63.78
Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	6	4.5	4.5	4.5
A calculée/ face (cm <sup>2</sup> )	13.99	10.33	7.58	3.98
A adopté / face (cm <sup>2</sup> )	16.07	12.3	9.04	6.28
Nombre de barres/face	8T16	8T14	8T12	8T10
St (cm)	25	25	25	25
A <sub>h</sub> calculée/face (cm <sup>2</sup> )	3.51	2.69	1.97	1.37
A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	8.7	6.75	6.75	6.75
A <sub>h</sub> adoptée/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3.95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25

**Tableau V.16 : Ferrailage du voile Vx4****Voile sens yy : (Vy1)**

Niveau	S-Sol , RDC	1,2 et 3 <sup>eme</sup> étage	4,5 et 6 <sup>eme</sup> étage	7 et 8 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	120x15	120x20	120x15	120x15
N (KN)	1422.534	1224.125	1071.546	723.226
M (KN.m)	72.2922	3.6576	11.2641	21.6317
V (KN)	178.633	134.156	113.918	96.758
Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	4.8	3.6	3.6	3.6
Acalculée/ face (cm <sup>2</sup> )	21.98	17.72	15.64	11.17
A adopté / face (cm <sup>2</sup> )	24.61	20.09	17.27	15.38
Nombre de barres/face	4T20+6T16	10T16	4T16+6T14	10T14
St (cm)	15	15	15	15
A <sub>h</sub> calculée/face (cm <sup>2</sup> )	5.65	4.52	3.93	3.46
A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	9	6.75	6.75	6.75
A <sub>h</sub> adoptée/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3,95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25

**Tableau V.17 : Ferrailage du voile Vy 1**

Voile sens yy : (Vy2)

Niveau	S-Sol , RDC	1,2 et 3 <sup>eme</sup> étage	4,5 et 6 <sup>eme</sup> étage	7 ,8,9et 10 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	300x20	300x15	300x15	300x15
N (KN)	2154.28	1566.792	1675.576	931.715
M (KN.m)	-224.2481	-1258.6727	-881.2861	-36.8716
V (KN)	-390.666	-351.715	-296.909	122.157
Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	12	9	9	9
Acalculée/ face (cm <sup>2</sup> )	34.19	25.74	15.2	13.92
A adopté / face (cm <sup>2</sup> )	36.18	27.69	20.34	14.13
Nombre de barres/face	18T16	18T14	18T12	18T10
St (cm)	25	25	25	15
A <sub>h</sub> calculée/face (cm <sup>2</sup> )	9.04	6.92	5.08	3.53
A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	9	6.75	6.75	6.75
A <sub>h</sub> adoptée/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3.95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25

Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vy 2

Voile sens yy : (Vy3)

Niveau	S-Sol , RDC	1,2 et 3 <sup>eme</sup> étage	4,5 et 6 <sup>eme</sup> étage	7 ,8,9et 10 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	300x20	300x15	300x15	300x15
N (KN)	1883.161	1627.105	1675.576	931.715
M (KN.m)	-176.3414	67.1385	-881.2861	-36.8716
V (KN)	-398.754	269.053	201.45	-164.118
Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	12	9	9	9
Acalculée/ face (cm <sup>2</sup> )	29.6	24.35	16.42	13.29
A adopté / face (cm <sup>2</sup> )	30.54	27.72	20.34	14.13
Nombre de barres/face	6T16+12T14	18T14	18T12	18T10
St (cm)	25	25	25	15
A <sub>h</sub> calculée/face (cm <sup>2</sup> )	7.63	6.92	5.08	3.53
A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	9	6.75	6.75	6.75
A <sub>h</sub> adoptée/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95	3.95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25	25

Tableau V.19 : Ferrailage du voile Vy 3

## Voile sens yy : (Vy4)

Niveau	S-Sol , RDC	1,2 et 3 <sup>eme</sup> étage	4,5 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	120x20	120x15	120x15
N (KN)	788.253	679.506	539.942
M (KN.m)	-124.3167	-31.288	-59.8699
V (KN)	38.542	-65.931	39.571
Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	4.8	3.6	3.6
Acalculée/ face (cm <sup>2</sup> )	15.79	12.59	9.91
A adopté / face (cm <sup>2</sup> )	18.09	13.86	10.17
Nombre de barres/face	9T16	9T14	9T12
St (cm)	15	15	15
A <sub>h</sub> calculée/face (cm <sup>2</sup> )	7.98	3.46	2.54
A <sub>h</sub> min (cm <sup>2</sup> )	9	6.75	6.75
A <sub>h</sub> adoptée/ml (cm <sup>2</sup> )	3.95	3.95	3.95
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T10	5T10
St (cm)	25	25	25

Tableau V.20 : Ferrailage du voile Vy 4

## VI.4.4 .Schémas de ferrailage:

On prend comme exemple de ferrailage le voile Vy3 au niveau de RDC ( $L \times e = 300 \times 20 \text{ cm}^2$ ) :

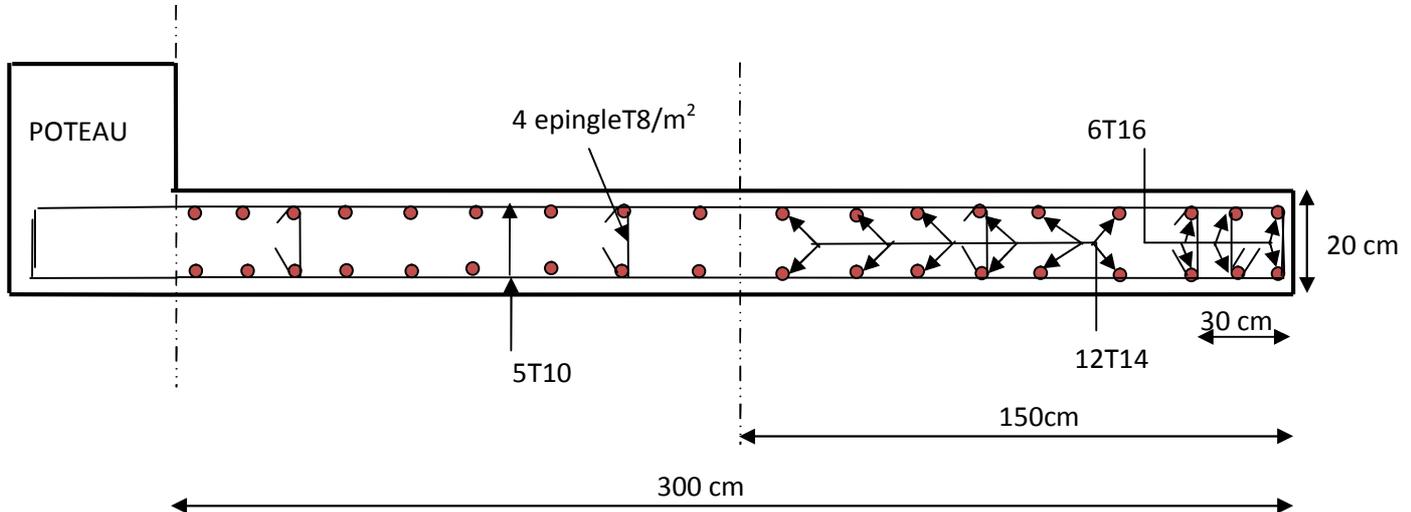


Fig. V.6 :Schéma de ferrailage du voile Vy3 RDC

## V .5 .Conclusion:

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI  
Etude  
des fondations

**VI .1.Introduction:**

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

**VI .2. Choix du type de fondation:**

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2,9 m, du niveau de base, et un taux de travail de 1,8 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G \pm E$

**VI.2.1Vérification des semelles isolées:**

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section ( $a \times b$ ) d'où les semelles sont rectangulaires ( $A \times B$ ).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :  $N=3663.641\text{KN}$

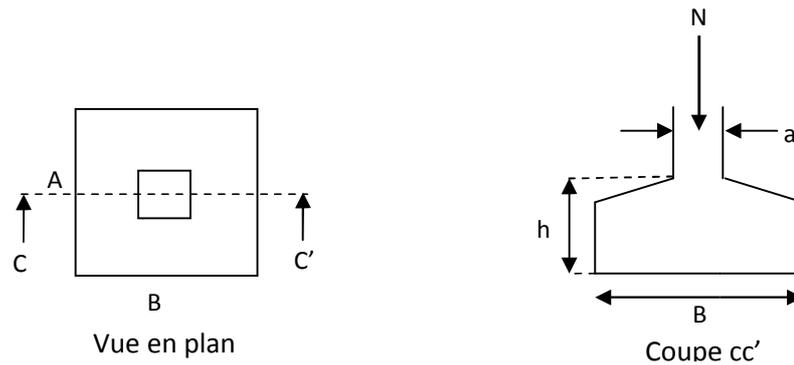


Figure VI.1.Schéma de la semelle isolée

$$B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2436.79}{180}} = 3.68m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

**VI.2.2Vérification des semelles filantes**

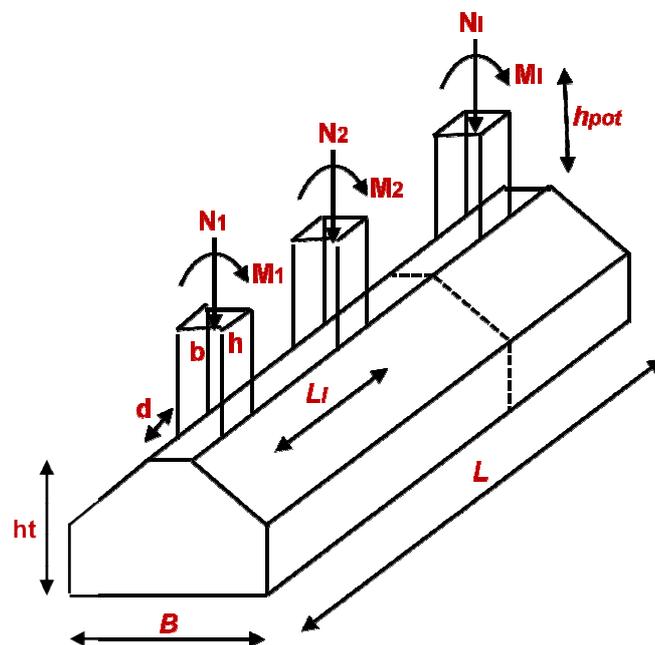


Fig. VI.2. semelles filantes sous poteaux

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 3 poteaux.

**Portique sens X-X:**

$$N = \sum N_i = 15611.36KN$$

$$L = 25.9m$$

La vérification à faire est :  $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{15611.36}{180 \times 25.9} = 3.34m$$

**Portique sens Y-Y:**

$$N = \sum N_i = 7008.48KN$$

$$L = 10m$$

La vérification à faire est :  $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7008.48}{180 \times 10} = 3.89m$$

**Remarque :** On a l'entre axe des deux portiques adjacent est de 4.00m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

### VI.2.3 Radier général:

Le radier travaille comme un plancher renversé.

#### VI.2.3.1. Dimensionnement

**-Condition de coffrage**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$L_{max} = 5.05m \Rightarrow h_r = 50.5cm \text{ on prend } h_r = 60cm.$$

**-Condition de rigidité:**

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.05^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 73.64 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_t = 0.8 \text{ m} \text{ Pour les nervures du radier.}$$

$$h_r = 0.60 \text{ m} \text{ Pour le radier.}$$

**Calcul de la surface du radier :**

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 34283.32 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{34283.32}{180} = 190.46 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} < S_{bat} = 259 \text{ m}^2. \Rightarrow \text{Le radier comporte pas de débord}$$

$$S_{rad} = S_{bat} = 259 \text{ m}^2$$

$$\text{On opte pour une surface : } S_{radier} = 259 \text{ m}^2$$

**VI.2.3.2 Les vérifications:**

**a. Vérification de la poussée hydrostatique**

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

$$F : \text{Coefficient de sécurité} = 1,5$$

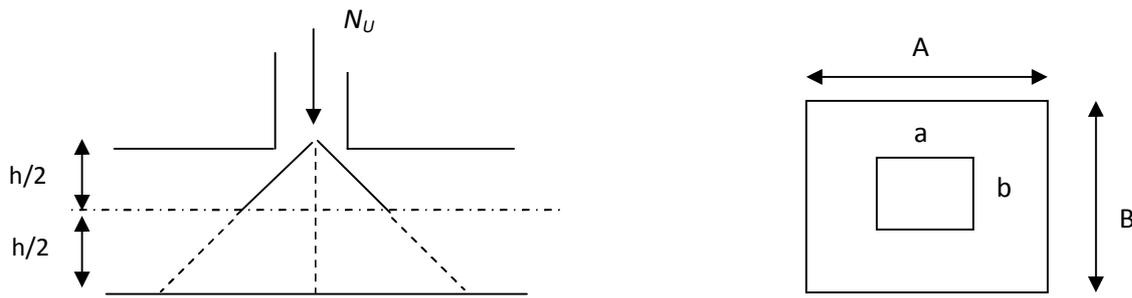
$$H : \text{la hauteur d'ancrage du bâtiment} = 3.7 \text{ m}$$

$$S : \text{surface totale du bâtiment} = 259 \text{ m}^2$$

$$\gamma : \text{Poids volumique de l'eau} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$P = 1.5 \times 3.7 \times 259 \times 10 \text{ KN} = 14374.5 < N = 34283.32 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b. Vérification au poinçonnement :**



**Fig. VI.3: Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée**

Il faut vérifier que :  $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  (BEAL, A.5.2.42)

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$h$  : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve :  $U_c = 4.8m.$

$$N_u = 2436.79KN$$

$$N_u = 2.436MN \leq 0.045 \times 4.8 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 2.81MN . \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c. Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5 MPa$$

On considère une bande de largeur  $b = 1m.$

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{46897.62 \times 5.05 \times 1}{2 \times 259} = 457.2KN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 60 = 54cm$$

$$\tau_u = \frac{457.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.84MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa. \quad \text{Condition vérifiée}$$

**d. Vérification des contraintes dans le sol:**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

**Dans le sens xx**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

$M_y$  : Moment sismique à la base

$N=34283.3\text{KN}$  et  $M_y=127188.1 \text{ KN.m}$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 12.95\text{m}$$

$$Y_g = 5\text{m}$$

$$I_{xx} = 2158.33\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 14478.31\text{m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{34.283}{259} + \frac{127.188 \times 12.95}{14478.31} = 0.23\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{34.283}{259} - \frac{127.188 * 12.95}{14478.31} = 0.015\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.23 + 0.015}{4} = 0.17\text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.18\text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sensxx

**Dans le sens yy**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$N=34283.3\text{KN}$  et  $M_x=70973.39 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{34.283}{259} + \frac{70.973 \times 5}{2158.33} = 0.29\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{34.283}{259} - \frac{70.973 \times 5}{2158.33} = -0.032 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.27 - 0.03}{4} = 0.19 \text{MPa} \geq \sigma_{sol} = 0.18 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

On doit ajouter le débord dans le sens Y-Y. Soit  $D=50\text{cm} \Rightarrow S_{rad} = 302.5\text{m}^2$ .

$$\sigma_1 = 0.24 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = -0.014 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.24 - 0.014}{4} = 0.17 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.18 \text{MPa}$$

La contrainte est vérifiée

### e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx} : e = \frac{127188.1}{34283.3} = 3.7\text{m} < \frac{25.9}{4} (= 6.47\text{m})$$

$$\text{Sens yy} : e = \frac{70973.39}{34283.3} = 2.07\text{m} < \frac{11}{4} (= 2.75\text{m})$$

### VI.3 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### A. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{53023.235}{295.9} = 179.19 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{38820.8}{295.9} = 131.19 \text{KN} / \text{m}^2$$

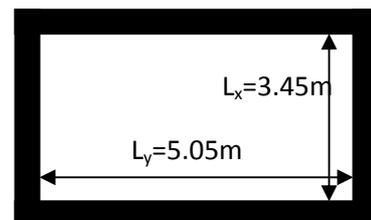


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.683 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

**i. ELU ( $\nu = 0$ )**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 148.125 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 59.75369931 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 125.9 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 50.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -74.06 \text{ m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -29.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = 329.89 \text{ KN}$$

**ii. ELS ( $\nu = 0.2$ )**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 117.15 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 65.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 99.58 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 55.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -58.57 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -32.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**B. Ferrailage:**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.60) m<sup>2</sup>, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ;  $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	125.9	6.68	5.56	5HA14=7.69	25
	En appuis	- 74.06	2.67		5HA12=5.65	25
Sens yy	En travée	50.79	3.9	4.8	5HA12=5.65	25
	En appuis	-29.87	1.56		5HA12=5.65	25

**Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier**

**C. Vérifications à l'ELS:**

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201MPa.$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KNm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	xx	99.58	7.69	3.4	250.91	15	201,6
	yy	55.6	5.65	2.41	189.07	15	201,6
Appui	xx	58.57	5.65	2.54	199.18	15	201,6
	yy	32.7	5.65	1.42	111.22	15	201,6

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le radier**

La contrainte des aciers  $\sigma_s$  dans la travée X-X n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers. Le ferrailage final tableau suivant :

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KNm)	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	xx	99.58	5T16 = 10.048	3.39	193.78

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes nouvelles

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 329.8 MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.61 MPa < 1.25 MPa.$$

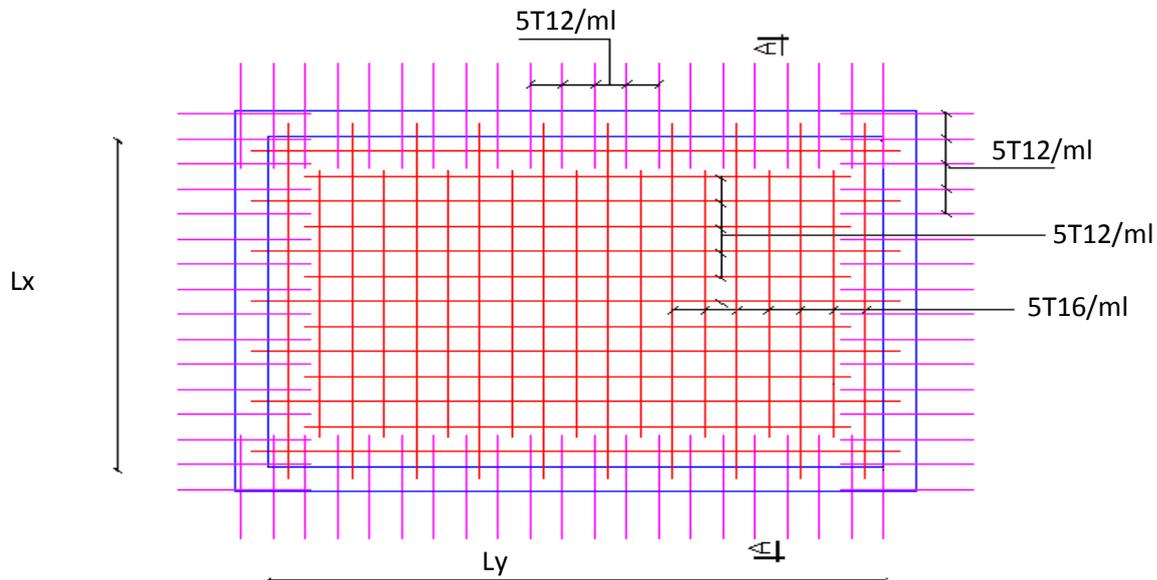
➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(17.1; 50; 16) = 16 mm \text{ soit } \phi_t = 10 mm.$$

➤ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l \min}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 16) = 12 cm \text{ soit } S_t = 10 cm.$$

**VI.3.1 : Schéma de ferrailage :**



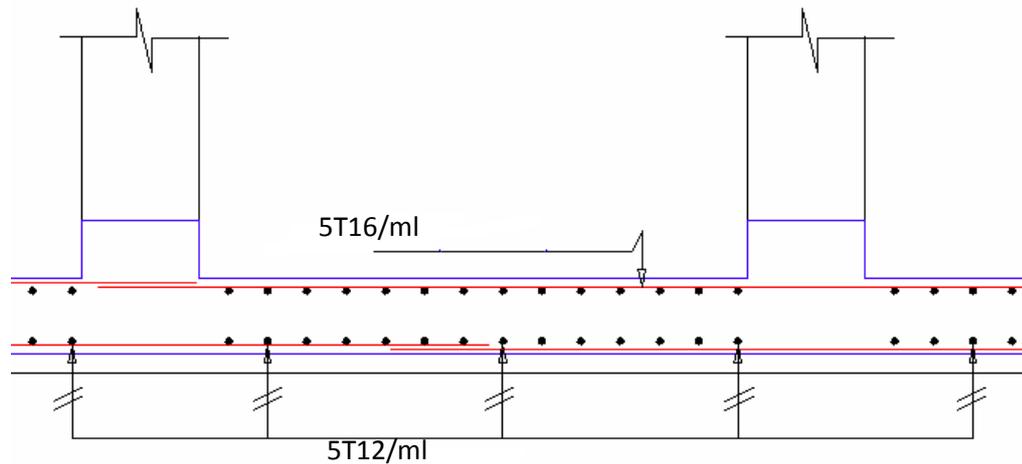


Fig. VI.5: Schéma de ferrailage de la dalle

### VI.3.2 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 50cm de largeur

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 175.28 \times \frac{0.5^2}{2} = 21.91 \text{KN.m}$$

$$A = 3.87 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

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

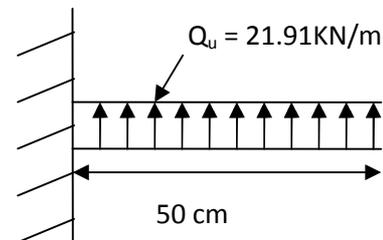


Figure VI.6 : Répartition des efforts sur le débord

### Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 201,74 \times 0,9 = 181,56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{181.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.55} = 0.33 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.3.3.Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

#### a.Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations:

Pour simplifie les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

- Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

▪ Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

$q_M$  : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

$q_V$  : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

$l_{xd}$  : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$l_{yd}$  : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

$l_{xg}$  : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$l_{yg}$  : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

**Ferraillage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferraillées à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment (KN.m)	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Appuis	X-X	339.933	15.03	13.48	8T16=16.07
	Y-Y	578.89	4.98	23.88	4T25+4T14=25.77
Travée	X-X	302.56	15.03	11.73	8T14=12.30
	Y-Y	420,43	11.22	16.47	4T20+4T14=18.71

**Tableau VI.4** : Tableau du ferraillage des nervures

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
xx	355.73	0.72	Vérifiée
yy	466.86	1.13	Vérifiée

**Tableau VI.5 :Vérification de l'effort tranchant dans les nervures**

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

**b. Vérification à l'ELS:**

**État limite de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
appuis	X-X	248.92	8T16=16.07	20.16	5.56	226
	Y-Y	423.83	4T25+4T14=25.77	26.19	8.87	248.16
Travées	X-X	221.51	8T14=12.30	11.84	3.17	253
	Y-Y	308.03	4T20+4T14=18.71	16.3	4.38	236.63

**Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.**

On remarque que les contraintes dans l'acier ( $\sigma_s$ ) au niveau des travées et les appuis ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		A adoptée (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)
Appuis	X-X	4T20+4T16=20.59	178.89
	Y-Y	4T25+4T20=32.18	200.11
Travées	X-X	4T20+4T16=12.30	162.5
	Y-Y	4T20+2T25+2T16	169.9

Tableau VI.7 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures

**Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.8.; 65; 25) \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

**Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{t_{min}}; 30cm\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 19.2; 30) = 20cm \quad \text{Soit } S_t = 10cm.$$

**d-schémas de ferrailage des nervures**

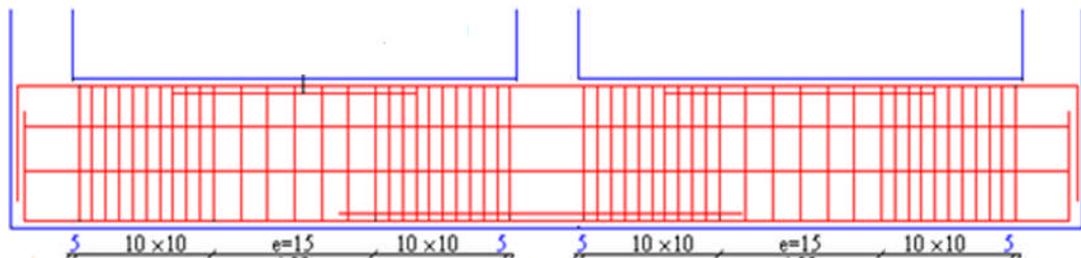


Figure VI.7 : Dispositions constructives des armatures dans la nervure

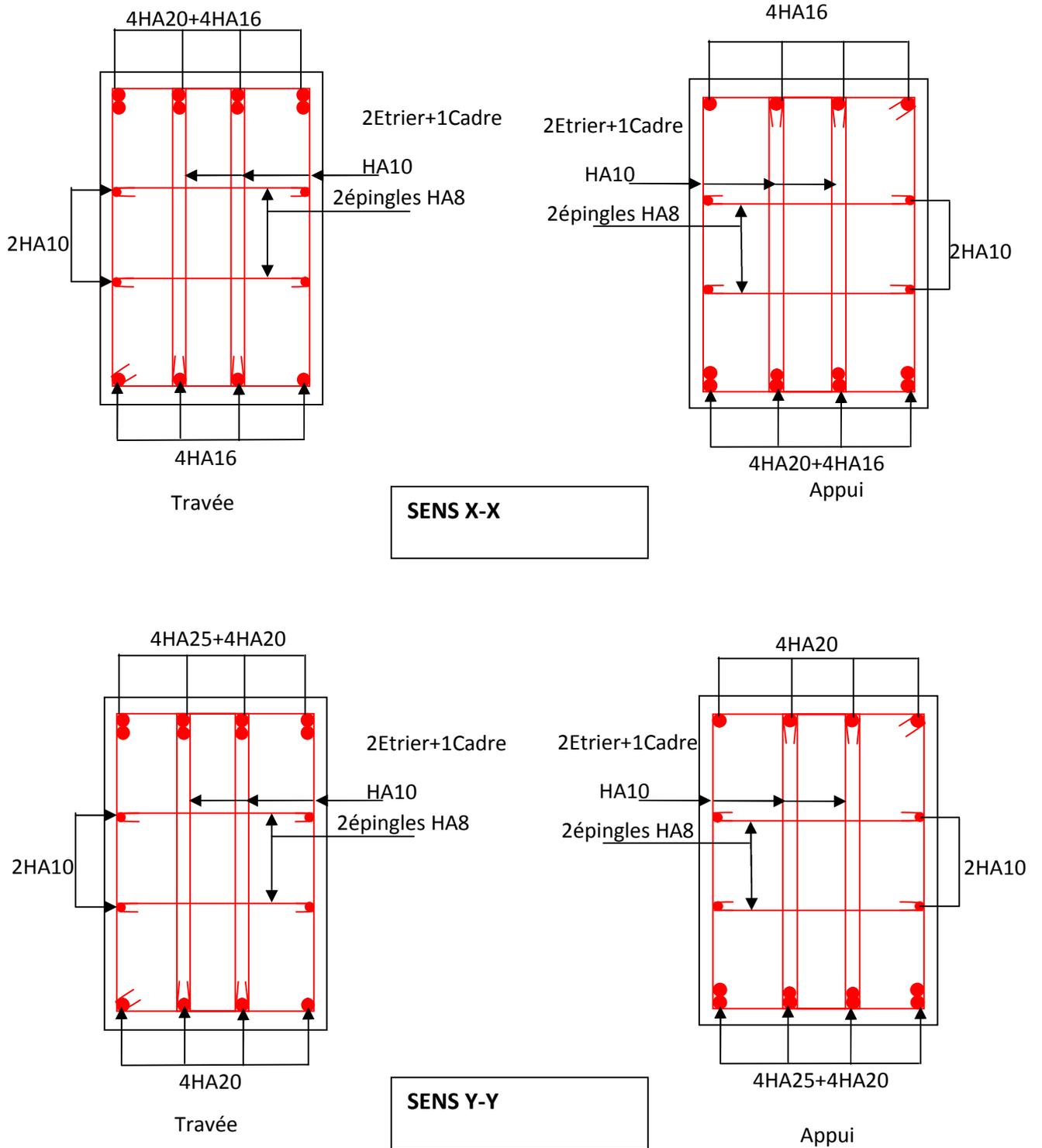


Figure VI. 8: Schémas de ferrailage des nervures

**VI.4 .Voile périphérique:****VI.4.1 Introduction :**

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale  $e_p \geq 15$  cm. On prend  $e_p = 20$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur 4 appuis
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

**VI.4.2 Caractéristiques des voiles :**

- Hauteur  $h = 2.55$  m.
- Epaisseur  $e = 20$  cm.
- Largeur  $L = 5.05$  m

**VI.4.3 Caractéristiques du sol :**

- Poids spécifique :  $\gamma = 20$  KN/m<sup>3</sup>.
- Angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$

**VI.4.4 Méthode de calcul :**

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge accidentelle estimée a  $Q = 10$  KN/ml

$\gamma$  : Poids spécifique du sol  $\gamma = 20$  KN/m<sup>3</sup>

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sous-sol  $\varphi = 25^\circ$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres  $K_a = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.4$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.4$$

$\delta$  : Angle de frottement sol structure on prend  $\delta = 0$

➤ **Sollicitations :**

**a. Poussée des terres :**

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 20.4 \text{ KN/m}^2.$$

**b. Charge due à la surcharge :**

$$P_2 = K_a' \cdot Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

**VI.4.5 Ferrailage :**

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 33.54 \text{ KN/m}^2$$

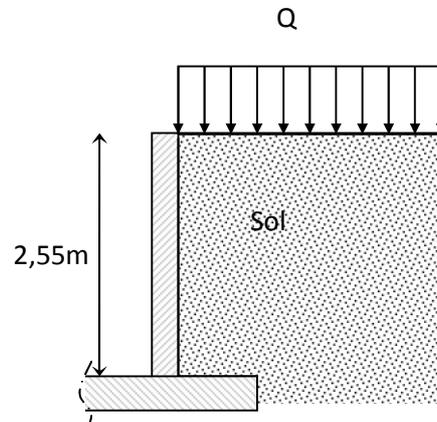


Fig. VI.9 : Voile périphérique

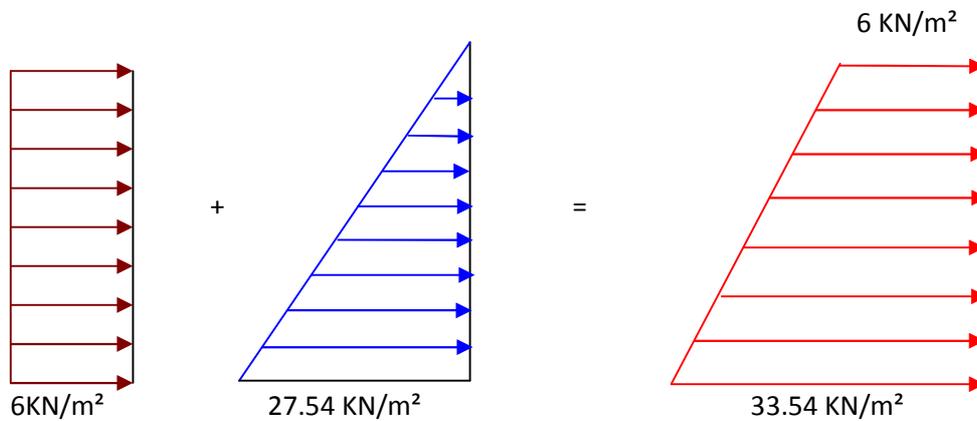


Fig. VI.10 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26.65 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 26.65 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.55m; L_y = 5.05m ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.5 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u ; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.49 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 16.73 \text{ KN} \times m. ; M_{0y} = 4.18 \text{ KN} \times m$$

$$M_{ty} = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 14.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 8.36 \text{ KN.m}$$

	Sens	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
travée	XX	14.22	2.44	1.99	5T10=3.92	25
	YY	3.55	0.6	1.6	5T10=3.92	25
Appui	X-X	8.36	1.43	1.99	5T10=3.92	25
	Y-Y					

**Tableau VI.8 : Section des armatures du voile périphérique.**

**Vérifications à l'E.L.U**

Avec  $A_{min} = 0.1\% b \times h$  .....condition exigée par le RPA.

**Les espacements**

**Armatures // L<sub>x</sub> :** St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

**Armatures // L<sub>y</sub> :** St ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

**Vérification de l'effort tranchant:**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

On a  $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 53.92 \text{ KN}$ .

$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 22.65 \text{ KN}$ .

$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25$  .....condition vérifiée.

**a) Vérifications à l'E.L.S:**

$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 19.3 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = 0.1000; \mu_y = 0.3671$  (Annexe I)

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 12.54 \text{ Kn.m}$

$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 4.6 \text{ Kn.m}$

$M_{lx} = 10.66 \text{ KN.m}; M_{ly} = 3.91 \text{ KN.m}; M_{ap} = 6.27 \text{ KN.m}$

**Vérification des contraintes:**

- Dans le béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  .

- Dans l'acier : La fissuration est considéré nuisible.

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}$

		M(KN.m)	Y (m)	I(m <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Travée	XX	10.66	0.039	0.00012	3.46	173	Vérifier
	YY	3.91	0.039	0.00012	1.27	63.65	Vérifier
Appuis		6.27	0.039	0.00012	2.03	113.25	Vérifier

**Tableau VI.9 : vérification des contraintes pour le voile périphérique.**

## VI.4.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

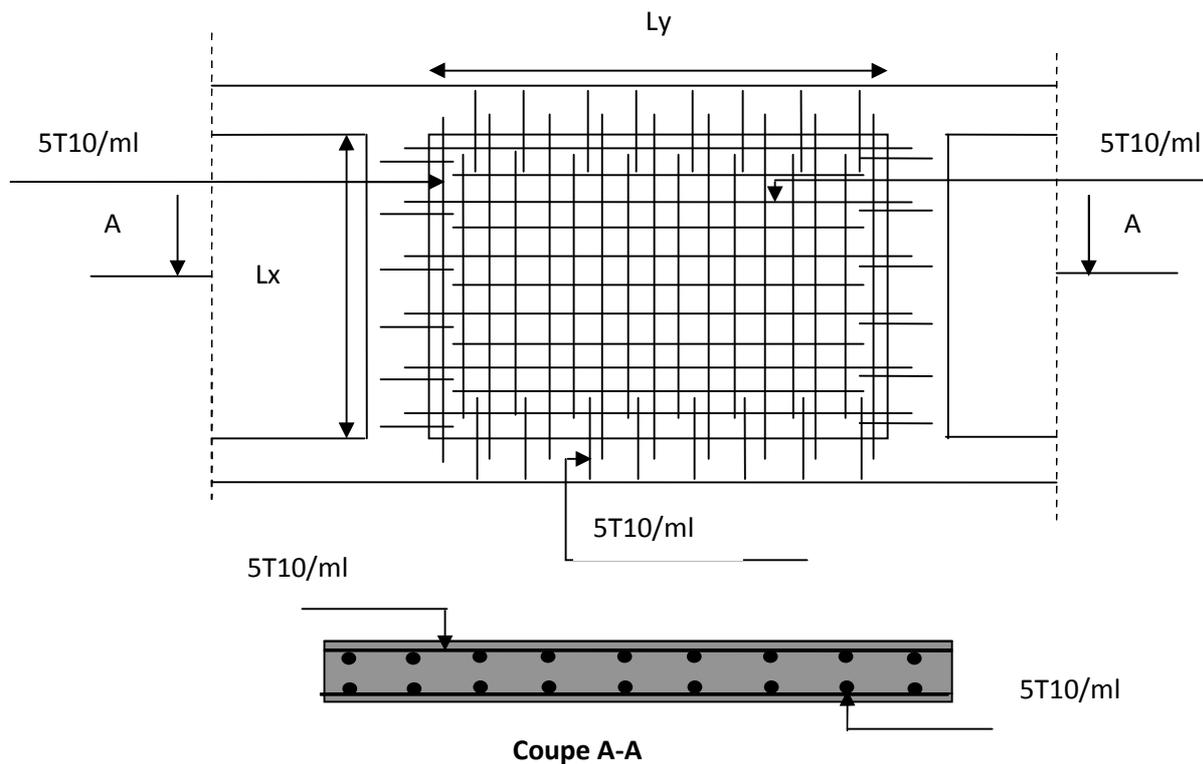


Fig. VI.11: ferrailage du voile périphérique

## VI .5. Conclusion:

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 60cm

Sections des nervures ;  $(b \cdot h) = (65 \cdot 80) \text{ cm}^2$  sens(X-X)

$(b \cdot h) = (55 \cdot 80) \text{ cm}^2$  sens(Y-Y)

# Conclusion

### Conclusion générale:

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes classique qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latéral. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionné. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci notre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude et de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers a travers les cas

étudiés dans se mémoire, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature , en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver a une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important ( aspect économique ) .

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

# Bibliographie

# Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- ✓ Victor Davidovici (Aide – mémoire de béton armé).
- ✓ Cahiers de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

# ANNEXES

## Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

### Annexe 3

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33