

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil*  
*Option : Structures*

## Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+entre sol) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

**M<sup>er</sup> . KHELFA Faouzi**  
**M<sup>er</sup> .SIDANI Menad**

### Encadreur :

**M<sup>er</sup> . BOUKELLOUDA**

### Jury:

**M<sup>me</sup> . CHEIKH AMER**  
**M<sup>me</sup> . GUENOUNOU**

**Promotion 2020-2021**

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>1 CHAPITRE PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	
INTRODUCTION .....	2
PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET ARCHITECTURALES .....	2
LOCALISATION DU PROJET .....	3
REGLEMENT ET NORMES UTILISEES .....	3
ACTIONS ET SOLLICITATIONS .....	4
Caractéristiques des matériaux.....	5
<b>2 CHAPITRE 2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....</b>	<b>11</b>
INTRODUCTION .....	11
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	11
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX .....	14
EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....	17
DESCENTE DE CHARGE.....	21
VERIFICATION POUR LE POTEAU .....	22
CONCLUSION .....	24
<b>3 CHAPITRE 3</b>	
<b>ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES .....</b>	<b>25</b>
INTRODUCTION .....	25
ETUDE DES PLANCHERS .....	25
ETUDE DE L'ACROTERE.....	35
ETUDE DES DALLES PLEINES : .....	37
CALCUL DES BALCONS :.....	41
ETUDE DES ESCALIERS .....	43
Etude de la poutre palière .....	50
Etude de la poutre de chaînage .....	52
<b>4 CHAPITRE 4 ETUDE DYNAMIQUE .....</b>	<b>54</b>
INTRODUCTION .....	54
METHODE DE CALCUL : .....	54
VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA99/VERSION2003.....	55
CONCLUSION .....	62
<b>5 CHAPITRE5 ETUDE DES ELEMENTS</b>	
<b>STRUCTURAUX .....</b>	<b>63</b>
INTRODUCTION .....	63
5.1 ETUDE DES POTEAUX .....	63
5.2 ETUDE DES POUTRES : .....	71
5.3 ETUDE DES VOILES : .....	77
<b>6 CHAPITRE 6 ETUDES DES FONDATION .....</b>	<b>82</b>
INTRODUCTION .....	82
6.1 CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS .....	82
6.2 COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDERER.....	82
6.3 ETUDE DES FONDATIONS.....	82

6.4	FERRAILLAGE DU RADIER: .....	86
6.5	CALCUL DES NERVURES.....	88
6.5	ETUDE DU VOILE PEREPHIRIQUE.....	91
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>95</b>

## Sommaire des figures

### Chapitre 1 :

1.1 Vue en plan.....	2
1.2 Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton .....	6
1.3 Diagramme des contraintes déformation du béton.....	7
1.4 Diagramme des contraintes limite.....	8
1.5 Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	10

### Chapitre 2 :

2.1 Disposition des poutrelles RDC et 1ere étage.....	11
2.2 Plancher à corps creux.....	12
2.3 dalle pleine D1.....	12
2.4 dalle pleine D2.....	12
2.5 Acrotère.....	15
2.6 Schéma d'escalier.....	16
2.7 Poteaux le plus sollicité.....	20
2.8 Schéma statique de la descente de charge.....	20
2.9 Surface afférente.....	20

### Chapitre 3 :

3.1 Schéma statique de la poutrelle.....	1
3.2 Différentes types de poutrelles.....	2
3.3 Schéma statique de la poutrelle type 5 .....	2
3.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	33
3.5 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	34
3.6 Acrotère.....	35
3.7 Section à ferrailer .....	36
3.8 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	37
3.9 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	41
3.10 Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	43
3.11 1 <sup>er</sup> type d'escalier.....	43
3.12 Schéma statique du type 1.....	44
3.13 Schéma de ferrailage des escaliers type I.....	46
3.14 2 <sup>em</sup> type d'escalier.....	46
3.15 Schéma de ferrailage des escaliers type II.....	48
3.16 Schéma statique de la poutre palière.....	48
3.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	51
3.18 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	53

### Chapitre 4 :

4.1 Vue en 3D.....	56
4.2 Disposition des voiles.....	57
4.3 Mode1:translation selon Y.....	58
4.4 Mode2:translation selon X.....	58
4.5 mode3Rotation selon Z.....	58

## **Chapitre 5 :**

5.1 Zone nodale.....	64
5.2 Section d'un poteau.....	68
5.3 Disposition des armatures des poteaux.....	70
5.4 Schéma de ferrailage des poteaux.....	70
5.5 Schémas de ferrailage des poutres.....	77
5.6 Voile simple.....	77
5.7 Voile composé.....	77
5.8 Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	78
5.9 Schéma de ferrailage du voile RDC.....	81

## **Chapitre 6 :**

6.1 Semelle filante sous poteaux.....	82
6.2 Schéma du poinçonnement.....	84
6.3 Schéma de ferrailage du radier.....	88
6.4 Schéma statique équivalent.....	89
6.5 Schéma de ferrailage de la nervure.....	91
6.6 Diagramme des contraintes.....	92
6.7 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	94

## Sommaire des tableaux

### Chapitre 1 :

1.1 $f_e$ En fonction du type d'acier.....	9
--	---

### Chapitre 2 :

TabII. 1 : Charge permanente revenant à l'acrotère.....	15
TabII.2 : évaluation des charges des planchers dalles pleines.....	17
TabII.3 : évaluation des charges des paliers.....	18
TabII.4 : évaluation des charges des volées.....	18
TabII.5 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible .....	18
TabII.6 : évaluation des charges des planchers étages courants.....	19
TabII. 7: évaluation des charges des cloisons extérieures.....	19
TabII. 8: Descente des charges.....	21
TabII-1 Vérification des poteaux à la compression simple.....	23
Tableau II-10: Vérification au flambement des poteaux.....	23

### Chapitre 3 :

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	26
Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type 3)..	27
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 3)..	27
Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	32
Tableau III.7. Vérification de la flèche .....	32
Tableau III.8. Calcul des armatures principales.....	34
Tableau III.5. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	34
Tableau III.10. sollicitation dans l'acrotère.....	35
Tableau III.11 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	39
Tableau III.12: Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	41
TabIII.13 Ferrailage des volées de l'escalier type 1 .....	44
Tab.III.14. Vérification des contraintes.....	45
Tab.III.15. Ferrailage de la volée de l'escalier type 2.....	47
Tab .16III. Vérification des contraintes.....	47
Tab.III.17. Les sollicitations de la poutre palière.....	49
Tab.III.18: ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	49
Tableau III.19: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	51

### Chapitre 4 :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.....	55
Tableau IV.2. Période et taux de participation.....	57
Tableau IV.3 : vérification de la résultante des forces.....	58
Tableau IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	59
Tableau IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens X-X..	59

<b>Tableau IV.6.</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens Y-Y..	59
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	60
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification vis-à-vis des déformations.....	60
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification a L'effet P- $\Delta$ .....	61

### Chapitre 5 :

<b>Tableau V.1 :</b> Armatures longitudinales min et max exigées par le RPA.....	64
<b>Tableau V.2 :</b> Sollicitations et ferrailage des poteaux.....	65
<b>Tableau V. 3 :</b> Armatures transversales des poteaux.....	66
<b>Tableau V.4.</b> Vérification du flambement des poteaux.....	68
<b>Tableau V.5 :</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	69
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	69
<b>Tableau V.7</b> Les armatures longitudinales dans les poutres.....	73
<b>Tableau V.8</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	74
<b>Tableau V.9</b> Vérification au cisaillement.....	74
<b>Tableau V.10</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	74
<b>Tableau V.11</b> Résumé des résultats.....	75
<b>Tableau V.12 :</b> les moments résistant dans les poteaux.....	76
<b>Tableau V.13 :</b> les moments résistant dans les poutres.....	76
<b>Tableau V.14 :</b> Vérification de la zone nodale dans différent étage.....	76
<b>Tableau V.15 :</b> ferrailage du voile Vx2.....	79
<b>Tableau V.16 :</b> ferrailage du voile Vy2.....	80

### Chapitre 6 :

<b>Tableau VI.1.</b> Section des armatures du radier.....	86
<b>Tableau VI.2.</b> Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	88
<b>Tableau VI.3:</b> Tableau du ferrailage des nervures.....	89
<b>Tableau VI.4 :</b> Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	90
<b>Tableau VI.5 :</b> Redimensionnement du Ferrailage des nervures.....	90
<b>Tableau VI.6 :</b> Section des armatures du voile périphérique.....	93
<b>Tableau VI.7 :</b> vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	94

# Symboles et Notations

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition

$A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal

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

$B$  : la largeur (m).

$B_r$  : Section réduite du béton

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

$E_{vj}$  : Module de déformation différée du béton à l'âge de  $j$  jour

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de  $j$  jour

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique de compression à  $j$  jour

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique de traction à  $j$  jour

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

$G$  : Charges permanente

$Q$  : Charges d'exploitation

$E$  : Actions accidentelles

$q_u$  : Charges réparties ultime

$q_s$  : Charges réparties de service

$I$  : Moment d'inertie

$M_u$  : Moment de calcul ultime

$M_s$  : Moment de calcul de service

$N_u$  : Effort normal ultime

$N_s$  : Effort normal de service.

$V$  : Effort tranchant

$S$  : Surface plane de la structure

$d$  : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

$e$  : Epaisseur

$L$  : Longueur

$L_r$  : Longueur de recouvrement



$l_f$  : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$\Lambda$  : Elancement

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$S_t$  : Espacement des armatures

$\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$l_s$  : Longueur de scellement

$\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

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

$\gamma$  : Poids spécifique déjaugé

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

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

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

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$Q$  : Facteur de qualité

$R$  : coefficient de comportement global

$P$  : Poids du radier (KN).

$N$  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

$S_{bat}$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$W$  : poids propre de la structure.

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

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

$Z$  : bras de levier

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

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

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

$\sigma$  : Contrainte normale.

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

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

$k_c$  : Coefficient de portance.

$q_0$  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\sigma_f$  : Contrainte effective finale (bars).

$\tau_{ultim}$  : 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.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de radier (cm)

$h_t$  : hauteur de la nervure (cm)

# ***INTRODUCTION***

L'Algérie est parmi les pays qui est soumis à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts des plaques tectoniques.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitations en R+7 et un entre sol, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail 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 l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

## I. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

### I.1 Présentation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation faisant partie de la coopérative immobilière des forêts (le chêne). Sa structure est en R+7 et un ENTRE SOL, ayant une forme rectangulaire et implantée dans la localité de SAKET wilaya 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.

Notre bâtiment est composé de R+7+et un sous sol, les séparations sont faites en brique creuse et le type d'étanchéité utilisé est de type traditionnel.

### I.2 Caractéristiques de la structure :

#### I.2.1 Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

<input checked="" type="checkbox"/>	Largeur en plan	-----	13,10m
<input checked="" type="checkbox"/>	Longueur en plan	-----	27,35m
<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur du RDC et 1 <sup>er</sup> étage	-----	3,06 m
<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur du sous sol	-----	3,57 m
<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur étage courant	-----	3,06 m
<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur totale	-----	25,28 m.

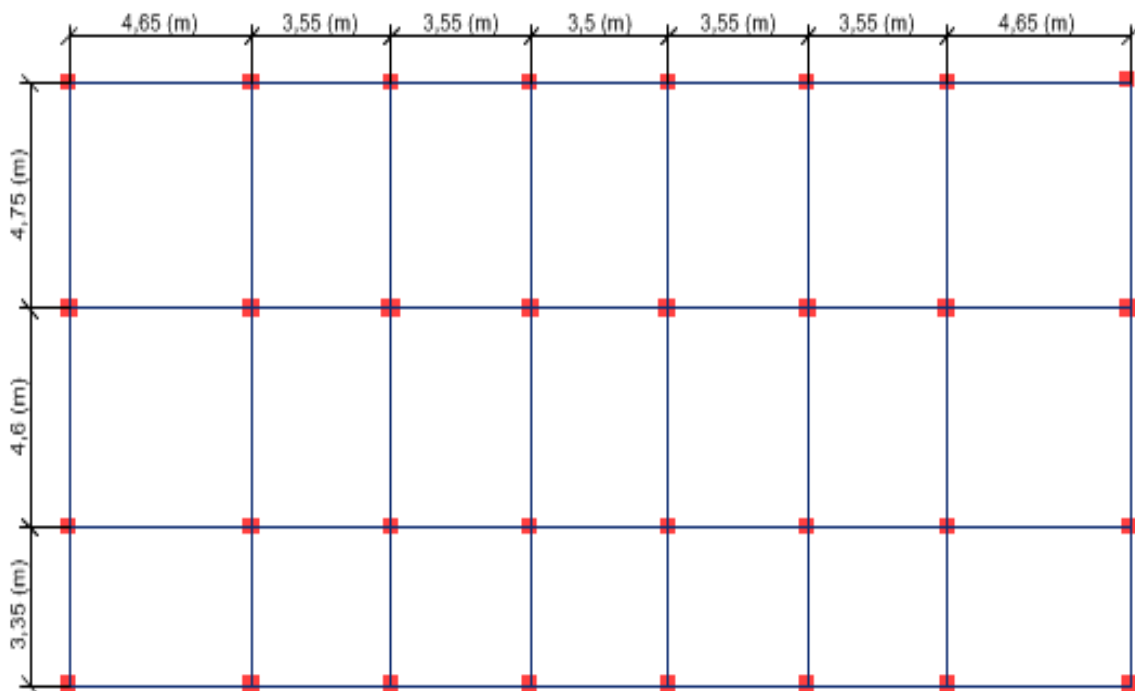


Figure I.1 : Vue en plan

### I.2.2 Données du site :

Le bâtiment est implanté à SAKET wilaya de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1,8$  bars.
- l'ancrage des fondations à une profondeur d'au moins le 1/10 de la hauteur de l'immeuble.
- la couche superficielle allant jusqu'à 1.20m d'épaisseur doit être excavée.
- les caractéristique mécanique des sols au niveau de cette partie :  $C=0.35\text{bar}$  ,  $\varphi = 26^\circ$ .

### I.2.3 Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portiques-voiles. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### I.3 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA 99 /version 2003. (règlement parasismique algérien).
- BAEL91/modifiées 99. (béton aux états limites).
- CBA 93.
- DTR B.C.2.2. (document technique réglementaire).

### I.4 Etat Limites :

#### I.4.1 Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

#### I.4.2 États limite ultimes (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

### **I.4.3 Etats limite de service (ELS) :**

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

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

## **I.5 Actions et sollicitations :**

### **I.5.1 les actions : CBA 93 (art A.3.1.1)**

#### **I.5.1.1 Définitions :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...).

#### **I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :**

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

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

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

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

##### **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

**I.5.1.3 Valeurs de calcul des actions :** Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les

valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

**Combinaison d'action à l'ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21)**

**Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

**Situations accidentelles : (Art. A.3.3.22 BAEL91)**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable. **CBA 93(Art A 3.1.3.1).**

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**Combinaison d'action à l'EL S :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

**I.5.2 Les sollicitations : CBA93 (Art A.3.3.1)**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

**I.6. Caractéristique des matériaux :**

**I.6.1 Le béton :**

**I.6.1.1 Définition:**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement

de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

### I.6.1.2 Résistance caractéristique du béton :

#### Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$ :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

- ☑ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1}) \end{cases}$$

- ☑ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1}) \end{cases}$$

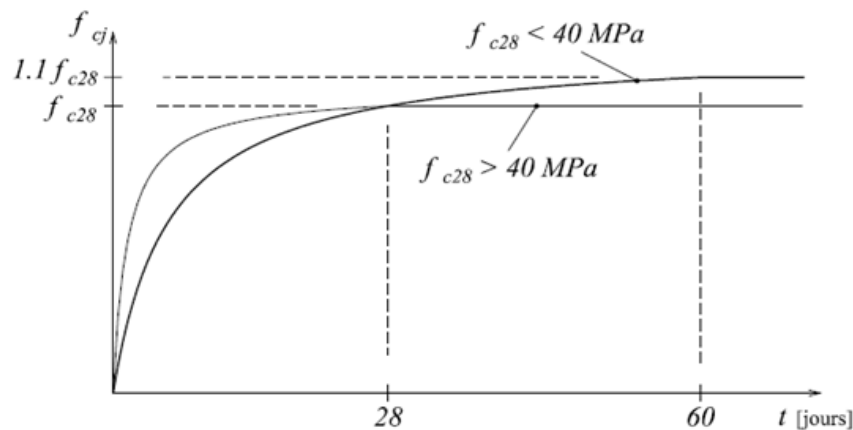


Figure I.1. Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge de béton

#### Résistance à la traction $f_{tj}$ :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ☑ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ☑ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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



$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} . & \text{(CBA .Art : A.2.1.1.2)} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} . & \text{(CBA .Art : A.2.1.1.2)} \end{cases}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

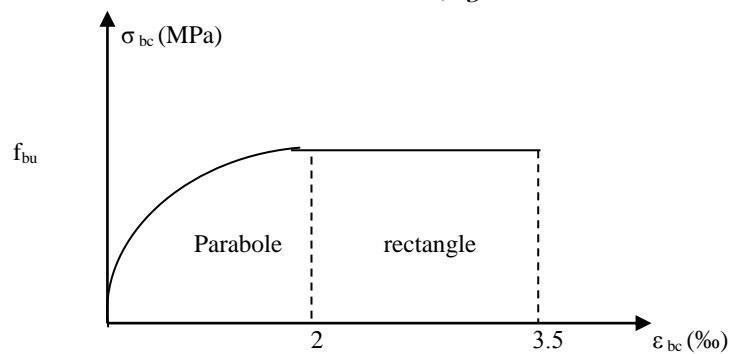
**I.7 Contrainte limite :**

**I.7.1 Etat limite ultime :**

**I.7.1.1 Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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



**Figure I.3 :** Diagramme des contraintes déformation du béton

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.  $\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$  pour :  $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$  pour :  $\gamma_b = 1,15$

**I.7.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$  pour la fissuration préjudiciable.

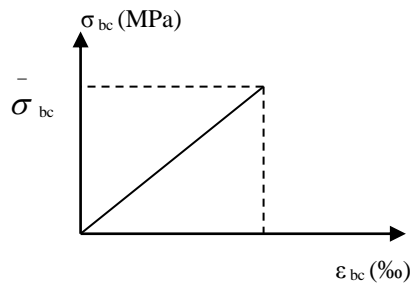
Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc :

$\tau_{Adm} = 3,33 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$  fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$  fissuration préjudiciable.

**I.7.1.3 Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure I.4 :** Diagramme des contraintes limite

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} .$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. (CBA 93 art. A.4.5.2)}$$

#### **I.7.1.4 déformation longitudinale du béton:**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

##### **Le module de déformation longitudinale instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa. (CBA .Art: A.2.1.1.2)}$$

##### **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donnée par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

##### **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

$E$  : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

$$G = 0.5E \text{ a (ELU) , } G = 0.416E \text{ a (ELS)}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

### I.8.1 L'acier :

#### Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s=200\ 000$  MPa.

#### Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

#### Principales armatures utilisés

Tableau I.1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

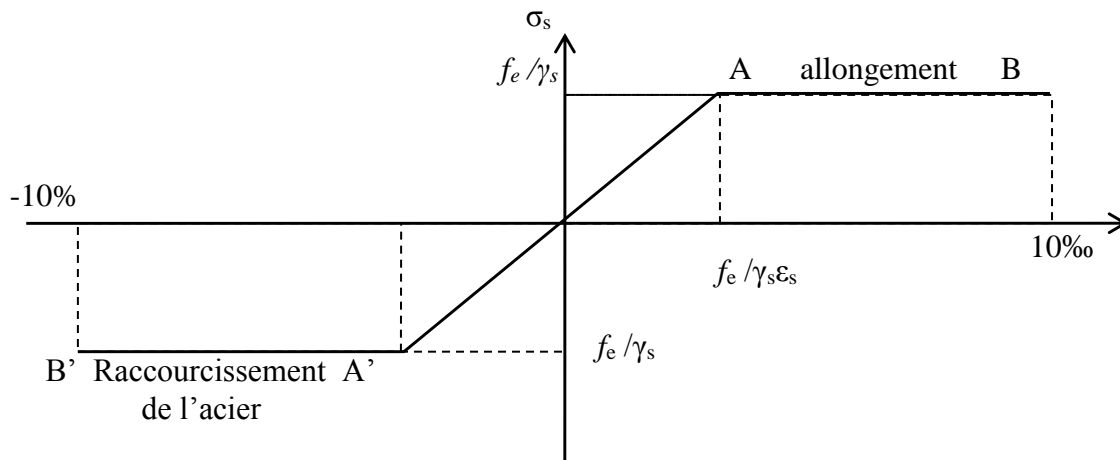
Pour les armatures longitudinales et transversales, FeE215 pour confectionner les étriers, et

FeE215 pour les treillis soudés dans le cas des planchers à corps creux.

**Contrainte limite :**

Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure I.5 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$E_s = 200\,000$  MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

**Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible. aucune vérification a faire.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,60$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## I. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II.1 Les planchers :

#### II.1.1 Introduction :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

#### II.1.2 Planchers à corps creux :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

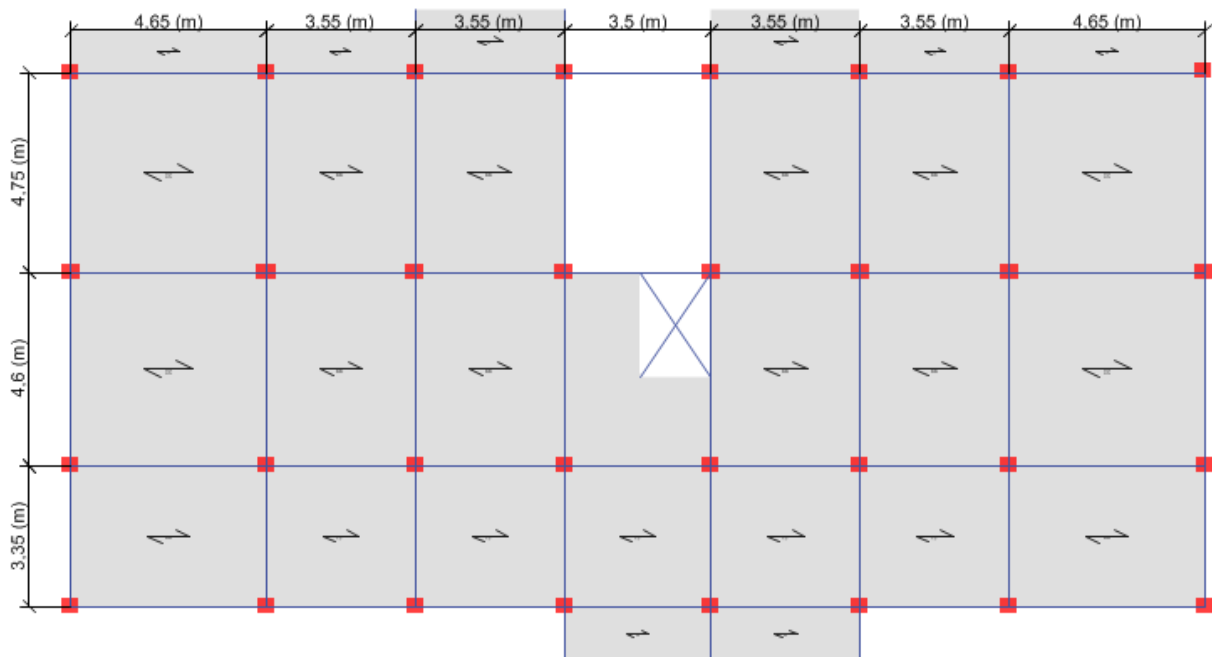


Figure II.1: disposition des poutrelles rdc et 1er étage

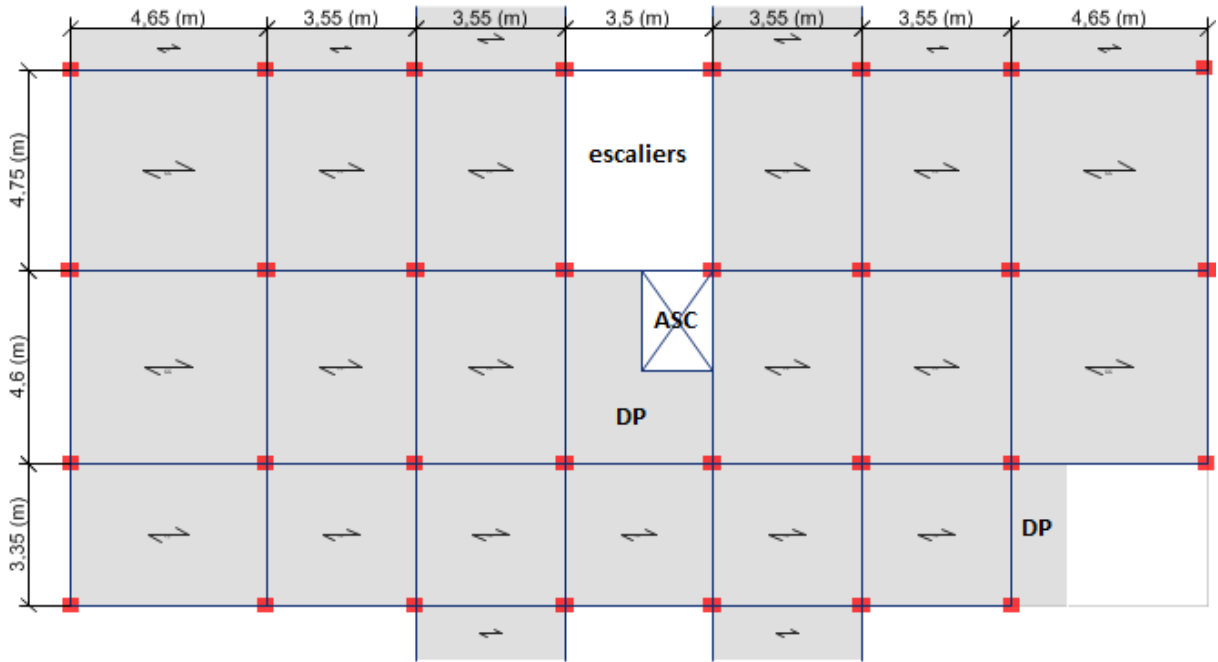


Figure II.2: disposition des poutrelles étage courant.

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{430}{22,5} = 19,11 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20 \text{ cm}$  :

- 16 cm : l'épaisseur de corps creux
- 4 cm : dalle de compression

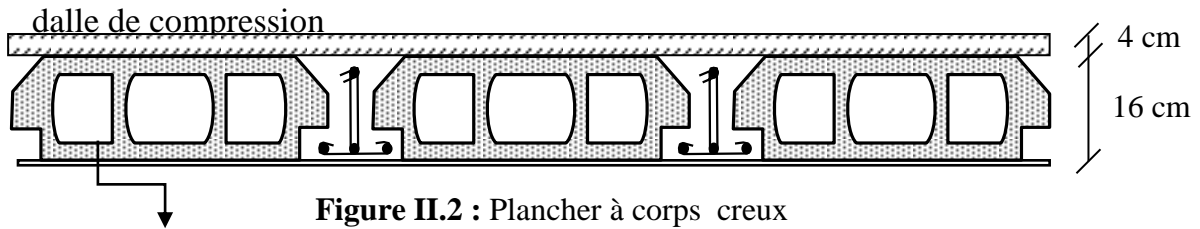


Figure II.2 : Plancher à corps creux

corps creux

**II.1.3 Dalles pleines:** L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

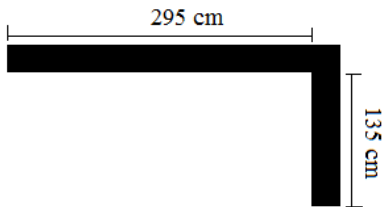


Fig II.3: dalle pleine D1

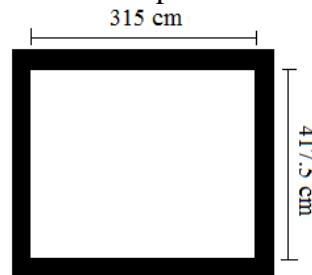


Fig II.4:dalle pleine D2

**Résistance a la flexion :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le  
Nombre des appuis sont les suivantes :

Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas la dalle qui reposent sur 2 appuis a une portée égale à :

$$L_x = 1,35\text{m} = 135\text{cm}.$$

On aura donc pour D1 (dalle sur deux appuis (balcon)) :  $e \geq \frac{135}{20}$

Soit :  $e \geq 6.75$  cm donc : On prend  $e = 14\text{cm}$

Et on aura pour D3 (dalle sur quatre appuis) :  $\frac{315}{45} \leq e \leq \frac{315}{40}$

Soit :  $7 \text{ cm} \leq e \leq 7.875 \text{ cm}$  donc : On prend  $e = 14\text{cm}$

$$l_x = l_y = (a + b) + 2l_s$$

$a = b =$  dimension de l'ascenseur = 1.57m

$l_s =$  longueur du scellement = 400 (HA)

$$l_s = 40 \cdot 10 = 40 \text{ cm}.$$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles  $e = 14 \text{ cm}$  sous réserve de vérifier la condition de flèche.

**Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe feu.

**Isolation phonique :**

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

**II.1.4 Les poutrelles :**

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (0,8 \text{ à } 1,2)$$

On adopte :  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec : **Figure II.5** : schéma des poutrelles

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 320 \text{ cm}$ ).

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{55}{2}, \frac{320}{10} \right)$$

On adopte  $b_1 = 27,5 \text{ cm}$ .

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

$$b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65 \text{ cm} \text{ Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

**II.2 Les poutres :**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé a ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

**II.2.1 Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Leftrightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10}$$

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

$$\Rightarrow 29 \leq h \leq 43,5$$

On prend les poutres principales :  $b \cdot h = (30 \cdot 40)$

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots (2) \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 & h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

**II.2.2 Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

$L_{max}$  : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{max} = 430 \text{ cm} \Rightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}.$$

On prend:  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$



**II.3 Les voiles :**

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d’après le RPA 2003 (article 7.7.1). Le L’épaisseur minimale du voile ( $e_{min}$ ) est de 15cm

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).$$

$$e \geq \max ( e_{min} ; \frac{h_e}{20} )$$

On a:

$h_e = 3,06$  m pour étage courant.

$h_e = 3,57$  m pour S.SOL

D’où :

$$e \geq \frac{337}{20} = 16,85 \text{ cm} (\text{Sous sol}).$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm} (\text{Étages courants}).$$

On adopte :  $e = 18$  cm ..... pour entre sol, RDC.

$e = 15$  cm ..... pour étage courant.

**☑ Vérification :**

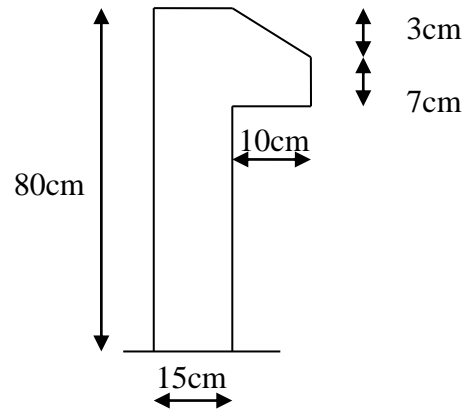
Pour qu’un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{min} \geq 4 e . \quad \text{d'où } L_{min} \geq 80 \text{ cm}$$

Soit : **L = 100 cm.**

**II.4 L'acrotère:**

**II.4.1 calcul de charges :**



**Fig. II.5.** Acrotère

**Tableau II. 1 :** Charge permanente revenant à l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
80	15	0,80 * 0,15 + 0,1 * 0,07 + 0,1 * 0,03 / 2 = 0,1285	0,1285 * 25 = 3,21	0,015 * 18 = 0,27	3,48

☑ La charge totale estimée est : G = 3.48 KN/ml.

☑ La charge d’exploitation est : Q = 1,0 KN/ml..... DTR B.C.2.2.

## II.5 Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière impose un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers, Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

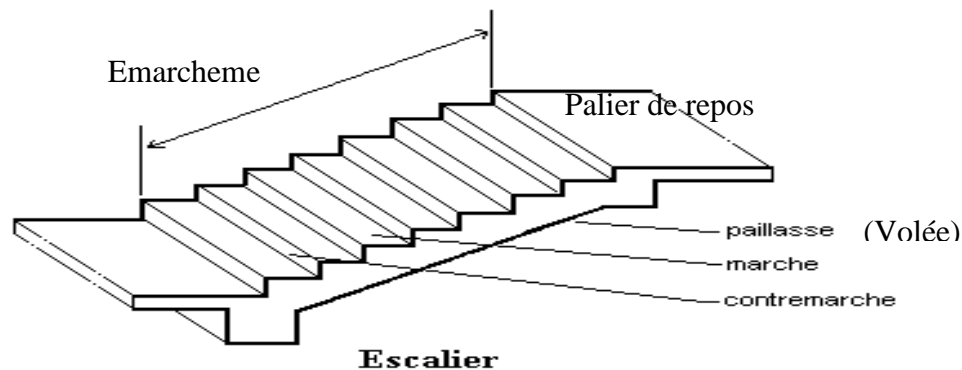


Figure II.6 : Schéma d'escalier.

Pour le dimensionnement des marches ( $g$ ) et les contre marche ( $h$ ) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h+g < 64.$$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} & \text{n : nombre de contre marche.} \\ g = \frac{L}{n-1} & \text{H : hauteur de la volée projetée horizontalement.} \end{cases}$$

$L$  : longueur de la volée.

Soit :

$$H = 1,53\text{m.} \quad L = 2,40\text{m.}$$

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 6.04n + 3 = 0$$

Après la résolution, on trouve :  $n = 9$  contres marches.

$$\text{D'où : } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte:

$$\mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

### Pour sous sol :

Hauteur sous sol : **3,57 m**

Hauteur de la volée (type 1) : **0,85 m.**

Hauteur de la volée (type 2) : **1,70 m.**

Hauteur de la volée (type 3) : **1,02 m.**

Le nombre des marches sous sol est :

**Volé 1 :**  $n = H/h = 0,85/0,17 = 5$  contre marches, donc on aura : **4 marches.**

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 0,85/1,2$  d'où :  $\alpha = 35,31^\circ$ .

La longueur de la volée est :  $L = \frac{0,85}{\sin \alpha} = 1,47 \text{ m}$

**Volé 2 :**  $n = H/h = 1,70/0,17 = 10$  contre marches, donc on aura : **9 marches.**

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 1,70/2,70$  d'où :  $\alpha = 32,19^\circ$ .

La longueur de la volée est :  $L = \frac{1,70}{\sin \alpha} = 3,19 \text{ m}$

**Volé 3 :**  $n = H/h = 1,02/0,17 = 6$  contre marches, donc on aura : **5 marches.**

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 1,02/1,5$  d'où :  $\alpha = 34,21^\circ$ .

La longueur de la volée est :  $L = \frac{1,02}{\sin \alpha} = 1,81 \text{ m}$

Nombre total des marche est : **18 marches.**

**Epaisseur de la volée escalier entre sol :**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \quad .L = L_V + L_P$$

$$L_V = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \rightarrow \sqrt{2,7^2 + 1,7^2} + 0,3 + 1,5 = 4,99 \text{ cm}$$

$$16,63 \text{ cm} < e < 24,95 \text{ cm.}$$

On prend : **e = 18 cm.** Pour les volées

**Epaisseur de la volée escalier étage courant :**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \quad .L = L_V + L_P$$

$$L_V = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \rightarrow \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,53 = 4,37 \text{ cm}$$

$$14,56 \text{ cm} < e < 21,85 \text{ cm}$$

On prend : **e = 15 cm.** Pour la volée

## II .6: Evaluation des charges et surcharges :

**TabII.2 :** évaluation des charges des planchers dalles pleines

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de Sable	0,02	18	0.36
Dalle pleine (14 cm)	0,14	25	3.5
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Cloison de séparation	0,1	10	1,00
Charge permanente G			6.06
charge d'exploitation Q			2,5

**Tab II.3 :** évaluation des charges des paliers.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Poids de la dalle	18(entre sol) 15(étage courant)	25 25	4.5(entre sol) 3.75(étage courant)
Enduit en ciment	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Charge permanente G(palier entre sol)			6.06
Charge permanente G(palier étage courant)			5.31
Charge d'exploitation Q			2,5

**Tableau II.4 :** évaluation des charges des volées

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine (E.sol)	0,18/cos(32,19)	25	5.31
Dalle pleine (E. courant)	0,15/cos(32,51)	25	4.44
Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Carrelage verticale	0,02h/g	20	0,23
Mortier de pose Horizontale	0,02	20	0,40
Mortier de pose verticale	0,02h/g	20	0,23
Enduit de ciment	0,02/cos32,19	18	0,42
Poids des marches	0,17·(1/2)	22	1,87
Garde de corps	//	//	0,60
Charge permanente totale (volée entre sol)			<b>G = 9.46</b>
Charge permanente totale (volée étage courant)			<b>G=8.59</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 2,50</b>

**TabII.5 :** évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0,04	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0.12
Forme de pente	0,1	22	2.20
Isolation thermique	0,04	4	0.16
Plancher corps creux (16+4)	0,20	/	2.85
Enduit en mortiers	0,02	20	0.4
Charge permanente G			6.53
Charge d'exploitation Q			1,00

**TabII.6** : évaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0,10	10	1,00
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de Sable	0,02	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	0,20	/	2.85
Enduit en ciment	0,02	20	0.40
Charge permanente G			5.41
Q étage courant			1,5
Q balcon			3,5

**Tableau II. 7**: évaluation des charges des cloisons extérieures

Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0,15	9	1,30
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,40
Enduit intérieur en ciment	0,01	20	0,20
Charge permanente totale			<b>G = 2,80</b>

## II.7 Les 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 RPA2003, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

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

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: poteaux (50,50) cm<sup>2</sup>.
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage: poteaux (45, 45) cm<sup>2</sup>.
- 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage : poteaux (40,40) cm<sup>2</sup>.
- 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage: poteaux (35,35) cm<sup>2</sup>
- 7<sup>ème</sup> étage: poteaux (30,30) cm<sup>2</sup>

### Descente de charges :

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.

. Dans notre bâtiment le poteau le plus sollicité est celui de la cage d'escalier.

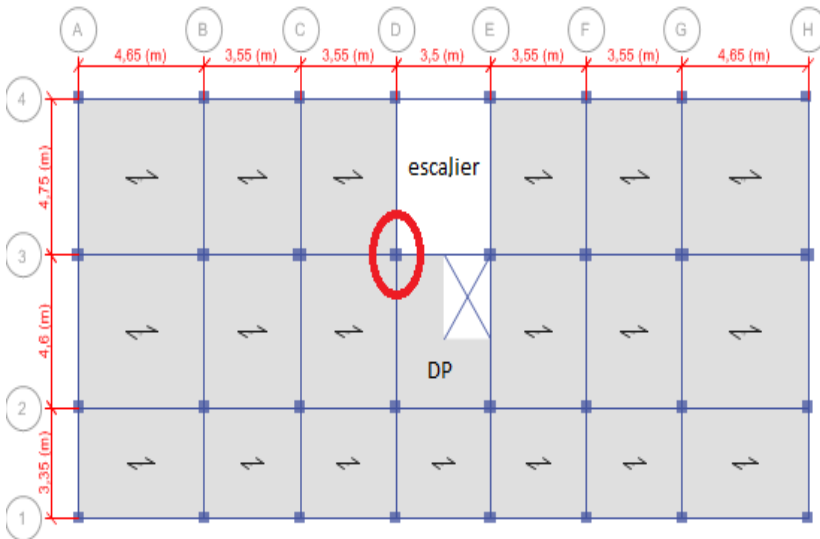


Figure II.7 : poteaux le plus sollicité

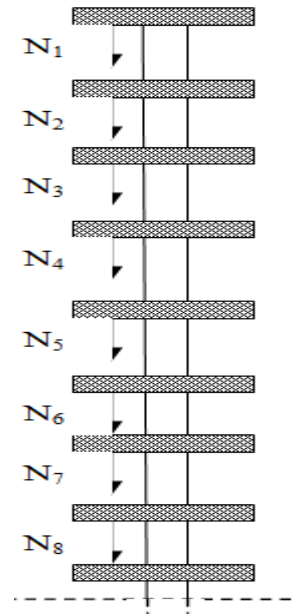


Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge

**II.7.1. Poteau 3-D :**

**Poids des poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (2.2 + 2.1) = 12.9 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (1.575 + 1.6) = 9.52 \text{ KN}$$

**La loi de dégression :**

- Sous la terrasse:  $Q_0$ .
- Sous le premier étage  $Q_0 + Q_1$ .
- 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 troisième étage:  $Q_0 + 0,85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

**calcul des surfaces:**

**terrasse inaccessible:**

$$S_{cc} = 10.345 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{dp} = 3.31 \text{ m}^2 \rightarrow G_{dp} = 6.06 \text{ KN/m}^2$$

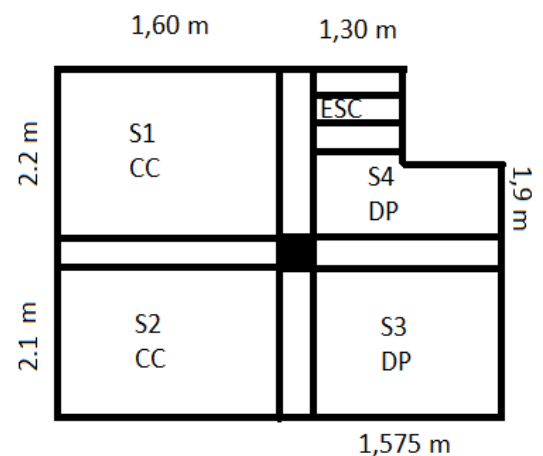


Figure II.9 : surface afférente

**Etage courant et entre sol:**

$$S_{cc} = 6.88 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 5.41 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{dp} = 3.31 \text{ m}^2 \rightarrow G_{dp} = 6.06 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Poids d'escalier étage courant: } G = 8.59 \times 0.39 + 5.31 \times 2.99 = 3.35 + 15.89 = 19.24 \text{ KN}$$

Poids d'escalier entre sol:  $G = 21.81 \text{ KN}$  Les résultats de la descente des charges pour le poteau 3-D sont représentés comme suit :

$$G_{totale} = 1172.36 \text{ KN}, Q_{totale} = 178.92 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times 1172.36 + 1.5 \times 178.92 = 1851.06 \text{ KN}.$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1) on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u^* = 1,1 \times 1851.06 = 2036 \text{ KN}.$

**II.7.1. Poteau 3-B :****Poids des poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (2.275 + 2.3) = 13.725 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (2.325 + 1.775) = 12.30 \text{ KN}$$

**calcul des surfaces:****terrasse inaccessible:**

$$S_{cc} = 19.17 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

**Etage courant et entre sol:**

$$S_{cc} = 19.17 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau 3-B sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 8:** Descente des charges

Etage	Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
terrasse	N0	Plancher terrasse	125.18	19.17
		Poutres	26.025	
		<b>Total</b>	<b>147.6</b>	<b>19.17</b>
Etage 07	N1	Venant de N0	147.6	28.755
		plancher	103.71	
		poutres	26.025	
		Poteaux	6.88	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>290.5</b>	<b>47.925</b>
Etage 06	N2	Venant de N1	290.5	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	9,37	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>435.17</b>	<b>73.8045</b>
		Venant de N2	435.17	
		Plancher	103.71	

<b>Etage 05</b>	<b>N3</b>	Poutres	26.025	28.755
		Poteaux	9,37	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>580.55</b>	<b>96.8085</b>
<b>Etage 04</b>	<b>N4</b>	Venant de N3	580.55	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	12,24	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>728.81</b>	<b>116.94</b>
<b>Etage 03</b>	<b>N5</b>	Venant de N4	728.81	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	12,24	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>877.065</b>	<b>134.19</b>
<b>Etage 02</b>	<b>N6</b>	Venant de N5	877.065	28.755
		plancher	103.71	
		poutres	26.025	
		Poteaux	15,49	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>1028.61</b>	<b>148.47</b>
<b>Etage 01</b>	<b>N7</b>	Venant de N6	1028.61	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	15,49	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>1180.11</b>	<b>160.07</b>
<b>RDC</b>	<b>N8</b>	Venant de N7	1180.11	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	19,13	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>1335.26</b>	<b>168.70</b>
<b>Entre sol</b>	<b>N9</b>	Venant de N8	1335.26	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		poteaux	19,13	
		<b>Somme</b>	<b>1484.13</b>	<b>187.39</b>

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau numéro **3-B** qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1484.13KN, Q_{totale} = 187.39KN$$

$$N_u = 1.35 \times 1484.13 + 1.5 \times 187.39 = 2284.65KN.$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1) on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u^* = 1,1 \times 2284.65 = 2513.12 KN.$



**II.7.2. Vérification pour le poteau 3-B :**

**Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq f_{bu} ; \text{ Avec : } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \Rightarrow B \geq \frac{2284.65 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.161m^2$$

On a :  $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2$   $B = 0.25 \geq 0.143cm^2$ . .....Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tous les niveaux.

Niveaux	Nu* (KN)	Sections (cm <sup>2</sup> )	Condition B > B calculée		observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée (m <sup>2</sup> )	
RDC+Entre sol	2284.65	50*50	0.25	0.161	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	1833.25	45*45	0.2025	0.144	vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	1385.32	40*40	0.16	0.097	vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	928.95	35*35	0.1225	0.0165	vérifiée
7 <sup>eme</sup>	464.06	30*30	0.09	0.032	vérifiée

**Tableau II-1** Vérification des poteaux à la compression simple.

**Vérification au flambement :**

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Le tableau si dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux

**Tableau II-10:** Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Nu*	sections	Condition B > B calculée		observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée (m <sup>2</sup> )	
RDC+Entre sol	2284.65	50*50	0.25	0.108	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	1833.25	45*45	0.2025	0.099	vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	1385.32	40*40	0.16	0.080	vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	928.95	35*35	0.1225	0.062	vérifiée
7 <sup>eme</sup>	464.06	30*30	0.09	0.044	vérifiée

**☑ Condition de RPA 99**

1.  $Min(b, h) \geq 25cm$  ..... vérifier.
2.  $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$  ..... vérifier.
3.  $0.25 < \frac{b}{h} < 4$  .....vérifier.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

**II.8. Conclusion :**

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

- ☑ planchers corps creux : 16+4 cm
- ☑ Poutres principales :  $30 \times 40cm^2$ .
- ☑ Poutres secondaires :  $30 \times 40cm^2$ .
- ☑ Poteaux du RDC, Entre sol :  $50 \times 50cm^2$ .
- ☑ Poteaux des étages 1 et 2 :  $45 \times 45cm^2$ .
- ☑ Poteaux des étages 3 et 4 :  $40 \times 40cm^2$ .
- ☑ Poteaux des étages 5 et 6 :  $35 \times 35cm^2$ .
- ☑ Poteaux de l'étages 7 :  $30 \times 30cm^2$ .
- ☑ voiles entre sol:  $e = 18 cm$ .
- ☑ voiles étage courant:  $e = 15 cm$ .

**III.1. INTRODUCTION**

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA2003 ...).

**III.2. ETUDE DES PLANCHERS**

**III.2.1. Calcul des planches à corps creux**

**III.2.1.1. Etude des poutrelles**

**a. Pré dimensionnement**

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

**b. Méthodes de calcul des sollicitations**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisé sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de CAQUOT.

**III.2.1.3. Méthode de Caquot**

**a. Principe de la méthode**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot à simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

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.

**Evaluation des moments**

**En appuis**

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

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

$l_g'$  ,  $l_d'$  :Langueurs fictives à gauche et à droite.

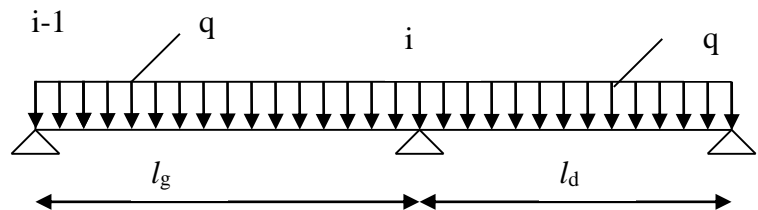
$q_g$  ,  $q_d$  :Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

**En travée**

$$M(X) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$M_0$  : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2} (l - x)$$



**Figure III.1.** Schéma statique de la poutrelle.

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l-x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

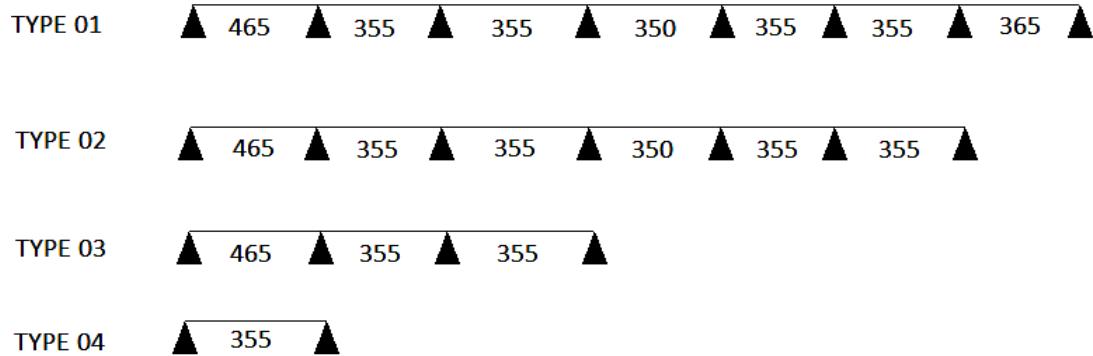
$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

**Evaluation des efforts tranchants**

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL( ArtL.III.3)}$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL( ArtL.III.3)}$$



**Fig III.2.** Différentes types de poutrelles

**III.2.1.4.1. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

a. À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

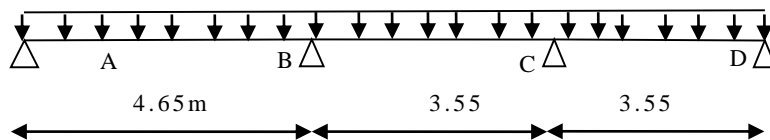
b. À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

**Tableau III.1.** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.53	1.00	10.31	6.71	7.53	4.89
Etages courant	5.41	1.50	9.55	6.21	6.91	4.5

**Calcul des sollicitations :**

➤ **Exemple de calcul d'une poutrelle type 3 du plancher terrasse inaccessible**



**Figure III.3.** Schéma statique de la poutrelle type 5

**• Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher d'étage courant :  $G=6.53 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q=1 \text{ KN/m}^2$

$Q < 2 \times G$ .....Vérifiée.

$0.8 < (4.65 / 3.55) = 1.31 > 1.25$ .....n'est pas Vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de **Caquot**.

• **Calcul des sollicitations**

$P_u = 6.71 \text{ KN/m}$

$P_s = 4.89 \text{ KN/m}$

• **Moments aux appuis**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = -\frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$p_g, p_d$  : Étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

$L'_g, L'_d$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8 l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

• **Calcul des longueurs fictives**

$L'_{AB} = L_{AB} = 3.10m$

$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.13 = 3.30m$

$L'_{CD} = L_{CD} = 4.13m$

On résume les calculs dans les tableaux suivants:

**Tableau III.2.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4.65	4.65	6.71	0	-13.01	12.21	12.80	-18.39
B-C	3.55	2.84	6.71	-13.01	-8.35	0.014	13.22	-16.59
C-D	3.55	3.55	6.71	-8.35	0	6.8	14.26	-9.48

**Tableau III.3.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)
A-B	4.65	4.65	4.89	0	-9.5	8.91
B-C	3.55	2.84	4.89	-9.5	-6.1	0.011
C-D	3.55	3.55	4.89	-6.1	0	4.96

**III.2.1.4.2. Ferrailage des poutrelles**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en Té soumise à la flexion simple.

**-Exemple de ferrailage (plancher de la terrasse inaccessible)**

**-En travée**

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$M_t = 12.21 \text{ KN.m}$   $V_u = 18.39 \text{ KN}$

$$b = 65\text{cm} \quad h = 20\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm} \quad d = 18\text{cm} \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

**-Calcul de  $M_{TU}$** 

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

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

$$M_t^{\max} = -12.21 \times 10^{-3}\text{MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  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**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.21 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0408 < 0.186$$

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

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

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

**-Calcul de  $A_t$ :**

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0408}) = 0.052$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.176\text{m}$$

$$A_t = \frac{12.21 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 2 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

$$\text{Donc: } A_t = 2\text{cm}^2$$

**-Verification**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \Rightarrow \text{donc on ferraille avec } A_t$$

$$\text{On choisit: } A_t = 3\text{HA}10 = 2.36\text{cm}^2$$

**-En appui****-appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$M_a^{\text{int}} = -13.01 \times 10^{-3}\text{MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.01 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.282 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 4,71\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3912$$

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

Calcul de  $A_a$ :

$$A_a = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.282}) = 0.426$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.426) = 0.149 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{13.01 \times 10^{-3}}{348 \times 0.149} = 2.51 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a$$

$$\text{On choisit } A_a = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 2.67 \text{ cm}^2$$

**-appui de rive :** (calcul forfaitaire)

$$M_a^{\text{rive}} = -1.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.57 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0319 < 0.186$$

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

$$\text{On a: } \mu_l = 0.3916$$

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

**-Calcul de  $A_a$**

$$A_a = \frac{M_a^{\text{rev}}}{f_{st} \times z}$$

$$\text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \text{et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0319}) = 0.04$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.174 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{1.47 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$\text{On choisit: } A = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

**-Vérification à l'ELU**

**-Cisaillement**

$$V_u = -18.39 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**-Choix des armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi ; \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi_6$  avec  $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$

**-L'espacement :**

$$\checkmark St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\checkmark St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \qquad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K=1$  flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  Flexion simple, armatures

$$\checkmark S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0.57 \frac{0.8 \times 400}{10(1.02 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$\Rightarrow St = 46.77 \text{ cm}$$

$$\checkmark St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10}$$

$$\Rightarrow St = 57 \text{ cm.}$$

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

**Vérification à l'effort tranchant**

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

**-Appui intermédiaire**

$$A_l = 2.36 + 2.67 = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 18.39 \times 10^{-3} - \frac{12.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

**-Appui de rive**

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

$$A_l = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 18.39 \times 10^{-3} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$



**-Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{V_U \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.39 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.20 MPa$$

$\tau_u = 1.20 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa$  ..... vérifiée.

**Vérification à l'ELS**

**-Etat limite de compression du béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**-En travée :**

$M_t^{max} = 8.91 KN.m$

**- Calcul de y :**

$b \times y^2 - 30 \times A \times (d - y) = 0$

$65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$  .....(1)

Solution d'équation(1) est :  $y = 3.91 cm$

**-Calcul le moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 \Rightarrow I = 8323.05 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.91 \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} \times 0.0391 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.18 MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$  ..... vérifié **(BAEL E.III.2)**

**-En appuis intermédiaires**

$M_{ser} = 9.5 KN.m$

**- Calcul de y :**

$\frac{bo}{2} \times y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0$

$5y^2 + 40.05y - 720.9 = 0$  .....(1)

Solution d'équation(1) est :  $y = 8.64 cm$

**- Calcul le moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{5 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.67 \times (18 - 8.64)^2 \Rightarrow I = 5658.66 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.5 \times 10^{-3}}{5658.66 \times 10^{-8}} \times 0.0864 \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.5 MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$  ..... vérifié **(BAEL E.III.2)**

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S**

	Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Plancher Terrasse	Travée	8.91	3.91	8323.05	4.18	15	Vérifié
	Appui	9.5	8.64	5658.66	14.5	15	Vérifié
Etage courant	Travée	8.18	3.91	8323.05	3.84	15	Vérifié
	Appui	8.71	7.91	9134.9	7.54	15	Vérifié

**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:( CBA 93 Article B.6.5.3).**

$$h \geq \frac{M_t^s}{15M_0^s} \times l \rightarrow h = 20cm > 20.85 \dots\dots\text{condition non vérifiée.}$$

la vérification de la flèche est nécessaire.

**BAEL91 (Article L.VI, 2)**

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{465} = 0.043 < \frac{1}{16} \dots\dots\text{non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.}$

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{4650}{500} = 9.3mm$$

les calculs de la flèche sont résumé dans les tableau suivant:

**Tableau III.7. Vérification de la flèche**

<b>j (t/m)</b>	0,32825	Charges permanentes avant mis en place des cloisons
<b>g (t/m)</b>	0,42445	Charges permanentes après mis en place des cloisons
<b>p (t/m)</b>	0,48945	Charges totales
<b>L (m)</b>	4,65	Portée de la poutre
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	2,36	Section des armatures tendues

Calcul de la flèche			
<u>1°/ Calcul des moments</u>		<u>7°/ Calcul de I<sub>r</sub></u>	
$Mq =$	$w.q.L^2 / 8$	<u>Sous j</u>	
<b>M<sub>j</sub> (t.m)</b>	0,66539865		
<b>M<sub>g</sub> (t.m)</b>	0,86040657	<b>I<sub>fi</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	6,441E-05
<b>M<sub>p</sub> (t.m)</b>	0,99216868	<b>I<sub>fv</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,00010922
<u>2°/ Calcul de ρ et λ</u>		<u>Sous g</u>	
<b>ρ</b>	0,01311111	<b>I<sub>fi</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	6,0417E-05
<b>λ<sub>i</sub></b>	3,2534428	<b>I<sub>fv</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,00010453
<b>λ<sub>v</sub></b>	1,30137712		

			<u>Sous p</u>
<b>3°/ Calcul de Y et I</b>			
-		Ifi (m <sup>4</sup> )	5,8659E-05
Y(m)	0,03916636	Ifv (m <sup>4</sup> )	0,00010241
I (m <sup>4</sup> )	8,323E-05		
			<b>8°/ Calcul de E</b>
<b>4°/ Calcul des contraintes (σ)</b>			
		Ev (Mpa)	10818,8656
σstj (Mpa)	168,887564	Ei (Mpa)	32456,5969
σstg (Mpa)	218,383326		
σstp (Mpa)	251,826408	<b>9°/ Calcul de f</b>	
-			-
<b>5°/ Calcul de μ</b>			
		fgv (mm)	16,4503625
		fji (mm)	6,88222596
μj	0,66460454	fpi (mm)	11,2682639
μg	0,72884217	fgi (mm)	9,48734339
μp	0,75991213	-	
		f (mm)	11,349057
<b>6°/ Calcul de I<sub>0</sub></b>			
I <sub>0</sub> (m <sup>4</sup> )	0,00018517	f' (mm)	9,3
			<b>Condition non vérifiée</b>

La flèche n'est pas vérifiée donc il faut augmenter la section du ferrailage :

3HA12=3.05cm<sup>2</sup>. Puis on refait le calcul de la flèche le résultat sera :

$$\Delta f = 9.02mm \leq f_{adm} = 9.3mm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**III.2.1.4.3. Ferrailage de la dalle de compression**

**-Armatures perpendiculaires à la nervure**

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = 4b/f_c = 4 \times 0.65/400 = 0.65 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / ml$

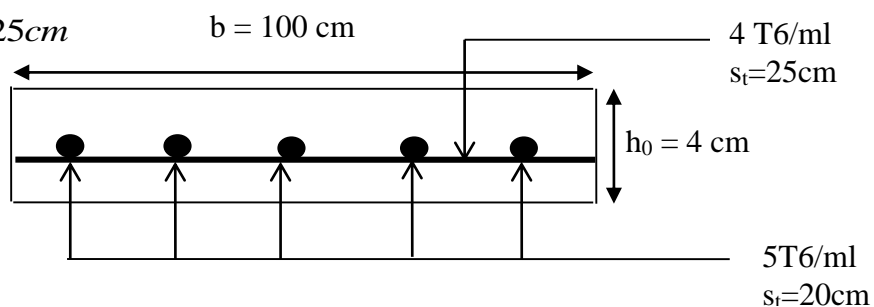
Espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**-Armatures parallèles à la nervure**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte :  $A_{//} = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / ml$

Espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$



**Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression**

III.2.1.4. Schéma de ferrailage des poutrelles:

Tableau III.8. Calcul des armatures principales

	Elément	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{Adopte}$ ( $cm^2$ )
plancher Terrasse	Travée	0.0408	0.052	0.176	2	1.41	3HA12=3.05
	Appui Intermédiaire	0.282	0.426	0.149	2.51	0.217	1HA14+1HA12=2.67
	Appui de rive	0.0319	0.040	0.174	0.24	0.22	1HA12=1.13
Etage courant	Travée	0.0408	0.052	0.176	1.84	1.41	3HA12=3.05
	Appui Intermédiaire	0.282	0.426	0.149	2.27	0.217	1HA14+1HA12=2.67
	Appui de rive	0.029	0.037	0.177	0.22	0.22	1HA12=1.13

Tableau III.5. Schéma de ferrailage des poutrelles

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse			
Etage courant			

**III.3. Etude de l'acrotère**

**III. 3. 1. Evaluation des charges et surcharges**

**Evaluation des charges**

Après le pré dimensionnement on à :

La surface :  $S = 1285cm^2 = 0.1285m^2$

Poids propre :  $G_t = 3.48KN / ml$

La charge due à la main courante :  $Q=1KN$

La force sismique horizontale  $F_p$  qui est

donnée par la formule

$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t$  (RPA Article 6.2.3)

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le Tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe D'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99 ]

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.( 6.1) du RPA99].

**G<sub>t</sub>** : poids de l'élément considéré.

**Pour notre cas** : - Groupe d'usage 2.  $A=0.15$

- Zone II<sub>a</sub> (BEJAIA).  $C_p=0.8$

$G_t=3.78KN/ml$

$F_p=1.67KN$  ,  $X_g=0.083m$  ,  $Y_g=0.42m$  ,  $N_g=3.48KN$  ,  $M_q=0.80KN.m$

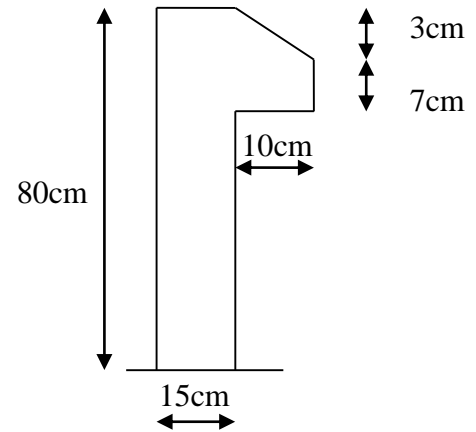


Fig. III.6. Acrotère

Tableau III.10.sollicitation dans l'acrotère

**III. 3. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

Sollicitation	ELA	ELU	ELS
	G+Q+E	$1,35 \times G + 1,5 \times Q$	G+Q
<b>N (KN)</b>	3.48	4.7	3.48
<b>M (KN.m)</b>	1.51	1.2	0,80

$e_1 = 0.4339 m > \frac{H}{6} = 0.133 m$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur 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.

$e_a = \max (2 \text{ cm}; h / 250) = \max (2 \text{ cm}; 60/250 ) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0}$  et  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$  (BAEL 91 Article A.4.3.5)

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

$\phi$  : 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 ;  $l_f = 2 \times h = 1.60m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

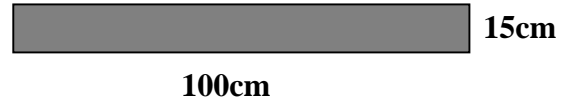


Figure .III.7. Section à ferrailler

Donc:  $e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.2855m$

### III.3. 5. Calcul à l'ELU

☑ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont

$$N_u = 4.7KN ; M_u = N_u \times e = 4.7 \times 0.2855 \Rightarrow M_u = 1.34185KN.m;$$

☑ Ferrailage

$h = 15 \text{ cm} ; d = 12.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.51 + 4.7 \times \left( 0.125 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.74KN.m$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00784) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0098 , Z = 0.124 , A' = 0 , A = 0.268 , A_{min} = 1.50 \text{ cm}^2 .$$

☑ Vérification à l'E.L.U

**-La condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.125 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$ .

**-Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$$

**-Espacement**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**-Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = 2.67KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0213MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$  Vérifié (pas de risque de cisaillement)

**-Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\tau_{se} = 0.247 \text{MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{MPa} \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2,83 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**III. 3. 6. Vérification à l'ELS**

$$d = 0.125 \text{ m} ; N_{ser} = 3.48 \text{KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.80 \text{KN.m};$$

$\eta = 1.6$  pour les HR

**-Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.13 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = -18.48 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

**III. 3. 7. schéma de ferrailage**

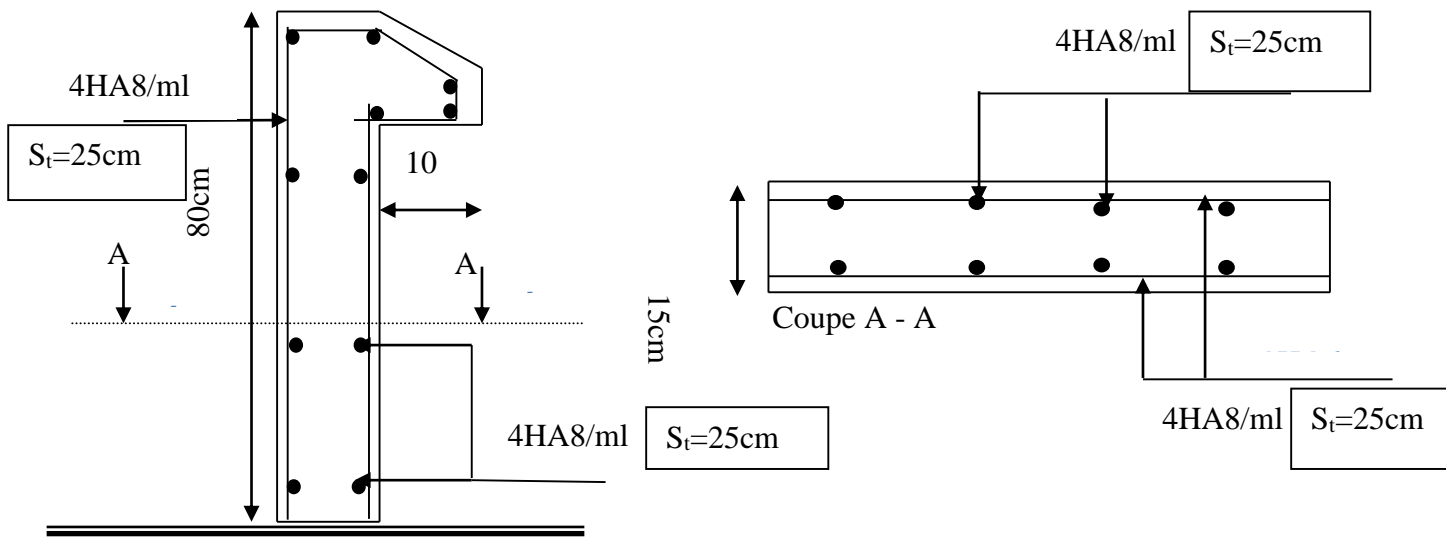


Figure .III.8.Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.4. Etude des dalles pleines**

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

**III.4.1. Dalle pleine sur quatre appuis**

**III.4.1.1. Evaluation des charges**

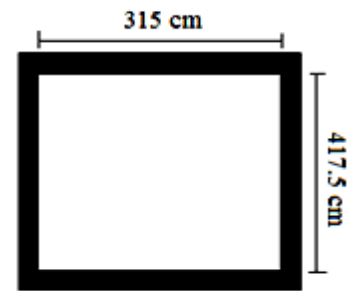
$$G = 6.06 \text{KN} / \text{m}^2, \quad Q = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$$

A l'ELU :  $P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.93 \text{KN} / \text{m}$

A l'ELS :  $P_S = G + Q = 8.56 \text{KN} / \text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{315}{417.5} = 0.75 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travaille selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .



**Fig II.4:dalle pleine D2**

**III.4.1.2.Calcul à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.59$**

**-Calcul des moments :** De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.59$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 7.35 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.75 \text{KN.m} \end{cases} \text{ (BAEL Annexe I)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14 \text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

▪ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (7.35) = 6.24 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (3.75) = 3.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

▪ Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times (7.35) = -3.67 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (3.75) = -1.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

**-Calcul de la section d'armatures**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{cm})$

**-En travée**

**- Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.030 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.038; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1183 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = 1.52 \text{cm}^2$$

**- Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.015 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.019 \quad ; Z = 0.119 \text{m}$$



$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0.77 \text{ cm}^2$$

**-En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.011 ; z = 0.119 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0.88 \text{ cm}^2$$

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

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

**- Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e. \Rightarrow A_x^{\min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

**- Sens y-y** :  $A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e. \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$

**Tableau III.11** : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>a</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>a</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>a</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml
Sens xx	6.24	3.67	1.52	0.88	1.26	1.26	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens yy	3.19	3.67	0.77	0.88	1.12	1.26	4T8=2.01	4T8=2.01

**-Espacement des armatures**

On opte: S<sub>t</sub>=25cm pour les deux sens.

**III.4.1.3. Vérification à l'ELU**

**-cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{L_y}{L_x + L_y} \Rightarrow V_{\max} = 14.19 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = 0.118 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.1.4. Vérification à l'ELS**

**-État limite de compression du béton** :  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq (\overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa})$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 5.81 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 3.74 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

**-Moments en travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y \Rightarrow M_t^y = 3.18 \text{KN.m}$$

**-Moments en appuis :**  $M_a^x = -0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = -2.9 \text{KN.m}$

**III.4.1.5. Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

**-En travée:**

**-Selon L<sub>x</sub> :**  $Y = 3.21 \text{cm} ; I = 5657.2 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.80 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-En appuis:**

**-Selon L<sub>x</sub> :**  $Y = 3.21 \text{cm} ; I = 5657.2 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.65 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Etat limite d'ouverture des fissures**

**-En travée:**

**-Selon L<sub>x</sub> :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{MPa. BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 114.97 \text{MPa} \leq 240 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**-En appuis:**

**-Selon L<sub>x</sub> :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{MPa. BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 67.64 \text{MPa} \leq 240 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**III.4.1.6. Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**-Sens X-X :**

$$1. e \geq \max \left( \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}}; \frac{3}{80} \right) l_x \Leftrightarrow 14 \text{cm} \geq (11.25 \text{cm}; 13.33 \text{cm}) \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00167 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.1.7 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis

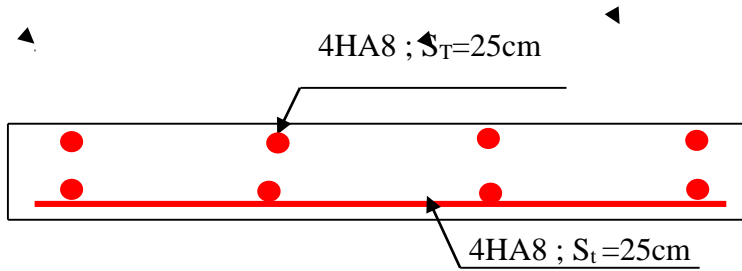


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.4.2.1. Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{1.35}{2.95} = 0.46 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

III.4.2.2. Calcul des sollicitations à l'ELU

On a:  $G=6.06 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$  ;  
 $q_u = 13.43 \text{ KN/m}^2$  ;  $q_s = 9.56 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1022 \times 13.43 \times (1.35)^2 \Rightarrow M_0^x = 2.50 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4181 \times 1.867 \Rightarrow M_0^y = 0.62 \text{ KNm} \end{cases} \quad \mathbf{1}$$

-En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.12 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.53 \text{ KNm} \end{cases}$$

-En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -1.25 \text{ KNm}$

-Espacement des armatures

-Sens x-x:  $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on opte  $St_y = 25\text{cm}$  .

-Sens y-y :  $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 25\text{cm}$  .

III.4.2.3. Ferrailages : en flexion simple

Tableau III.12: Ferrailage de dalle sur 2 appuis

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> / ml)
travée	x-x	2.12	0.010	0.013	0.119	0.51	1.42	4HA8=2.01
	y-y	0.53	0.0026	0.0032	0.119	0.13	0.12	3HA8=1.51
appui	y-y	0.933	0.0061	0.0076	0.119	0,3	1.42	3HA8=1.51
	x-x							

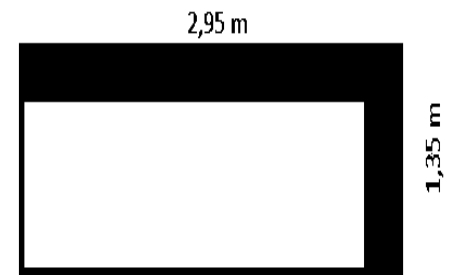


FIG III .10. dalle pleine D2

**III.4.2.4. Vérifications a l'E.L.U**

**-la condition de non fragilité**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.46}{2} \times 100 \times 14 = 1.4224cm^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12cm^2 \end{cases}$$

**-l'effort tranchant**

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25MPa .$$

$$V_{\max} = \frac{P_U \times Lx}{2} \times \frac{Ly}{Lx + Ly} \Rightarrow V_{\max} = 8.68KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.072MPa \leq \bar{\tau} = 1.17MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

**III.4.2.5. Vérifications l'E.L.S**

**a. Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1051 \times 9.56 \times 1.35^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 1.83KNm \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.3319 \times 1.83 \Rightarrow M_{tser}^y = 0.61KNm \end{cases}$$

**-Sens x-x :Ax=2.01cm<sup>2</sup>, b = 100 cm, d = 12 cm.**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.405cm.$$

$$I=3239.416cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.36MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**a. Etat limite de déformation**

**-Sens x-x**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.5} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.093 \geq 0.0425 \\ 1.6 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux directions.

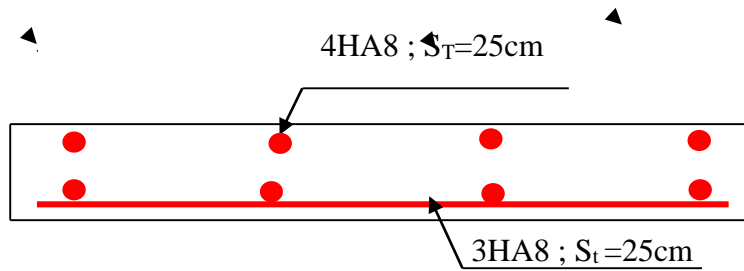


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

### III.5. Etude des escaliers

#### III.5.1. Etude d'escalier type I (entre sol)

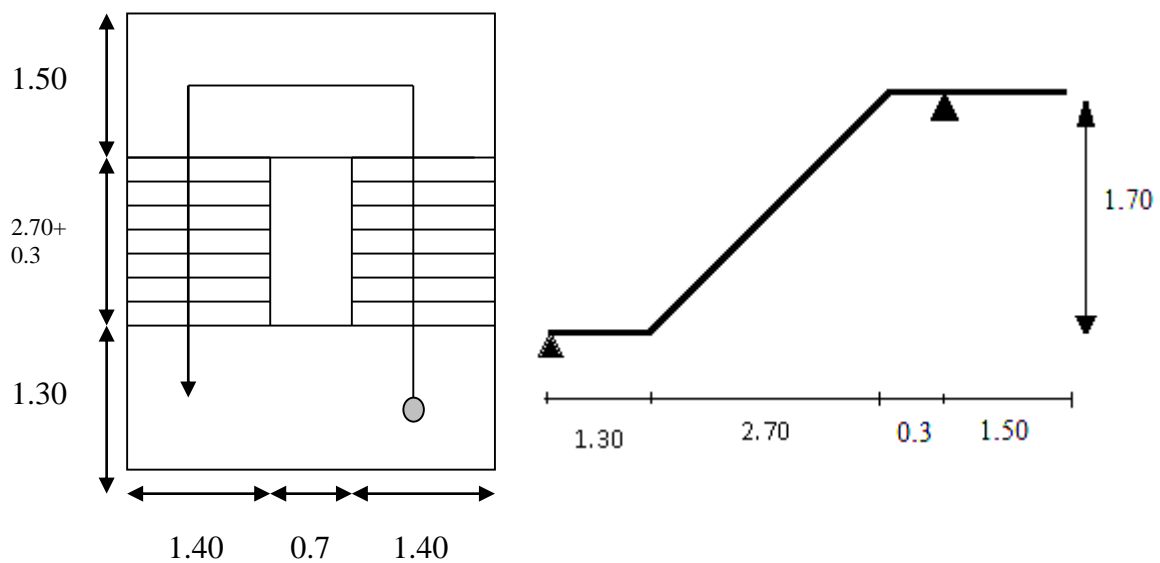


Fig III.11. 1<sup>er</sup> type d'escalier

$e = 18 \text{ cm.}$ (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 9.46 \text{ KN/m}^2$  (charge permanente sur la volée)

$G_p = 6.06 \text{ KN/m}^2$  (charge permanente sur le palier)

$Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (Charge d'exploitation)

$P_{mur} = 2.8 \text{ KN/ml.}$

#### III.5.1.1. Calcul à l'ELU :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.46 + 1.5 \times 2.5 = 16.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 6.06 + 1.5 \times 2.5 = 11.93 \text{ KN/ml}$$

#### -Les sollicitations :

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvés sont les suivants :

1°/ Calcul des sollicitations

$q_{vu} = 16.521 \text{ KN/m}$

$q_{pu} = 11.931 \text{ KN/m}$

$RA = 60.73 \text{ KN}$

$RB = 26.015 \text{ KN}$

$V_{max} = 35.28 \text{ KN}$

$M_{trav} = 27.077 \text{ KN.m}$

$M_{app} = 19.09 \text{ KN.m}$

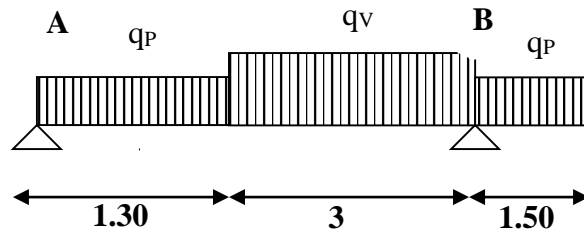


Fig III.12. Schema statique du type 1

**-Ferrailage:**

**-Armatures principales:**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml  
 Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.3.20)

TabIII.13 Ferrailage de la volées de l'escalier type 1

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	27.077	0.0746	0.097	0.154	5.06	5T12 = 5.65
En appui	19.09	0.0526	0.0676	0.155	3.52	5T10 = 3.93

**-Les armatures de répartition :**

**-En appuis :**  $A_r^a = A / 4 = 0.9825 \text{ cm}^2$

**-En travée :**  $A_r^t = A / 4 = 1.4125 \text{ cm}^2$

**-Soit :**  $\begin{cases} A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$

**III.5.1.2. Vérifications diverse :**

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

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$

**En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

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

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.2205 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_{bu} = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_{bu} = 0.2205 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  ..... Pas de risque de cisaillement

**-Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$  Avec :  $A_l = (5.65 + 3.93) \text{ cm}^2$

$A_l = 9.58 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 35.28 \times 10^{-3} / 400 = 1.0143 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

**-Espaceement des armatures :**

- Armatures longitudinales :  
 $S_t = 25\text{cm} \leq \min (3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
- Armatures transversales:  
 $S_t = 25\text{cm} \leq \min (4 e , 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

**-Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$q_v = G_v + Q_v = 11.96\text{KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 8.56\text{KN/ml}$$

-Après calcul, on trouve:

$$R_A = 43.90\text{ KN}$$

$$R_B = 18.74\text{ KN}$$

$$M^{\max} = 26.22\text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 25.55\text{KN}$$

$$M^t_{ser} = 19.56\text{ KN.m}$$

$$M^a_{ser} = 13.83\text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.14.** Vérification des contraintes

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Appuis	12.98	8995.21	3.63	6.06	15
Travées	19.56	7797.23	3.92	7.11	15

**III.5.1.3. 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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{430} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.  
voici les résultats de la vérification:

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.25 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 8.6 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

**III.5.1.4. Schéma de ferrailage des escaliers:**

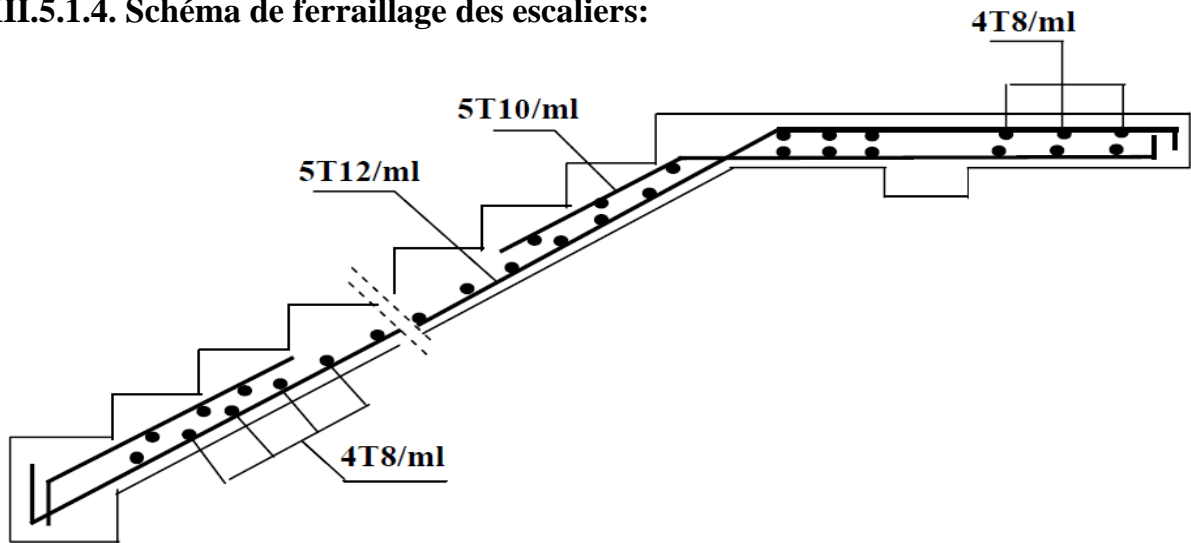


Fig III.13. Schéma de ferrailage des escaliers type I

**III.5.2. Etude d'escalier type II (étage courant):**

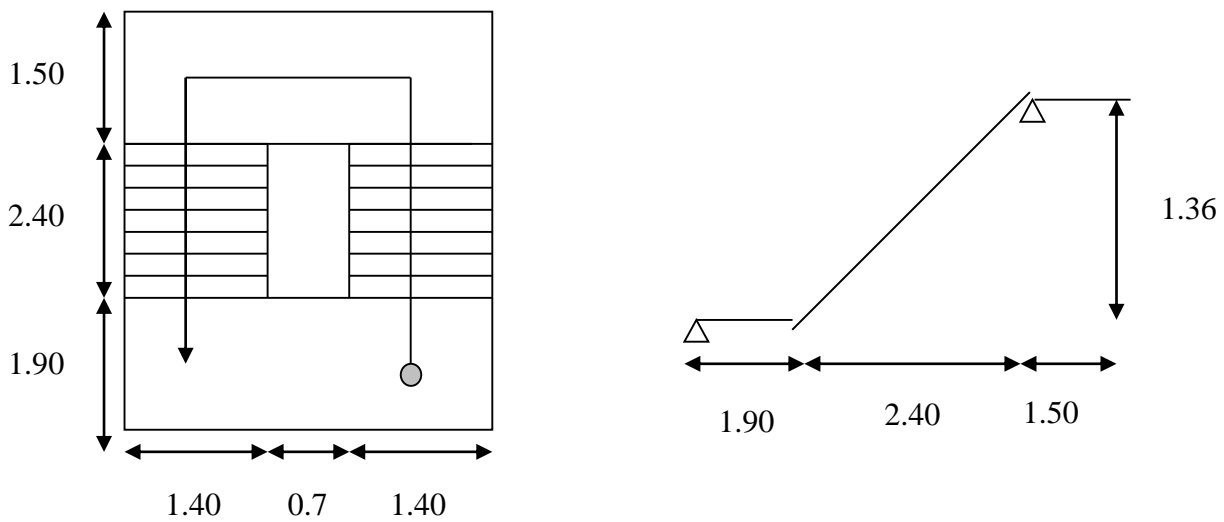
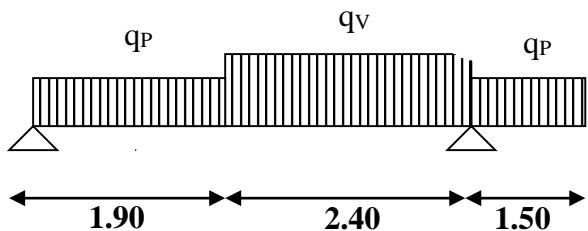


Fig III.14 2<sup>em</sup> type d'escalier

**-Ferrailage:**

**-Armatures principales:**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m<sub>l</sub>  
 Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.III.15)





**Tab.III.15.**Ferrailage de la volée de l'escalier type 2

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	22.67	0.094	0.124	0.126	5.27	<b>5T12 = 5.65</b>
En appui	17.95	0.0749	0.0975	0.125	4.13	<b>5T12 = 5.65</b>

**-Les armatures de répartition :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.188 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bu} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.188 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  ..... Pas de risque de cisaillement

**c) Espacement des armatures :**

- Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**-Vérification des contraintes dans le béton :**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab .16III.**Vérification des contraintes

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	13.83	10603.2	3.79	4.94	15
Travées	19.56	14253	4.42	6.08	15

**-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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{430} = 0.03488 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.85 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 8.6 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier.}$$

**III.5.3. Schéma de ferrailage des escaliers:**

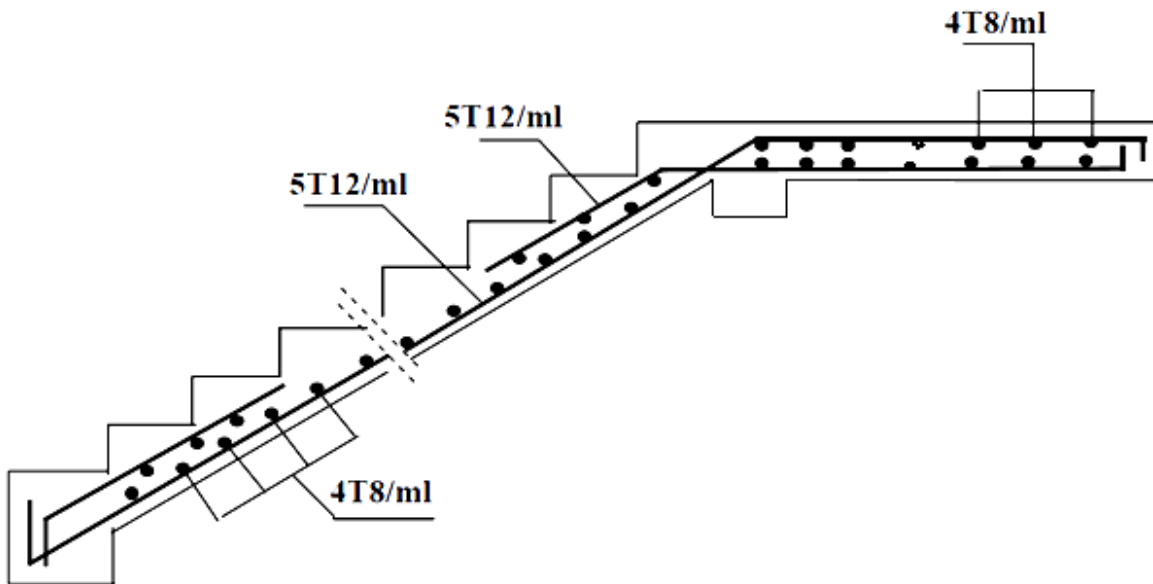
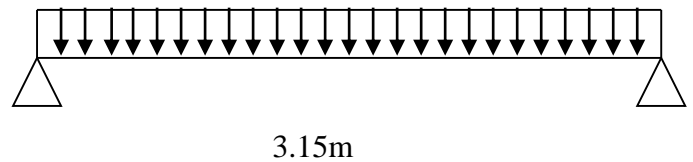


Fig III.15. Schéma de ferrailage des escaliers type II.

**III.6.2. Etude de la poutre palière**

1. **Dimensionnement:** Condition de la flèche  $:\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 21\text{cm} < h < 31.5\text{cm}$

$$\left\{ \begin{aligned} b &\geq 20\text{cm} \\ h &\geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} &\leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{aligned} \right. \quad (\text{RPA99/2003.VII.7.5})$$



on prend : h=30cm ; b=30cm.

Fig III.16. schéma statique de la poutre palière

2. **Les charges sur la poutre :**  $g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

**Les sollicitations de la poutre palière**

**Tab.III.17.** Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 22.26KN$	$R_B = 15.96KN$
$P_u = 1.35(g_0) + R_B$	$P_s = (g_0) + R_B$
$P_u = 24.8KN/m$	$P_s = 17.835KN/m$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 10.25KN.m$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 7.37KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -20.5KN.m$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -14.74KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 39.06KN$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 28.09KN$

**3.Calcul de la section d’armature à la flexion simple**

**Tab.III.18:** ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Section d'armatures
<b>En travée</b>	10.25	0.033	0.042	26.54	1.14	0.97	
<b>En appuis</b>	20.5	0.064	0.082	26.114	2.20	0.97	

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :**  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c \Rightarrow A_{min} = 0.97cm^2$

**III.5.2.1. Vérification à l’ELU**

**- l’effort tranchant**

$$V_u = 39.06KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.5208 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.33MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

**-Calcul de l’espace St**

1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3$ . On opte :  $S_t=15cm$  en travée et  $S_t=10cm$  en appui

**-Vérification à ELS**

**a-Etat limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

**-Sur appuis** ( $M_a = 20.50KN.m$ ) ;  $y = 8.77cm$  ;  $I = 28933 cm^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.50 \times 10^{-3}}{28933 \times 10^{-8}} \times 8.77 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.73MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée :  $M_t = 10.25; y = 10.30 \text{ cm}; I = 39123 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 5.056 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.095 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.103 > 0.033; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01 \text{ la}$$

vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.5.2.2. Calcul de la section 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 de l'escalier .

$$M^{torsion} = M_b^a = 19.09 \text{ KN.m}$$

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 **BAEL (ChapI.II.b)**

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracer à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_l$  : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}, \Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2, U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.70 \text{ cm}^2$$

**-Section d'armatures finale**

**-En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t \Rightarrow A^t = 2.81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{min}$ , Soit :  $A^t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**-En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.725 + \frac{3.34}{2} \Rightarrow A^a = 3.395 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec  $A_{min}$ , Soit :  $A^a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**-Vérification de la contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$**

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL (ChapI.III)}$$

On a  $V_{max} = 39.06 \text{ KN}; \tau_{flexion} = 0.5208 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.09 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.054 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.05 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**-Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.09 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.757 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier Ø8=4HA8=2.01cm<sup>2</sup>

**III.5.2.3. Schéma de ferrailage de la poutre palière**

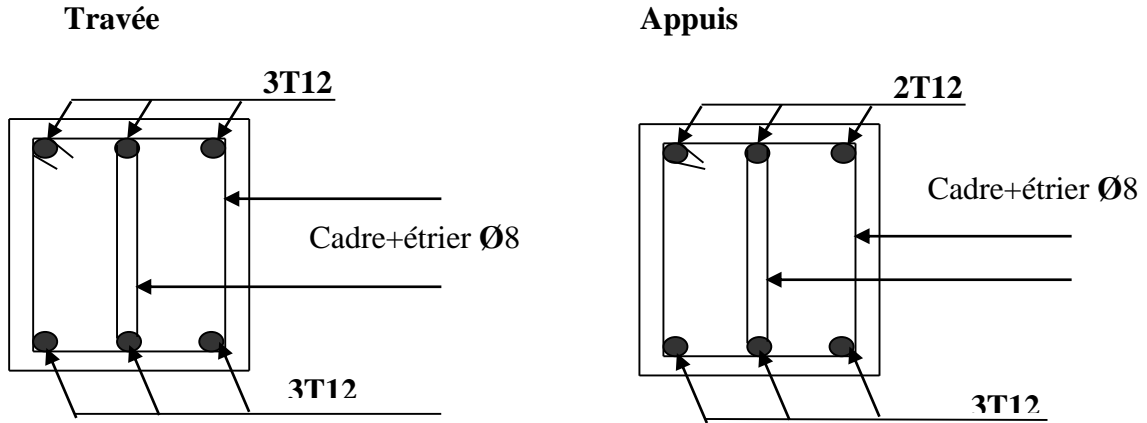


Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière .

**III.6. Etude des poutres de chaînages**

**III.6.1. Définition**

- **Le chaînage horizontal** : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte a faux.

**III.6.2. Dimensionnement :  $L_{\max} = 4.30m$**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm} \text{ Condition de flèche .....(RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15 \text{ cm}; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm} \text{ (30cm est l'épaisseur de mur). On adopte : } h = 30 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm.}$$

**III.6.3. Calcul des sollicitations**

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids des murs :  $P_m = 2.80 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.755 \text{ KN/m.}$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.755) \Rightarrow P_u = 13.51 \text{ KN/ml}; \quad P_s = 7.755 + 2.25 = 10.005 \text{ KN/ml}$$

**III.6.4. Calcul à l'E.L.U**

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 31.22 \text{ KN m}; \quad M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 23.42 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -0.5 M_u = -15.61 \text{ KN.m}$$

**Armatures longitudinales :  $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$**

**Tableau III.19:** Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	23.42	0.075	0.098	0.259	2.59	1.3	3HA12=3.39
En appui	15.61	0.050	0.064	0.263	1.7	1.3	3HA10=2.36

**III.6.5. Vérifications à l'E.L.U**

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 29.05KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.358MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 2.5MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

**b) Calcul des armatures transversales :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42mm$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

**c) L'espace**

1)  $St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 24.3 cm$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.358 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$  (CBA Art A.5.1.2.3)

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67cm$  .On prend  $St=15cm$

**III.6.6. Vérification à l'E.L.S**

**-Vérification de la contrainte dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; M_S=23.12 KNm.$

$M_t^s=0.75 \times M_S=17.34KNm$

$M_a^s=0.5 \times M_S=11.56KNm$

Calcul de y :  $A = 3.39cm^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.021cm$

**-Calcul de I :**  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72cm^4$

En travée:  $(\sigma_{bc} = 5.92MPa) < 15MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

En appuis:  $(\sigma_{bc} = 3.95MPa) < 15MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

**-Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.697 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.075; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## III.6.7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

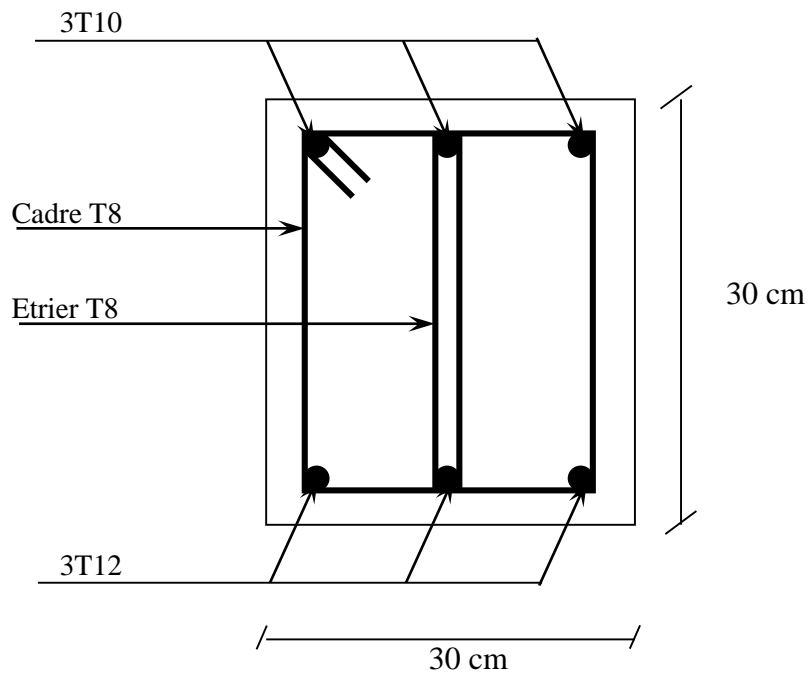


Figure N°III. 18 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

### IV.1.Introduction :

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis actions sismiques, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural. Pour cela nous nous servons du logiciel **ETABS 2016**.

### IV.2.Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan,

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ETABS 2016**.

### IV.3.Calcul de la force sismique V par la méthode statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V^{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad \dots \text{RPA99/2003(Art4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération .....RPA99 (Tableau 4.1)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen .....RPA99 (Tableau 4.2)

R : coefficient de comportement global de la structure.....RPA99 (Tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité..... RPA99 (Tableau 4.4)

W : Poids total de la structure.... (Résultats ETABS)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

T : Période propre

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- **Coefficient d'accélération**
  - groupe d'usage 2
  - Zone sismique : IIa  $\Rightarrow A = 0,15$ .

- **coefficient de comportement global**

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction **R = 5**

- **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.7)} \end{cases} \quad \text{Tel que :}$$



$C_T = 0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**  $H = 28.05$  m : hauteur total du bâtiment.

$L$  = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul :  $L_x=26.00$ m,  $L_y=15.85$ m.

$$\Rightarrow T_x = \min(0.61s; 0.5s).$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.61s; 0.634s).$$

Le RPA exige de comparer la période obtenue par méthode spectrale à la période statique et majoré de 30 % Si :

$$T_{exp} = 1.3T \Rightarrow T_{exp} = 0.792 \text{ s}$$

Il faut que  $T_{numérique} < T_{exp} \Rightarrow 0.53s < 0.792s$

#### • Facteur d'amplification dynamique

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3S \end{cases}$$

L'amortissement est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles  $\xi = 10\%$  et portique  $\xi = 7\%$  nous prendrons donc un coefficient moyen :

$$\xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\%$$

Ce qui donne pour les deux sens :  $D_x=2.205$  et  $D_y=1.932$

#### • Facteur de qualité

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$  **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	Pq sens xx	Observée	Pq sens yy
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 la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
<b>Q</b>		<b><math>Q_x = 1.15</math></b>		<b><math>Q_y = 1.15</math></b>	

#### • Poids total de la structure

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau ( $i$ ) :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération (RPA tableau 4.5)  $\beta=0.2$  (habitation)

Dans notre cas, on a :  $W = 34454.6242 \text{ KN}$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 34454.62 \Rightarrow V_{st,x} = 2620.80 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.932 \times 1.15}{5} \times 34454.62 \Rightarrow V_{st,y} = 2296.86 \text{ KN}$$

#### IV.4. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \end{cases}$$

#### IV.5. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est l'ETABS version 16. La structure modélisée est représentée en figure III.3.1

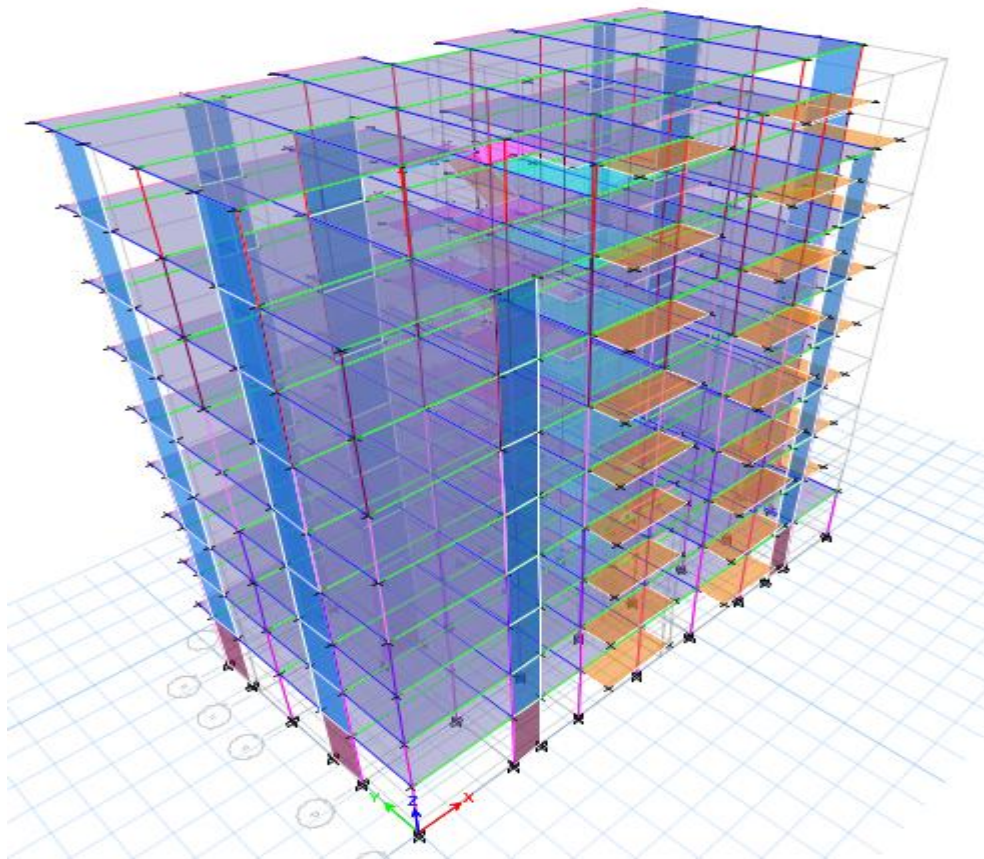


Figure 1 vue en 3D

### IV.6. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

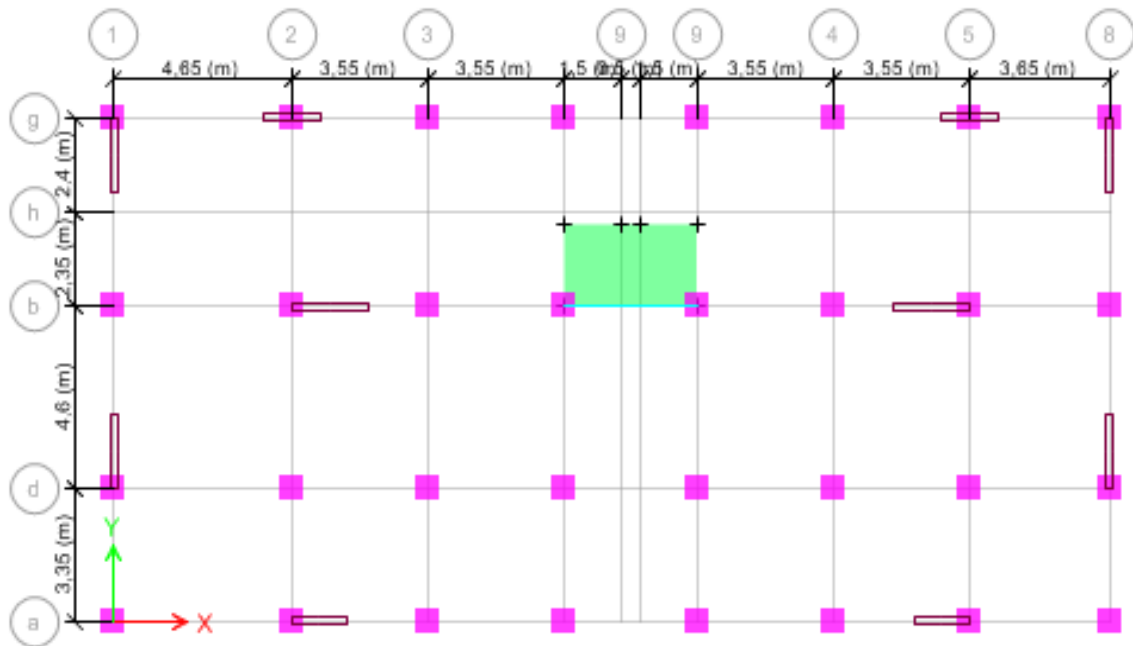


Figure 2 : disposition des voiles

### IV.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016

#### IV.7.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Période et taux de participation

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	0,794	2,264E-05	0,7401	0,00002264	0,7401
2	0,639	0,7498	1,551E-05	0,7498	0,7401
3	0,6	0,0007	0,0002	0,7505	0,7403
4	0,252	6,364E-06	0,1271	0,7505	0,8674
5	0,207	0,1276	7,308E-06	0,8782	0,8674
6	0,187	0,0001	2,498E-05	0,8783	0,8674
7	0,129	2,621E-05	0,0565	0,8783	0,924
8	0,111	0,0504	1,474E-05	0,9287	0,924

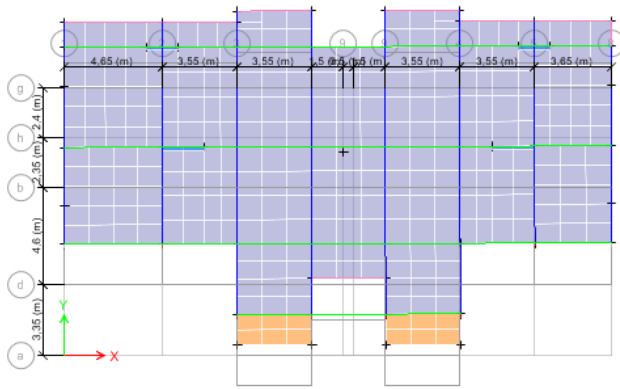


Figure 3 model:translation selon Y

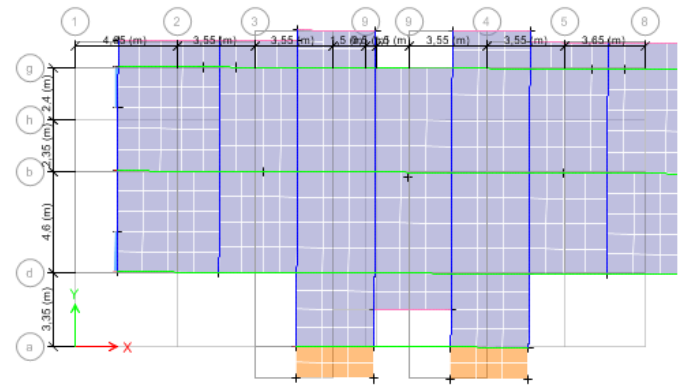


Figure 4 : translation selon X

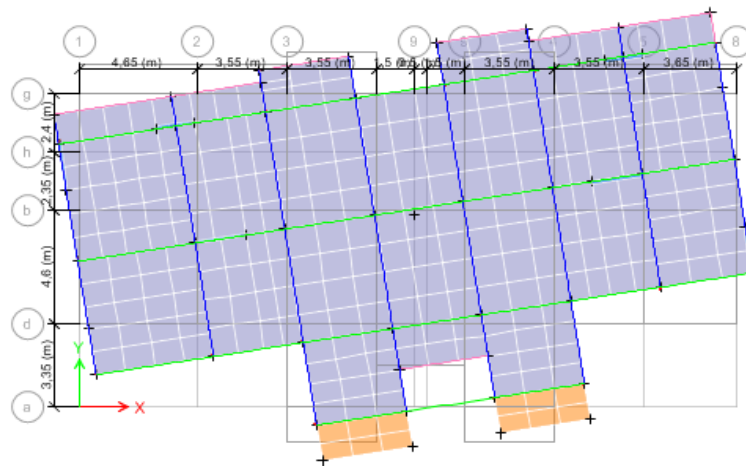


Figure 4 : rotation selon Z

### IV.7. 2.Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$ .

Tableau IV.3 : vérification de la résultante des forces

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	Observation
Sens xx	2077.353	1661.882	1897.851	Vérifiée
Sens yy	1870.56	1496.448	1844.828	Vérifiée

### IV.7. 3.Justification de l'interaction voiles portiques

- Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage}$$

Des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS 2016 sont :

**Tableau IV.4.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	30978,28	6636,439	37614,71	82,36	17,64	vérifiée

#### Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf les quatre derniers étages.

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ETABS sont :

**Tableau IV.5.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens X-X

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	970,1869	1120,9138	2091,1	46,40	53,60	vérifiée
RDC	846,2066	671,0647	1517,27	55,77	44,23	vérifiée
Etage 1	803,5745	670,1834	1473,76	54,53	45,47	vérifiée
Etage 2	674,0989	538,5636	1212,66	55,59	44,41	vérifiée
Etage 3	668,5256	507,7862	1176,31	56,83	43,17	vérifiée
Etage 4	610,1145	379,5361	989,651	61,65	38,35	vérifiée
Etage 5	467,383	378,3201	845,703	55,27	44,73	vérifiée
Etage 6	412,3274	210,1834	622,511	66,24	33,76	vérifiée
Etage 7	282,1389	133,9914	416,13	67,80	32,20	vérifiée

**Tableau IV.6.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens Y-Y

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	798,5057	912,4784	1710,98	46,67	53,33	vérifiée
RDC	780,7117	556,5422	1337,25	58,38	41,62	vérifiée
Etage 1	740,5626	524,7113	1265,27	58,53	41,47	vérifiée
Etage 2	638,3526	406,7274	1045,08	61,08	38,92	vérifiée
Etage 3	632,9188	381,747	1014,67	62,38	37,62	vérifiée
Etage 4	622,283	299,0047	921,288	67,54	32,46	vérifiée
Etage 5	439,4308	281,5065	720,937	60,95	39,05	vérifiée
Etage 6	396,8639	153,0078	549,872	72,17	27,83	vérifiée
Etage 7	276,3566	121,853	398,21	69,40	30,60	vérifiée

**Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

**IV.7. 4.Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

**Tableau IV.7.** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
Entre sol+rdc	60	60	3600	2261,4706	0,251	vérifiée
pot1+2	55	55	3025	1672,251	0,221	vérifiée
pot 3+4	50	50	2500	1075,9817	0,172	vérifiée
pot 5+6	45	45	2025	573,4922	0,113	vérifiée
pot 7	40	40	1600	180,3033	0,045	vérifiée

**IV.7. 5. Vérification vis à vis des déformations**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  :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 :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA formule 4-19}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art.5.10)}$

**Tableau IV.8.** Vérification vis-à-vis des déformations.

Niveaux	Sens Y-Y						Sens X-X						Obs
	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
Entre sol	0,1045	0,523	0	0,52	357,0	0,146	0,0867	0.4335	0	0.43	357	0.121	vérifiée
RDC	0,2867	1,434	0,523	0,91	306,0	0,298	0.23	1.15	0.4335	0.72	306	0.234	vérifié
Etage 1	0,5111	2,556	1,434	1,12	306,0	0,367	0.3936	1.968	1.15	0.82	306	0.267	vérifiée
Etage 2	0,7452	3,726	2,556	1,17	306,0	0,383	0.5593	2.7965	1.968	0.83	306	0.271	vérifiée
Etage 3	0,9753	4,877	3,726	1,15	306,0	0,376	0.7207	3.6035	2.7965	0.81	306	0.264	vérifiée
Etage 4	1,1857	5,929	4,877	1,05	306,0	0,344	0.868	4.34	3.6035	0.74	306	0.241	vérifiée
Etage 5	1,3729	6,865	5,929	0,94	306,0	0,306	0.9986	4.993	4.34	0.65	306	0.213	vérifiée
Etage 6	1,5303	7,652	6,865	0,79	306,0	0,257	1.1074	5.537	4.993	0.54	306	0.177	vérifiée
Etage 7	1,6661	8,331	7,652	0,68	306,0	0,222	1.1976	5.988	5.537	0.45	306	0.146	vérifiée

### Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k\max} = 1.01\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k\max} = 1.085\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

### IV.7. 6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \mathbf{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  **RPA99/2003(Article 5.9)**

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Tableau IV.9.** Vérification à l'effet P-Δ.

	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'			observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	
étage 7	306	3244,8575	0.45	438,8890487	0,011	0.68	398,2096	0,018	<b>vérifiée</b>
Etage 6	306	6792,3624	0.54	782,6008528	0,015	0.79	549,8717	0,032	<b>vérifiée</b>
étage 5	306	10350,892	0.65	1090,954956	0,020	0.94	720,9373	0,044	<b>vérifiée</b>
étage 4	306	14022,012	0.74	1355,765538	0,025	1.05	921,2877	0,052	<b>vérifié</b>
Etage 3	306	17693,132	0.81	1583,184954	0,029	1.15	1014,6658	0,066	<b>vérifiée</b>
étage 2	306	21488,699	0.83	1771,949082	0,033	1.17	1045,08	0,079	<b>vérifiée</b>
étage 1	306	25284,267	0.82	1920,644263	0,035	1.12	1265,2739	0,073	<b>vérifiée</b>
RDC	306	29216,139	0.72	2024,682419	0,034	0.91	1337,2539	0,065	<b>vérifiée</b>
E.sol	357	33622,876	0.43	2084,768117	0,020	0.52	1710,9841	0,029	<b>vérifiée</b>

### ▪ Analyse des résultats

On remarque d'après les résultats obtenus ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

## IV.8. Conclusion

Après avoir modélisé les voiles périphériques de l'entre sol, on a constaté au niveau du 4<sup>ème</sup> étage que les déplacements sont presque nuls car les voiles périphériques forment un encastrement rigide et les exigences de RPA99V2003 ne sont pas satisfaites. On reprend la modélisation à partir de niveau (h=3.57m).

On a pu opter une section des voiles de contreventement de 18cm à l'entre sol et de 15cm pour les autres, ainsi que, les dimensions des poteaux et des poutres sont augmentées pour avoir des translations dans les deux premiers modes, la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique.

### Pré dimensionnement final :

Poteaux RDC+E-sol	: (60*60) cm.
Poteaux Etage 1+2	: (55*55) cm.
Poteaux Etage 3+4	: (50*50) cm.
Poteaux Etage 5+6	: (45*45) cm.
Poteaux Etage 7	: (40*40) cm.
Voiles E-sol	: 18 cm.
Voiles E. courant	: 15 cm.
Poutres principale	: (40*35) cm.
Poutres secondaire	: (40*35) cm.
Poutres palière	: (40*35) cm.
Poutres de chaînage	: (30*30) cm.



## V.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2. ETUDE DES POTEAUX

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

### V.2.1. Définition

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- |               |           |
|---------------|-----------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E  |
| 2) G+Q        | 5) 0.8G+E |
| 3) G+Q+E      | 6) 0.8G-E |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

### V.2.2. Recommandations du RPA99/Version 2003

#### a) Armatures longitudinale

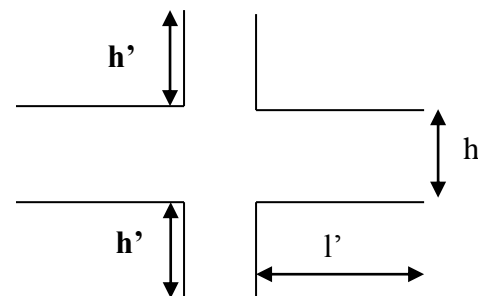
1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
  2. Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone IIa.
  3. Leur pourcentage maximal :
    - $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
    - $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
  4.  $\phi_{\min} > 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
  5. La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi_l$  en zone II.
  6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
  7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$ : Section du poteau.

$h_e$ : Hauteur d'étage.



**b) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA** **Figure V. 1 : Zone nodale**  
 Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales exigées par le RPA**

Niveau	Section du poteau	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol + RDC	60x60	28.8	144	216
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	55x55	24.2	121	181.5
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	50x50	20	100	150
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	45x45	16.2	81	121.5
7 <sup>ème</sup> étage	40x40	12.8	64	96

**Les armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

$V_u$  : 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'élançement 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 déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :
- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

$-A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement 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,

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur

Droite de  $10\phi$  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.
- **V.2.3.Sollicitations et ferrailage des poteaux** Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS 2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 : Sollicitations et ferrailage des poteaux**

Niv	Sec	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	V(KN)	comb	sec	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub>	Choix des barres(cm <sup>2</sup> )
RDC	s-sol et 60x60	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2421.38	29.120	-138.55	ELU	SEC	0	28.8	12HA16+4HA14 =30.3
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	130.57	525.85		ELA	SEC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-574.66	22.74		ELA	SET	8.32		
2 <sup>ème</sup>	1 et 55x55	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1820.38	60.75	-132.25	ELU	SEC	0	24.2	16HA14=24.63
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	126.52	385.86		ELA	SPC	3.32		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-82.20	7.68		ELA	SET	1.4		
étage	3 et 4 <sup>ème</sup> 50x50	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1232.24	50.12	-111.06	ELU	SEC	0	20	12HA14+4HA12 =23
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	103.19	-250.83		ELA	SPC	9.26		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	6.28	8.05		ELA	SPC	2.71		
6 <sup>ème</sup>	5 et 45x45	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	684.94	40.46	-82.32	ELU	SEC	0	16.2	16HA12=18.10
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	71.58	183.96		ELA	SPC	2.17		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-54.58	4.32		ELA	SET	1		
7 <sup>ème</sup> étage	40x40	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	229.77	-2.55	-37.73	ELU	SEC	0	12.8	12HA12=13.57
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-51.45	57.44		ELA	SPC	3		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-33.44	-5.09		ELA	SET	0.84		

### V.2.4.2. Armatures transversales

#### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du l'entre-sol (60×60 cm<sup>2</sup>):

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.4}{0.5} = 4.76 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 72.72 \times 10^{-3} \times 15}{50 \times 400} = 2.04$$

#### ✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

#### ✓ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(24 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 14 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

#### ✓ Quantité d'armature minimale

- zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (10 \times 50) = 2.5 \text{ cm}^2$

- zone courante :  $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (15 \times 50) = 3.75 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **6T10=4.71 cm<sup>2</sup>**

### V.2.4.3. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 3 : Armatures transversales des poteaux**

Niveau	Entre sol+RDC	1 <sup>re</sup> Et 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> Et 4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> Et 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
$L_0$ (cm)	357	306	306	306	306
$L_f$ (cm)	250	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	4.17	3.89	4.28	4.76	5.35
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5

$V_U (KN)$	138.55	132.25	111.07	82.32	37.73
$L_r (cm)$	64	56	56	48	48
$S_t z. nodale$	10	10	10	10	10
$S_t z. courante$	15	15	15	15	15
$A^t (cm^2)$	3.24	3.38	3.12	2.57	0.88
$A_{min}^t nodale$	3	2.75	2.5	2.25	2
$A_{min}^t courante$	4.5	4.125	3.75	3.375	3
$A_{adopté}^t (cm^2)$	4.71	4.71	4.71	4.71	3.02
$N^{br}$ de barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

**V.2.4.4. Vérifications**

➤ **vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Avec :

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0$ )

$i$  : Rayon de giration  $i = \left( \frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left( \frac{b \times h^3}{12bh} \right)^{1/2} = \left( \frac{h^2}{12} \right)^{1/2} \Rightarrow i = 0.144$

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2.38}{0.144} = 16.35 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{10.50}{35} \right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.813$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (0.5 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.230 m^2$$

$$N_U = 0.813 \times \left[ \frac{0.230 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 28.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.00} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 4272.95 KN$$

$$N_{max} = 1010.1 KN < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau V.4. Vérification du flambement des poteaux**

Niveau	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>r</sub> (m)	I (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	N <sup>max</sup> (KN)
Entre sol	3.57	2.5	0.173	14.45	0.822	30.29	0.336	7667.23	2421.3828
RDC	3.06	2.142	0.173	12.38	0.83	30.29	0.336	7741.85	2138.0971
1 <sup>er</sup> étages	3.06	2.142	0.159	13.47	0.825	24.63	0.280	6392.5	1820.3862
2 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.159	13.47	0.825	24.63	0.280	6392.5	1522.622
3 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.144	14.88	0.820	23	0.230	5310	1232.241
4 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.144	14.88	0.820	23	0.230	5310	957.2286
5 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.13	16.47	0.814	18.8	0.185	4249.56	684.9453
6 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.13	16.47	0.814	18.8	0.185	4249.56	431.7173
7 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	13.57	0.144	3232.93	229.7782

On remarque bien que  $N_{max} < N_{ul}$  pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

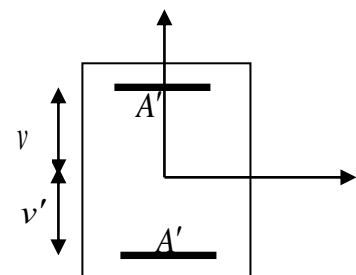
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$



**Figure. V.2. Section d'un poteau**

**Tableau V.5 : Vérification des contraintes dans le béton**

Niveau	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Entre sol	54	30.29	33.68	26.32	0.0073	1765.6	39.96	6.75	Vérifiée
RDC	54	30.29	33.68	26.32	0.007	1558.9	61.014	7.26	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étages	49.5	24.63	29.89	25.11	0.0046	1327.3	56.97	8.17	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	49.5	24.63	29.89	25.11	0.0044	1110.3	54.30	7.45	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	45	23	27.42	22.58	0.0044	898.63	48.45	6.65	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	45	23	27.42	22.58	0.0028	698.22	46.79	7.39	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	40.5	18.80	24.70	20.30	0.0028	499.79	41.34	6.12	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étages	40.5	18.80	24.70	20.30	0.0014	315.30	40.16	8.61	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étages	36	13.57	21.80	18.2	0.0014	168.26	30.84	5.88	Vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles**

Niveau	section	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d(cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observations
Entre sol	60×60	2.5	4.17	0.04	54	138.55	0.42	1	Vérifiée
RDC	60×60	2.142	3.57	0.04	54	131.41	0.4	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étages	55×55	2.142	3.89	0.04	49.5	132.25	0.48	1	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	55×55	2.142	3.89	0.04	49.5	127.32	0.46	1	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	50×50	2.142	4.28	0.04	45	111.06	0.49	1	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	50×50	2.142	4.28	0.04	45	99.62	0.44	1	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	82.32	0.45	1	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étages	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	65.19	0.35	1	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étages	40×40	2.142	5.35	0.075	36	37.73	0.26	1.875	vérifiée

**V.2.4.4. Disposition constructive des poteaux**

• **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire Car à ce niveau qu'on disposera les armatures Transversales d'une façon à avoir des Espacements très rapprochés à cause de la sensibilité Decet endroit qu'est constitué par le Nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent Être faites si possible à l'extérieur de ces zones Nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte Pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

**Avec :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

Entre-sol et RDC :

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

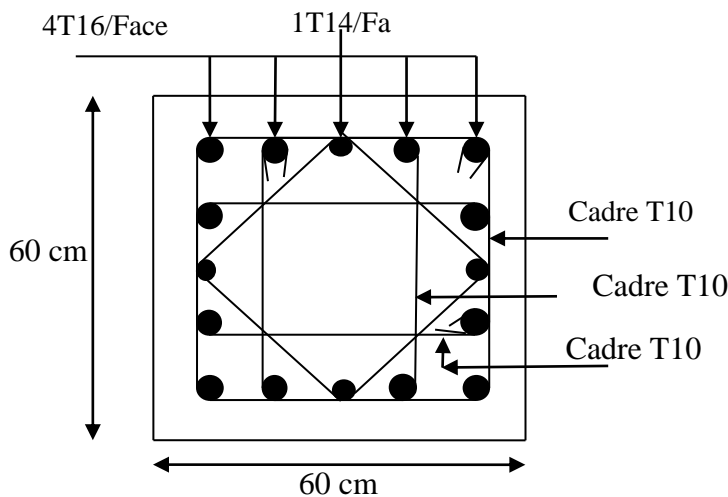
$$h' = \max(59.5, 60, 60, 60) = 60\text{cm}$$

1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage:

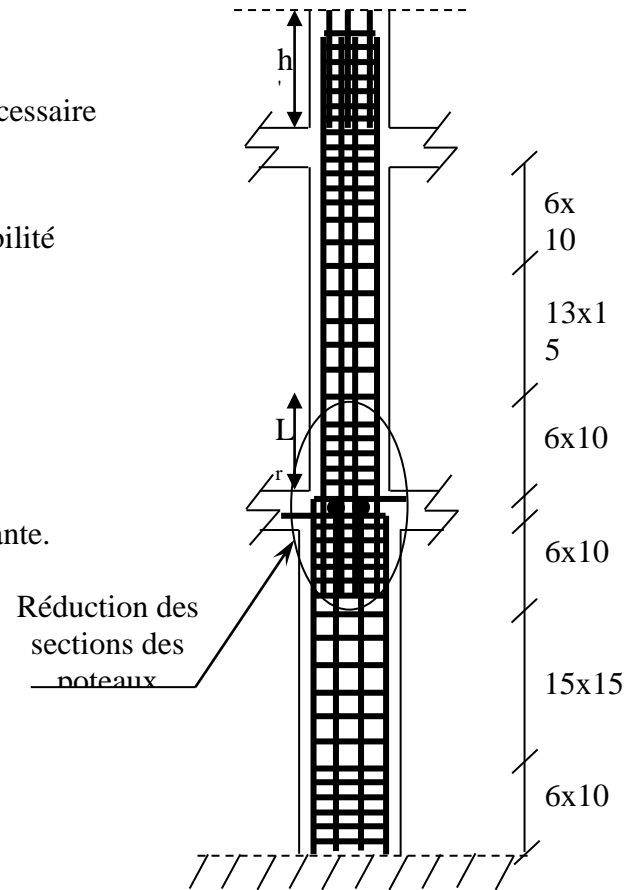
$$L' = 80\text{ cm}$$

$$H' = 60\text{ cm}$$

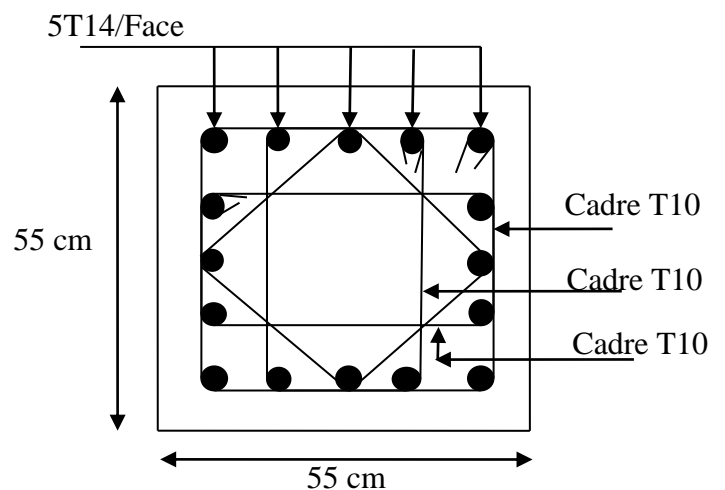
**V.2.5. Le schéma de ferrailage des poteaux**



E.SOL+RDC

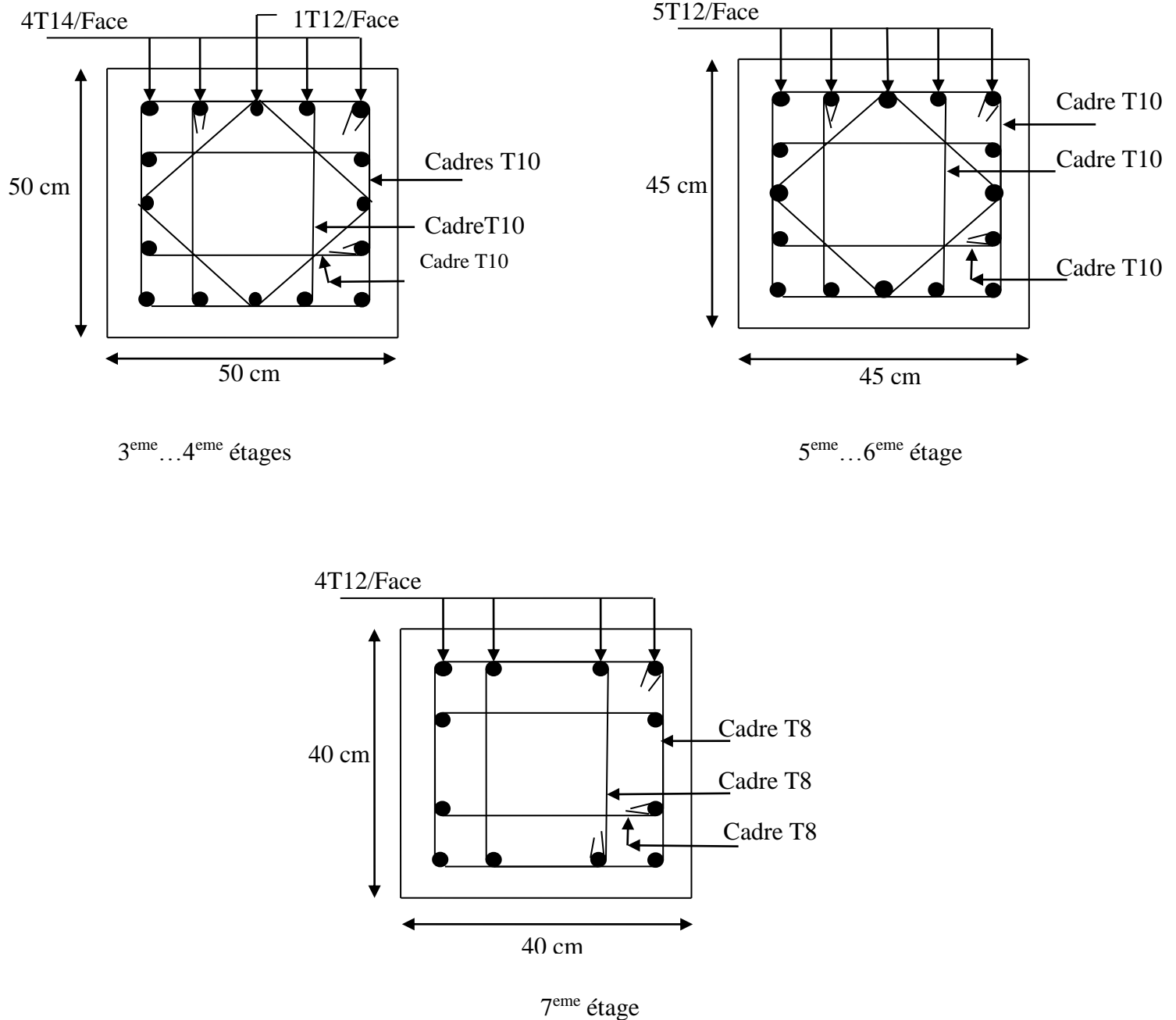


**Figure V. 3 :** Disposition des armatures des poteaux



1<sup>eme</sup>...2<sup>eme</sup> étages





**Figure V.4 : schéma de ferrailage des poteaux**

### V.3. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés 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 leurs 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 RPA99 :

#### a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% ,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$  .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone *Ila*).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$  .
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t)$  . : dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre  $\phi_t$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.3.2.Ferrailage des poutres :

#### a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000, on a pris le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

**Tableau V.7** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de Poutres	Section (cm)	local	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres
E. sol+ RDC+	principale	35*40	Appui/Zc	10.32	7.00	56	10.65	3T16+3T14
			travée/Zr	9.88	7.00	84	10.65	3T16+3T14
E.courant	secondaire	35*40	Appui/Zc	8.33	7.00	56	9.24	6T14
			travée/Zr	6.82	7.00	84	8.01	3T14+3T12
Terrasse inaccessible	principale	35*40	Appui/Zc	6.12	7.00	56	6.16	4T14
			travée/Zr	3.85	7.00	84	4.62	3T14
	secondaire	35*40	Appui/Zc	3.87	7.00	56	8.01	3T14+3T12
			travée/Zr	2.05	7.00	84	6.88	3T14+2T12

**Longueur de recouvrement :**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm$$

$$\phi = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm$$

**b) Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

➤ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$  (un cadre et un étrier)

➤ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

**c) Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$\text{➤ } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 89.71cm$$

$$\text{➤ } S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 40cm \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\text{➤ } S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 51.91cm$$

$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$  on adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$S_t = \min(12.5; 16.8) = 12.5cm$  on adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 80cm$ .

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.575cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifié$$

**V.3.3. Vérifications :**

**Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) \quad (\text{F.P.N}) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

**Tableau V.8** Vérification des contraintes tangentielles

Poutre	$V_u (MPa)$	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	observation
Principales	0.10634	0.821	3.25	vérifié
Secondaires	0.09638	0,744	3.25	vérifié

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  on a pas de risque de cisaillement

**b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- en appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

**Tableau V.9** Vérification au cisaillement.

poutres	$A_l (cm^2)$	$M_u^a (MN.m)$	$A_{priv}$	$A_{p inter}$	observation
principales	10.32	0.13295	3.06	-8.42	vérifié
secondaires	9.24	0.10073	2.89	-5.92	vérifié

**c) Etat limite de compression du béton :**

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(MN)$	$I(m^4)$	$Y(m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Principales	appui	0.05430	0.00186	0.1420	4.15	vérifiée
	travée	0.03489		0.1420	2.66	vérifiée
Secondaires	appui	0.02499	0.00186	0.1361	1.83	vérifiée
	travée	0.01312		0.1287	0.91	vérifiée

**Vérification de la flèche :**

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.

Nous allons évaluer de la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (1)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad (2)$$

$$l \leq 8m \quad (3)$$

Vérifications des trois conditions :

**Tableau V.11** Résumé des résultats.

Poutres	(1)	(2)	(3)
Principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches peut-être exclu.

### V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres :

**vérification des zones nodales** Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1.25

Cette disposition tend a faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

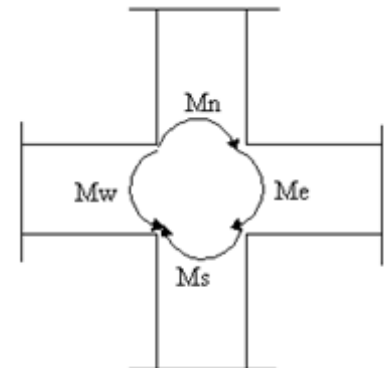
$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \text{ RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

#### 1.Détermination des moments résistants

Le moment résistant «  $M_r$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.9 \times h$$



**Figure V. 7:** diferent moment

**Poteaux****Tableau V.12** : les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
E.SOL+RDC	60×60	54	9.58	180.02
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> étages	55×55	49.5	7.70	132.64
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	50×50	45	7.29	114.16
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	45×45	40.5	5.65	79.63
7 <sup>ème</sup> étage	40×40	36	4.52	56.62

**Poutre****Tableau V.13** : les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KNm)
De E.sol à 6 <sup>ème</sup> étage	PP	35×40	36	10.65	125.94
	PS	35×40	36	9.24	109.27
7 <sup>ème</sup> étage	PP	35×40	36	8.01	94.72
	PS	35×40	36	8.01	94.72

**Vérification des zones nodales**

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n$ (KN.m)	$1.25( M_w  +  M_e )$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	obsrv
RDC+E.SOL	PP	125.94	180.02	360.04	314.85	540.06	vérifié
	PS	109.27	180.02	360.04	273.18	540.06	vérifié
étage 1+2	PP	125.94	132.64	265.28	314.85	397.92	vérifié
	PS	109.27	132.64	265.28	273.18	397.92	vérifié
étages 3+4	PP	125.94	114.16	228.32	314.85	342.48	vérifié
	PS	109.27	114.16	228.32	273.18	342.48	vérifié
étages 5+6	PP	125.94	79.63	159.26	314.85	238.89	N.vérifié
	PS	109.27	79.63	159.26	273.18	238.89	N.vérifié
7 <sup>ème</sup> étage	PP	94.72	56.62	113.24	236.8	169.86	N.vérifié
	PS	94.72	56.62	113.24	236.8	169.86	N.vérifié

**Remarquer** : on remarque que les rotules plastiques ne sont pas vérifiées au 3 derniers niveaux donc il faut alléger le ferrailage des poutres dans ces niveaux-là.

**Schémas de ferrailage des poutres :**

Nous prenons pour exemple de ferrailage les poutres des étages courants :

	Appuis	Travée
pp	<p>3T16 + 3T14</p> <p>Cadre T10</p> <p>Etrier T10</p> <p>3T16</p>	<p>3T16</p> <p>Cadre T10</p> <p>Etrier T10</p> <p>3T16 + 3T14</p>
ps	<p>6T14</p> <p>Cadre T8</p> <p>Etrier T8</p> <p>3T14</p>	<p>3T14</p> <p>Cadre T8</p> <p>Etrier T8</p> <p>3T14 + 3T12</p>

Figure V.5. schémas de ferrailage des poutres

**V-4. Etude des voiles**

**V.4.1. Définition :** Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.

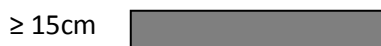


Figure V.6. Voile simple

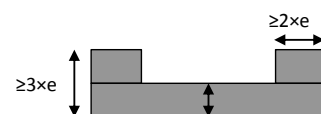


Figure V.7. Voile composé

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

-Flexion. -flexion par effort tranchant. -Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

-Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

-Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

## V.4.2.Recommandation du RPA99

### a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement  $S$  est inférieur à l'épaisseur du voile ( $e$ ).

L'espacement des barres  $S/2$  doit être réduit à  $S$  sur une longueur de  $L/10$  dans les zones extrêmes.

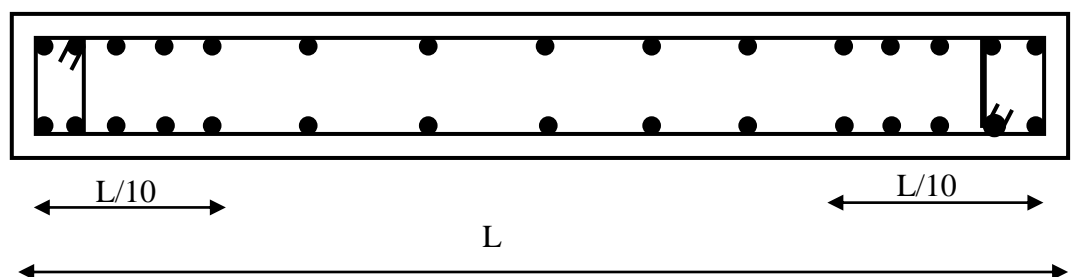


Figure V.8: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

### b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  de longueur  $10\varnothing$ .

### c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

### d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$  ..... Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$  ..... Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$ .



Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\varnothing < a/10$  en zone courante.

**f-Longueur de recouvrement**

$L_r = 40\varnothing$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

**V.4.3.Ferraillage des voiles**

**1. Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) comme indiquée sur la figure (V-3-4).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

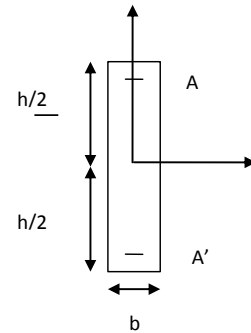
Suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

**2. Armatures horizontales :** Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$



**Tableau V.15 : ferraillage du voile Vx2**

Vx2				
Section	E.SOL	RDC Etage 1+2	Etage 3+4+5	Etage 6+7
L(m)	2	2	2	2
e(m)	0.18	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	-659.64	-391.77	-425.10	-96.67
N (KN)	-483.23	-396.22	462.52	-79.44
V(KN)	362.68	145.48	55.29	64.59
Type de section	SPC	SET	SPC	SPC
$\tau$ (MPa)	1.57	0.75	0.29	0.33
$L_t$ (m)	0.76	0.66	0.64	0.73
$L_c$ (m)	0.48	0.67	0.73	0.55
$A^V_{Calcul/face}$ ( $cm^2$ )= $A_{min/bael}$	18.9	15.75	11.37	15.75
$A^{min(tendu)}$	2.74	2.41	1.92	2.19
$A^{min(courant)}$	1.36	1.205	0.96	1.095

$A^V_{Adopter}/\text{face m}^2$	19.91	16.03	16.03	16.03
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	10HA14+4HA12	6HA14+6HA12	6HA14+6HA12	6HA14+6HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A^h_{Calcul}/\text{face (cm}^2)$	1.2	0.84	0.75	0.50
$A^h_{Adopter}/\text{face(cm}^2)$	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

**Tableau V.16 : ferrailage du voile Vy2**

Vy2				
Section	E.SOL	RDC +Etage 1+2+ 3	Etage 4+5+6	Etage 7
L(m)	1.85	1.85	1.85	1.85
e(m)	0.18	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	28.20	-553.90	-375.47	-161.43
N (KN)	-1169.56	-285.83	-566.19	-383.06
V(KN)	313.13	151.24	118.44	59.34
Type de section	SET	SET	SPC	SPC
$\tau$ (MPa)	1.46	0.85	0.66	0.33
$L_t$ (m)	0.85	0.78	0.49	0.25
$L_c$ (m)	0.14	0.29	0.86	1.35
$A^V_{Calcul}/\text{face (cm}^2) =/A_{\text{min}}/\text{bael}$	18.9	15.75	11.37	15.75
$A^V_{Adopter}/\text{face m}^2$	17.48	14.56	14.56	7.97
$A^{\text{min}}(\text{tendu})$	3.06	2.34	1.47	0.75
$A^{\text{min}}(\text{courant})$	0.252	0.435	1.29	2.025
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	12HA14	6HA14+6HA12	6HA14+6HA12	12HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A^h_{Calcul}/\text{face (cm}^2)$	1.64	0.79	0.62	0.31
$A^h_{Adopter}/\text{face(cm}^2)$	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

#### V.4.4. Schémas de ferrailage des voiles :

On prend comme exemple de ferrailage le voile Vy2 au niveau de RDC ( $L \times e = 185 \times 18 \text{ cm}^2$ )

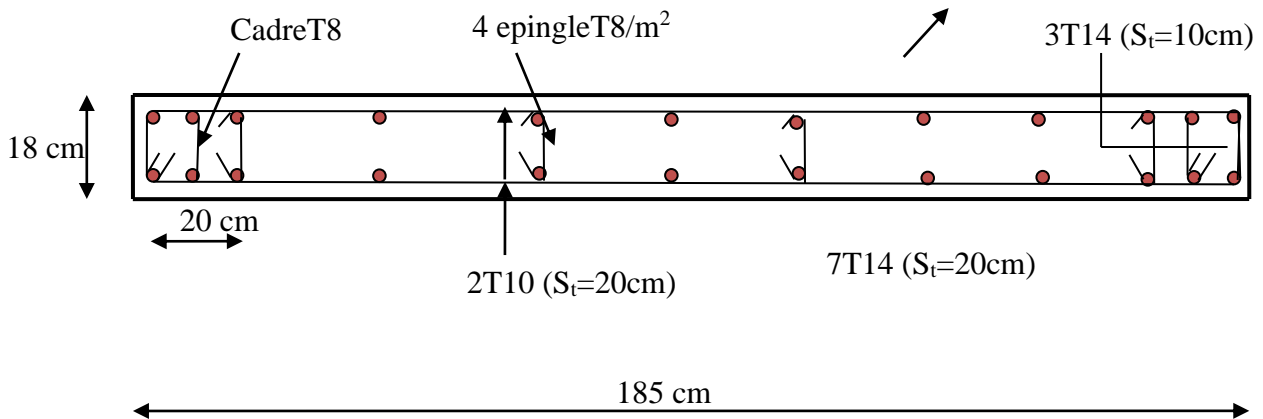


Fig. V.9 : Schéma de ferrailage du voile RDC

#### V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (ETABS2016 et Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes (version 2003).

## 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 et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

## VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.8 bars pour une profondeur de 5 m.

## VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8\times G\pm E$

## VI.4. Étude des fondations :

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées (qui sont largement insuffisante dans notre cas), puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne convient pas ; on passe au radier général.

### VI.4.1. Le choix de type de fondation :

#### .2. Semelle filante :

Choisissons une semelle filante, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous un portique formé de  $\underline{8}$  poteaux.

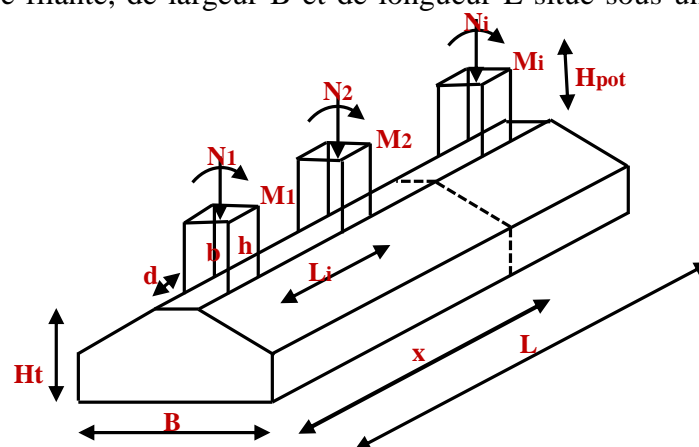


Figure VI.1 Semelle filante sous poteaux

**Avec :**

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$$\sum N_i = 13285.5 \text{ KN.}$$

$$\sum L_i = 26.6 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{13285.5 \times 10^{(-3)}}{26.6 \times 0.18} = 3.2 \text{ m}$$

On remarque qu'il n'y aura pas risque de chevauchement entre les semelles filantes, car

$$L_{\min} = 3.5 \text{ m}$$

Calcul la surface de la semelle filante :

$$- S_{SF} = B \times L = 3.2 \times 26.6 = 85.12 \text{ m}^2$$

$$. S_{\text{totale}(SF)} = 4 \times 85.12 = 340.48 \text{ m}^2$$

$$. S_{\text{sol d'assise}} = 26.6 \times 13.10 = 348.46 \text{ m}^2$$

$$. S_{\text{totale}(SF)} / S_{\text{sol d'assise}} = 98\%$$

Donc le choix se fera pour un radier.

#### VI.4.1.2. Vérification de Radier général

- **Définition :** Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

#### ✓ La surface du radier

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{37779.24}{180} \Rightarrow S_{rad} \geq 209.885 \text{ m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer à partir de **etabs2016v16.2**

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 358.28 \text{ m}^2$$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 358.28 \text{ m}^2$$

#### Pré dimensionnement :

- **Condition de coffrage :**

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

$h_r$  : Hauteur de la dalle.

$L_{\max} = 4.15 \text{ m}$  : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

#### Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{415}{10} \Rightarrow h_t \geq 41.5 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 65 \text{ cm}$$

- **Dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{415}{20} \Rightarrow h_0 \geq 20.75\text{cm}; \text{ On prend } h_0 = 35\text{cm}.$$

• **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$ .

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol ;  $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$ .

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a } \begin{cases} h_t = 65\text{cm} \\ I = 0.023\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.93\text{m} \\ L_{\max} = 4.15\text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.60\text{m} \end{cases}$$

Condition vérifié

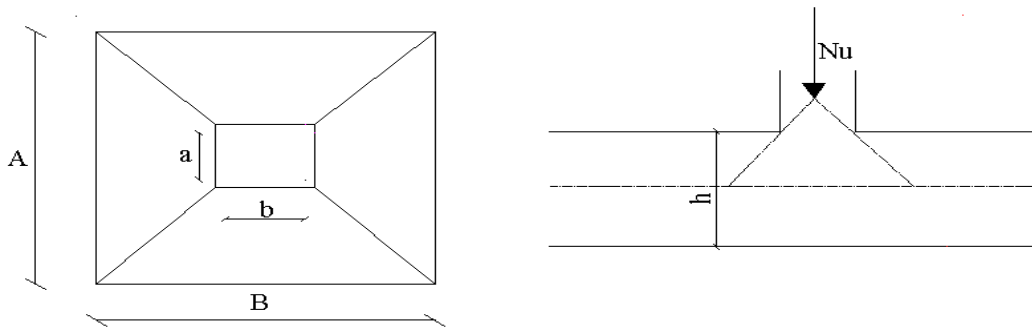
A partir de ces trois conditions, on prend :

$$h_t = 65\text{cm}$$

$$h_r = 35\text{cm}$$

**Les vérifications nécessaires :**

• **Vérification au poinçonnement :**



**Figure VI.2.** Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$ : L'effort normal sur le poteau.

$$U_c = 2. (a + b + 2h_r)$$

$$U_c = 2. (0.60 + 0.6 + 2 \times 0.35) = 3.8\text{m}$$

$$N_d = 2.42\text{MN} \leq 0.045 \times 3.8 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 1.85\text{MN} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir de programme Socotec, on a tiré les nouvelles caractéristiques suivantes :

$$I_y = 22231\text{m}^4, Y_G = 6.54\text{m.}$$

$$I_x = 5115.9\text{m}^4, X_G = 13.65\text{m.}$$

$$N' = \text{KN}$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X :**  $N' = 37961.065\text{KN}$  et  $M_y = 15799.96\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.116\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.096\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.11\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.18\text{MPa} \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

**Sens-Y-Y :**  $N' = 37961.065\text{KN}$  ;  $M_x = 16057.20\text{KN.m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.13\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.085\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.12\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.18\text{MPa} \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99V2003 (Article 10.1.5)**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

**Sens x-x' :**

$$e = \frac{50443.74}{37961.065} = 1.33\text{m} \leq \frac{27.35}{4} = 6.83\text{m}$$

- **Sens-y-y' :**

$$e = \frac{55216.88}{37961.065} = 1.45\text{m} \leq \frac{13.1}{4} = 3.27\text{m}$$

→ Pas de risque au renversement dans les deux sens.

- **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.5$  (Coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10KN/m^3$  (Poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 358.28m^2$  (Surface de radier).

$H = 3m$  (La hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$N = 37961.065KN \geq 1.5 \times 3 \times 358.28 \times 10 = 16122.6KN \rightarrow$  Condition vérifié

✓ **Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyée sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité est le suivant  $L_x = 4.05m$ ;  $L_y = 4.15m$ .

• **Calcul des sollicitations**

$Q_U = 144.45KN/m^2$

$Q_S = 105.44KN/m^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.05}{4.15} = 0.98 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

- **A l'ELU :**  $\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} 0.0384 \\ 0.9545 \end{cases}$

$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 91.01KN.m$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 86.87KN.m$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 77.36KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 73.84KN.m \end{cases}$

**En appui :**  $\begin{aligned} M_a^x &= 0.5M_0^x = 45.51N.m \\ M_a^y &= 0.5M_0^y = 43.44N.m \end{aligned}$

- **A l'ELS :**  $\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} 0.0457 \\ 0.9694 \end{cases}$

$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 79KN.m$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 76.59KN.m$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 67.16KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 65.10KN.m \end{cases}$

**En appui :**  $M_a^x = 0.5M_0^x = 39.50KN.m$

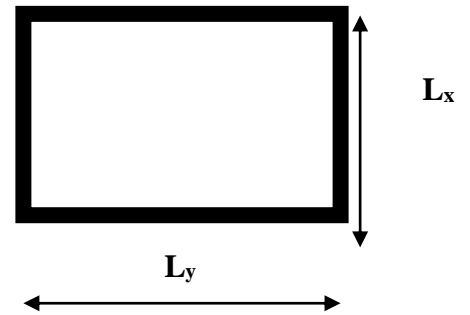
•  $M_a^y = 0.5M_0^y = 38.29KN.$

• **Calcul du ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0.35 m^2$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1.** Section des armatures du radier

		$M(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	Barres
Travée	Sens X-X	77.36	7.04	7.70	5HA14
	Sens Y-Y	73.84	6.7	7.70	5HA14
Appui x-x		45.51	4.09	5.65	5HA12
Appuis y-y		43.44	3.89	5.65	5HA12





✓ **Vérifications :**

• **Condition de non de fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12\text{cm}$  et  $\rho > 0.4$ , la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2 \\ A_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Pour des HAFeE400  $\rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_x = 2.83\text{cm}^2 \\ A_y = 2.8\text{cm}^2 \end{cases}$$

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures //L}_X : S_t = \text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 20\text{cm} \\ \text{Armatures //L}_Y : S_t = \text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 20\text{cm} \end{cases}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 195.07\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 201.51\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{206.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.64\text{Mpa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{Mpa}$$

La condition est vérifiée, on a pas besoin d'armatures transversales.

• **État limite de compression du béton :**

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

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

$$Y=7.58$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 234206\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 5.91\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **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.

a) **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

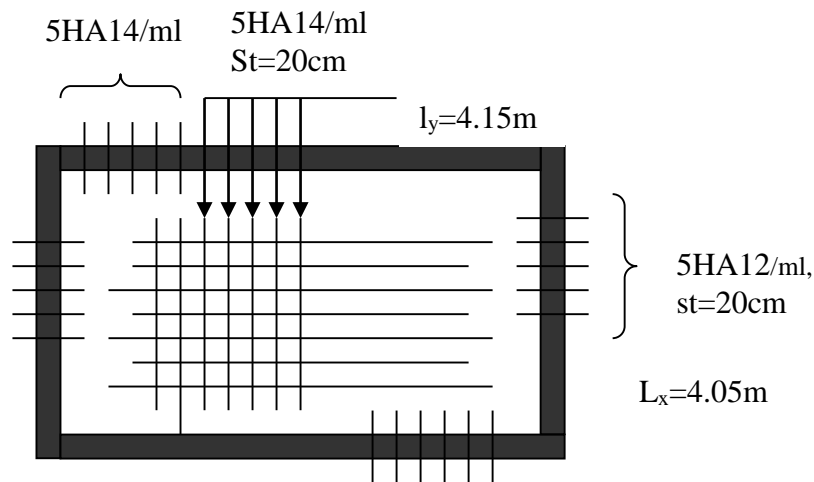
Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessus :

**Tableau VI.2.** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

		$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Travée	X-X	67.16	7.58	86244	5.91	233.61
	Y-Y	65.10	7.58	86244	5.72	181.78
Appui x-x		39.50	6.62	66434	6.64	153.87
Appuis y-y		38.29	6.62	66434	6.64	187.32

On remarque que la contrainte dans l'acier est vérifiée.

- **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.3 :** Schéma de ferrailage du radier

### VI.5.les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

- **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

- **Charge triangulaire :**

$$P'_v = P'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

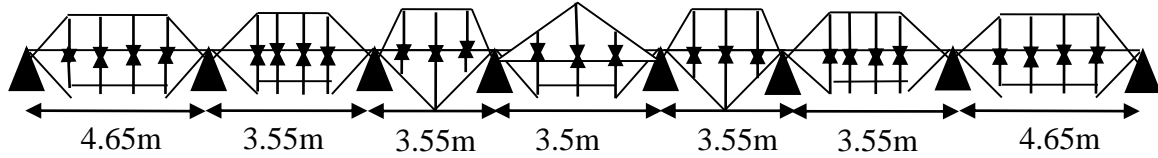
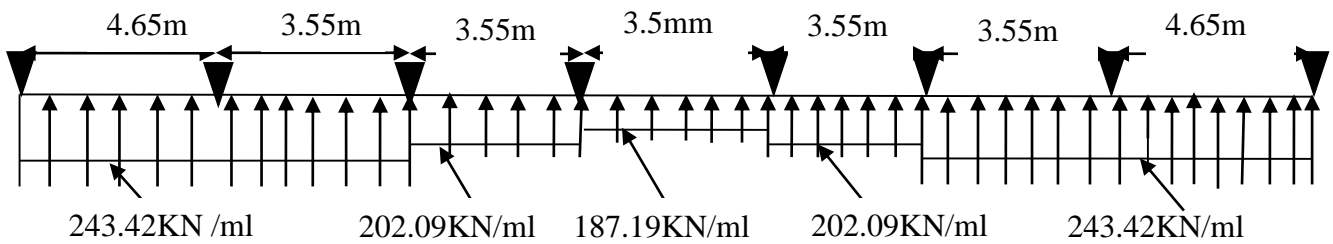


Figure VI.4. Schéma statique équivalent



• **Calcul des sollicitations :**

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appui de gauche et droite respectivement.

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple, les

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.3: Tableau du ferrailage des nervures

Localisation	Moment (KN.m)	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculer (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Appuis	-741.43	6.79	33.08	6HA25+2HA16=33.47
Travée	638.42	17.21	27.74	4HA25+4HA20=32.2

**a. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 4MPa) = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{818.80 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65} = 1.94 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa$$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

**b. Vérification à l'ELS**

**État limite de compression du béton**

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

**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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 MPa \quad ; \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 MPa$$

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 :

**Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.**

Localisation	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travées	-469.43	32.2	17.15	4.16	210.42
appuis	547.55	33.08	25.30	8.59	248.99

On remarque que les contraintes dans l'acier ( $\sigma_s$ ) au niveau des travées ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer à l'ELS la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures**

Localisation	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)
Appuis	6HA25+2HA20=35.74	231.38
Travée	4HA25+4HA20=32.2	210.42

**Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right), \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

### Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t = \min(16.25; 19.2; 30) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}.$$

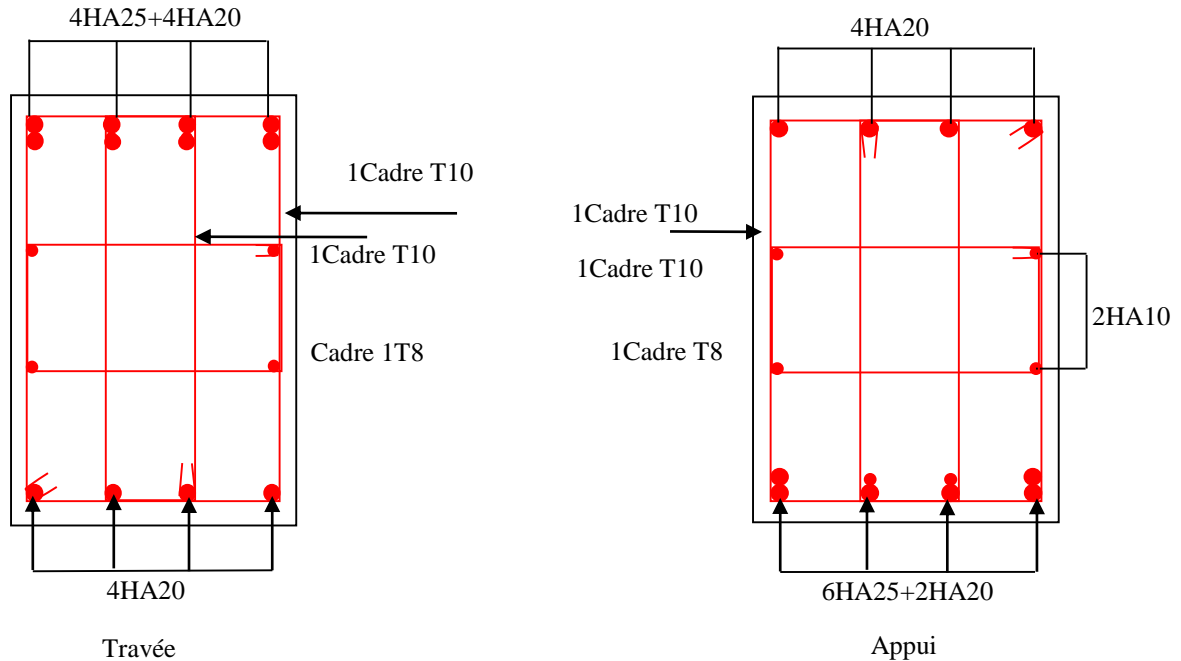


Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage de la nervure

## VI.6. Etude de voile périphérique :

### VI.6.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.6.2. Dimensionnement du voile :

La hauteur  $h=3.57$  m

L'épaisseur  $e=18\text{cm}$

### VI.6.3. Caractéristiques du sol :

$\gamma_h = 20.8\text{KN}/\text{m}^3$  : Le poids spécifique

L'angle de frottement :  $\varphi = 26^\circ$ .

La cohésion  $c = 0.35\text{ KN}/\text{m}^2$

### VI.6.4. Évaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

#### a. La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow G = 28.72 \text{ KN/m}^2$$

**b. Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

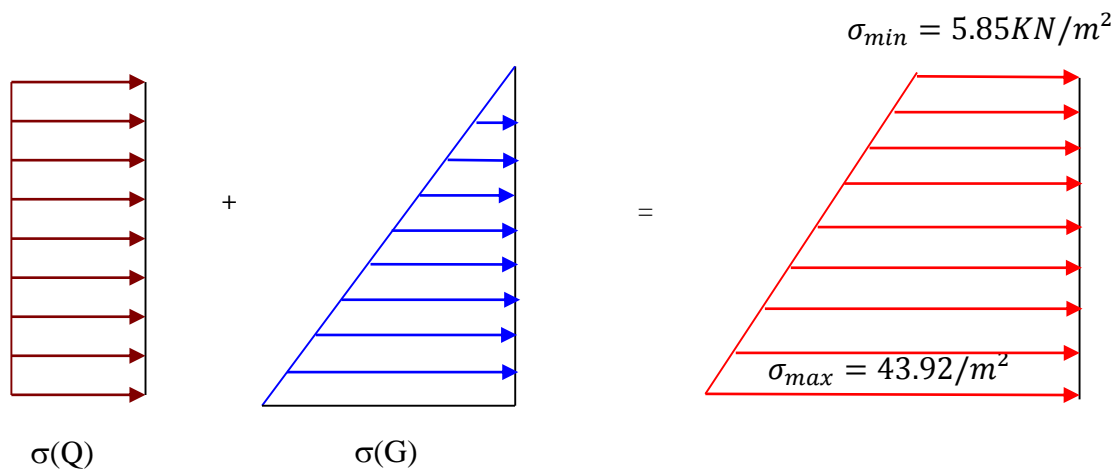
$$Q = 10 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{26^\circ}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.90 \text{ KN/m}^2$$

**VI.6.5. Ferrailage du voile :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

**Calcul à l'ELU**

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 43.92 \text{ KN/m}^2, \quad \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 5.85 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VI.6.** Diagramme des contraintes

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 34.40 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 34.40 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.57 \text{ m}; L_y = 4.05 \text{ m}; b = 100 \text{ cm}; h = 18 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

à l'ELU :  $v=0$  et  $\rho=0.88$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \Rightarrow M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 20.87 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.7438 \Rightarrow M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 15.52 \text{ KN.m} \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

**En travée**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 17.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 13.19 \text{ KN.m}$$

**En appui**

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 10.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0y} = 7.76 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de la section d'armature**

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b×h) = (1×0.18) m<sup>2</sup>.

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq 1.8 \text{ cm}$

**Tableau VI.6 : Section des armatures du voile périphérique.**

	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> )
Travée	XX	17.74	3.38	1.52	5T10=3.93
	YY	13.19	2.50	1.44	5T10=3.93
Appuis	XX	10.43	1.97	1.52	5T8=2.51
Appuis	yy	7.76	1.45	1.44	5T8=2.51

• **Les espacements :**

- Armatures // L<sub>x</sub>: St ≤ min (2e, 25 cm) = 20 cm ⇒ St= 20 cm
- Armatures // L<sub>y</sub>: St ≤ min (2e, 25 cm) = 20 cm ⇒ St= 20 cm

**VI.4.6. Vérifications :**

• **Condition de non fragilité exigée par le RPA :**

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{ct28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa, fissuration nuisible.}$$

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 48.35 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.298 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**a. Vérifications à l'E.L. S**

$$\sigma_{min} = Q = 3.9 \text{ KN/m}^2; \quad \sigma_{max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{max} = 28.72 + 3.9 \Rightarrow \sigma_{max} = 32.62 \text{ KN/m}^2$$

$$.q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0546; \mu_y = 0.8216 \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 17.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 14.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 15.05 \text{ KN.m}; M_{ty} = 12.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{aX} = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 7.27 \text{ kn.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

• **Etat de compression dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

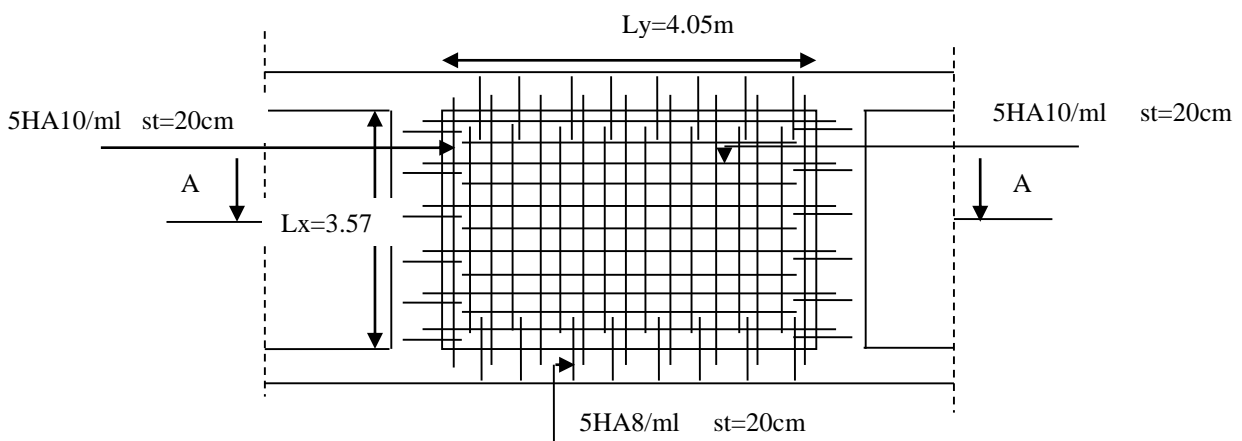
• **Etat de compression dans l'acier :** La fissuration est considéré nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.7 :** vérification des contraintes pour le voile périphérique

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	XX	15.05	3.72	9896.3	5.66	43.76
	YY	12.36	3.72	9896.3	4.65	41.65
Appuis	XX	8.85	3.06	6781.6	3.99	38.42
Appuis	YY	7.27	3.06	6781.6	3.29	31.56

**VI.6.6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique**



**Figure VI.7.** Schéma de ferrailage du voile périphérique.



# *Conclusion générale*

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS2016, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux (de RDC jusqu'aux 7<sup>me</sup> étages) sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	<b>0.1</b>	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	<b>0.2</b>	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	<b>0.3</b>	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	<b>0.4</b>	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	<b>0.5</b>	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	<b>0.6</b>	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	<b>0.7</b>	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	<b>0.8</b>	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	<b>0.9</b>	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
<b>1.0</b>	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

### 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

### Sollicitations dans le voiles Vx2 et Vy2

Section Cut	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
Vx2		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
SCutv1=2	elu	1475,0441	-50,713	-0,0022	-0,036	-0,1111	46,5772
SCutv1=2	els	1076,066	-36,9312	-0,0022	-0,0264	-0,0838	33,9088
SCutv1=2	g+q+exdy Max	817,6681	-362,6847	-0,108	-0,1807	0,3198	-648,5893
SCutv1=2	g+q+exdy Min	1334,4638	288,8223	0,1036	0,1279	-0,4874	716,4069
SCutv1=2	g+q+eydy Max	1072,3905	-41,9818	-2,0304	-0,2843	7,4628	25,1918
SCutv1=2	g+q+eydy Min	1079,7414	-31,8806	2,026	0,2315	-7,6304	42,6258
SCutv1=2	0.8g+exdy Max	483,228	-350,7339	-0,1116	-0,1737	0,3256	-659,6396
SCutv1=2	0.8g+exdy Min	1000,0236	300,773	0,1001	0,1348	-0,4817	705,3566
SCutv1=2	0.8g+eydy Max	737,9504	-30,0311	-2,034	-0,2774	7,4685	14,1415
SCutv1=2	0.8g+eydy Min	745,3012	-19,9298	2,0224	0,2385	-7,6246	31,5755
SCutv2=2	elu	993,0641	-0,6271	-0,18	-0,3549	-0,5376	-94,049
SCutv2=2	els	725,5433	-0,3715	-0,1329	-0,2597	-0,4087	-68,956
SCutv2=2	g+q+exdy Max	613,7613	-145,4809	-0,248	-0,4332	1,1695	-410,6717
SCutv2=2	g+q+exdy Min	837,3252	144,7379	-0,0177	-0,0862	-1,987	272,7598
SCutv2=2	g+q+eydy Max	723,8248	-4,4246	-2,8474	-1,4226	28,9311	-79,5756
SCutv2=2	g+q+eydy Min	727,2617	3,6816	2,5816	0,9033	-29,7485	-58,3363
SCutv2=2	0.8g+exdy Max	396,2224	-144,7372	-0,2181	-0,3582	1,1757	-391,7686
SCutv2=2	0.8g+exdy Min	619,7863	145,4816	0,0122	-0,0112	-1,9808	291,6629
SCutv2=2	0.8g+eydy Max	506,2859	-3,6809	-2,8175	-1,3477	28,9373	-60,6725
SCutv2=2	0.8g+eydy Min	509,7229	4,4253	2,6115	0,9783	-29,7424	-39,4332
SCutv3=2	elu	475,1448	-5,5704	-0,437	-0,2301	-3,4362	59,9234
SCutv3=2	els	347,8457	-3,8706	-0,3216	-0,1688	-2,5295	42,8373
SCutv3=2	g+q+exdy Max	270,5872	-55,2937	-0,4209	-0,2951	-1,3125	-376,8432
SCutv3=2	g+q+exdy Min	425,1041	47,5524	-0,2224	-0,0425	-3,7465	462,5177
SCutv3=2	g+q+eydy Max	346,6106	-8,0295	-2,771	-1,2764	27,4413	34,1845
SCutv3=2	g+q+eydy Min	349,0807	0,2883	2,1278	0,9388	-32,5003	51,49
SCutv3=2	0.8g+exdy Max	171,4014	-52,6792	-0,3413	-0,2494	-0,6928	-396,574
SCutv3=2	0.8g+exdy Min	325,9182	50,1669	-0,1427	0,0031	-3,1268	442,7869
SCutv3=2	0.8g+eydy Max	247,4247	-5,4151	-2,6914	-1,2307	28,061	14,4537
SCutv3=2	0.8g+eydy Min	249,8948	2,9027	2,2074	0,9844	-31,8806	31,7592
SCutv4=2	elu	211,7425	-18,6562	-1,1	-0,2021	-1,3337	22,9242
SCutv4=2	els	155,0592	-13,7688	-0,8089	-0,1483	-0,9816	16,7517
SCutv4=2	g+q+exdy Max	123,3219	-64,5924	-0,9852	-0,257	-0,761	-91,6732
SCutv4=2	g+q+exdy Min	186,7965	37,0548	-0,6326	-0,0397	-1,2022	125,1766
SCutv4=2	g+q+eydy Max	154,4174	-16,388	-4,557	-0,9492	3,6676	13,5074
SCutv4=2	g+q+eydy Min	155,7011	-11,1496	2,9393	0,6525	-5,6309	19,9959
SCutv4=2	0.8g+exdy Max	79,4433	-61,4744	-0,7806	-0,2176	-0,5194	-96,6738
SCutv4=2	0.8g+exdy Min	142,9179	40,1728	-0,428	-0,0002	-0,9606	120,176
SCutv4=2	0.8g+eydy Max	110,5387	-13,27	-4,3525	-0,9097	3,9092	8,5069

Section Cut Vy2	Load Case/Combo	P kN	V2 kN	V3 kN	M2 kN-m	M3 kN-m
SCut vy1=1.85	elu	1169,5648	4,645	-18,9455	28,2013	5,5325
SCut vy1=1.85	els	636,1956	3,362	-13,9521	20,8647	4,0045
SCut vy1=1.85	g+q+exdy Max	561,0214	1,2728	-41,6385	82,976	-2,3049
SCut vy1=1.85	g+q+exdy Min	711,3698	5,4512	13,7342	-41,2466	10,314
SCut vy1=1.85	g+q+eydy Max	72,7102	3,2269	-313,1361	693,5216	3,8003
SCut vy1=1.85	g+q+eydy Min	899,681	3,4971	285,2319	-651,7921	4,2088
SCut vy1=1.85	0.8g+exdy Max	376,7118	0,0335	-38,2607	78,6223	-3,7797
SCut vy1=1.85	0.8g+exdy Min	527,0602	4,2118	17,112	-45,6003	8,8392
SCut vy1=1.85	0.8g+eydy Max	-111,5994	1,9876	-309,7584	689,1679	2,3255
SCut vy1=1.85	0.8g+eydy Min	1015,3714	2,2578	288,6097	-656,1458	2,734
SCut vy2=1.85	elu	622,635	7,9128	16,2633	-97,7519	79,0556
SCut vy2=1.85	els	455,8851	5,7284	11,7306	-71,0291	57,2194
SCut vy2=1.85	g+q+exdy Max	393,6625	3,3113	0,1983	-35,118	33,8096
SCut vy2=1.85	g+q+exdy Min	518,1077	8,1455	23,2628	-106,9401	80,6291
SCut vy2=1.85	g+q+eydy Max	357,8663	5,3768	-127,7753	143,7684	53,7459
SCut vy2=1.85	g+q+eydy Min	553,9039	6,08	151,2364	-285,8265	60,6928
SCut vy2=1.85	0.8g+exdy Max	264,1382	1,2083	-4,4254	-10,9779	12,7154
SCut vy2=1.85	0.8g+exdy Min	388,5834	6,0425	18,6392	-82,8001	59,5349
SCut vy2=1.85	0.8g+eydy Max	228,3419	3,2738	-132,399	167,9084	32,6516
SCut vy2=1.85	0.8g+eydy Min	424,3796	3,977	146,6128	-261,6864	39,5986
SCut vy3=1.85	elu	422,5771	9,1933	14,9618	-107,9651	89,4747
SCut vy3=1.85	els	275,3359	6,6593	10,7869	-78,8096	64,7839
SCut vy3=1.85	g+q+exdy Max	240,5034	4,2227	0,6271	-23,8395	38,0002
SCut vy3=1.85	g+q+exdy Min	310,1684	9,0959	20,9467	-133,7797	91,5677
SCut vy3=1.85	g+q+eydy Max	128,2007	6,4607	-96,8642	408,5742	61,5151
SCut vy3=1.85	g+q+eydy Min	375,4711	6,8579	118,438	-566,1934	68,0527
SCut vy3=1.85	0.8g+exdy Max	164,7768	1,807	-3,6607	0,3071	14,2891
SCut vy3=1.85	0.8g+exdy Min	234,4418	6,6801	16,6589	-109,6332	67,8566
SCut vy3=1.85	0.8g+eydy Max	52,4741	4,045	-101,152	432,7207	37,8041
SCut vy3=1.85	0.8g+eydy Min	346,7445	4,4421	114,1502	-542,0469	44,3416
SCut vy4=1.85	elu	161,4329	12,6381	27,2121	-383,0558	55,5459
SCut vy4=1.85	els	103,8076	9,1998	19,7234	-69,5041	40,1811
SCut vy4=1.85	g+q+exdy Max	92,7126	6,7494	13,1204	-34,2062	28,0846
SCut vy4=1.85	g+q+exdy Min	114,9026	11,6503	26,3264	-104,802	52,2776
SCut vy4=1.85	g+q+eydy Max	46,1823	9,1127	-19,893	244,0476	39,2438
SCut vy4=1.85	g+q+eydy Min	141,1078	9,287	59,3398	95,2251	41,1184
SCut vy4=1.85	0.8g+exdy Max	66,791	3,7452	6,0533	-12,8677	13,1074
SCut vy4=1.85	0.8g+exdy Min	88,981	8,6462	19,2594	-83,4636	37,3004
SCut vy4=1.85	0.8g+eydy Max	20,2607	6,1086	-26,9601	265,386	24,2666

# BIBLIOGRAPHIE

- ✓ **RPA99** «Règles parasismiques Algériennes /version 2003».
- ✓ **BAEL91** «Béton armé aux états limites ».
- ✓ **CBA 93** «Code du béton armé».
- ✓ **DTR BC 2.2** «Charges permanentes et surcharges d'exploitations».
- ✓ **DTR BC 2.33.1** «Règles de calcul des fondations superficielles»
- ✓ **Mémoires** des promotions précédentes empreintes à la bibliothèque de l'université

# Introduction générale



**Chapitre**

**1**

Généralités

**Chapitre**

**2**

# Pré dimensionnement

**Chapitre**

**3**

Etude des éléments secondaires

**Chapitre**

**4**

Etude dynamique

**Chapitre**

**5**

Etude des éléments principaux

**Chapitre**

**6**

# Etude de l'infrastructure

# Conclusion

# Annexe



### IV.1.Introduction :

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis actions sismiques, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural. Pour cela nous nous servons du logiciel **ETABS 2016**.

### IV.2.Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan,

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ETABS 2016**.

### IV.3.Calcul de la force sismique V par la méthode statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V^{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad \dots \text{RPA99/2003(Art4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération .....RPA99 (Tableau 4.1)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen .....RPA99 (Tableau 4.2)

R : coefficient de comportement global de la structure.....RPA99 (Tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité..... RPA99 (Tableau 4.4)

W : Poids total de la structure.... (Résultats ETABS)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

T : Période propre

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- **Coefficient d'accélération**

- groupe d'usage 2
- Zone sismique : IIa  $\Rightarrow A = 0,15$ .

- **coefficient de comportement global**

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction **R = 5**

- **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.7)} \end{cases} \quad \text{Tel que :}$$

$C_T = 0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**  $H = 28.05$  m : hauteur total du bâtiment.

$L$  = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul :  $L_X=26.00$ m,  $L_Y=15.85$ m.

$$\Rightarrow T_x = \min(0.61s; 0.5s).$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.61s; 0.634s).$$

Le RPA exige de comparer la période obtenue par méthode spectrale à la période statique et majoré de 30 % Si :

$$T_{exp} = 1.3T \Rightarrow T_{exp} = 0.65 s \Rightarrow \text{sens Y} \quad 0.793s < 0.794$$

$$\text{Il faut que } T_{numérique} < T_{exp} \Rightarrow \text{sens X} \quad 0.65s < 0.669s$$

#### • Facteur d'amplification dynamique

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 S \end{cases}$$

L'amortissement est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles  $\xi = 10\%$  et portique  $\xi = 7\%$  nous prendrons donc un coefficient de  $7\%$  :

Ce qui donne pour les deux sens :  $D_x=2.205$  et  $D_y=1.932$

#### • Facteur de qualité

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$  **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	Pq sens xx	Observée	Pq sens yy
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 la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
<b>Q</b>		<b><math>Q_x=1.15</math></b>		<b><math>Q_y=1.15</math></b>	

#### • Poids total de la structure

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau ( $i$ ) :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération (**RPA tableau 4.5**)  $\beta=0.2$  (habitation)

Dans notre cas, on a :  $W = 33622.87 \text{ KN}$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 33622.87 \Rightarrow V_{st,x} = 2557.77 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.932 \times 1.15}{5} \times 33622.87 \Rightarrow V_{st,y} = 2241.09 \text{ KN}$$

#### IV.4. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \end{cases}$$

#### IV.5. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est l'**ETABS version 16**. La structure modélisée est représentée en figure III.3.1

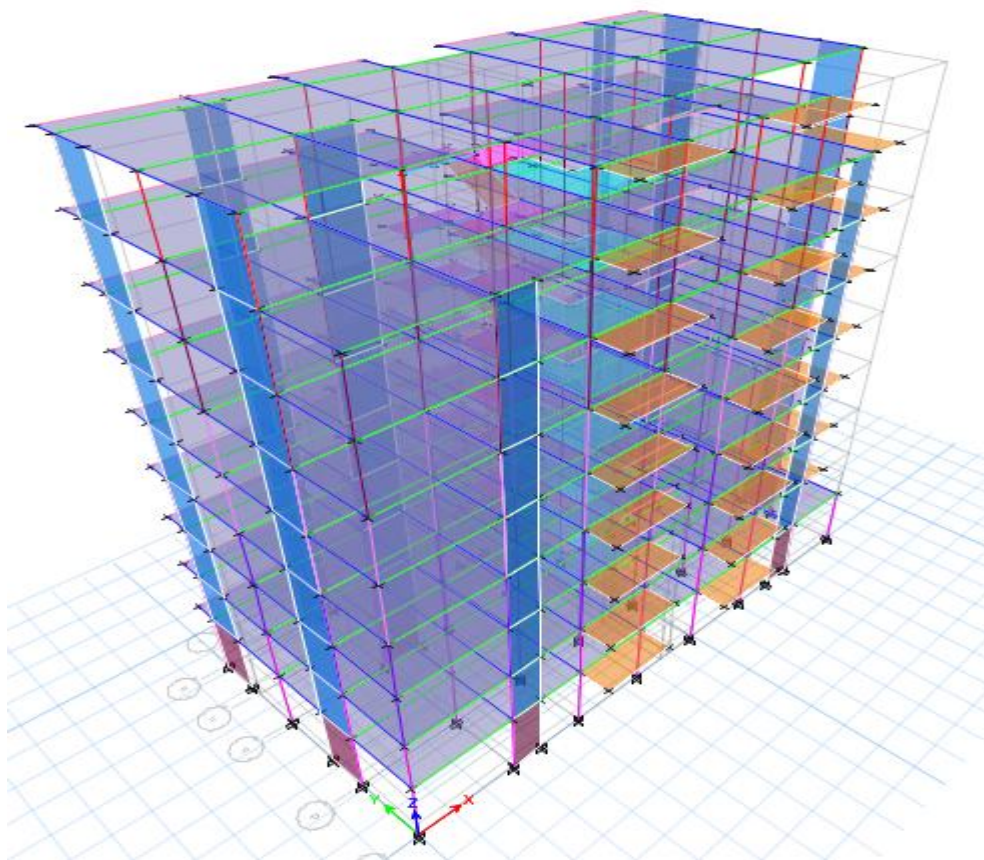


Figure 1 vue en 3D

## IV.6. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

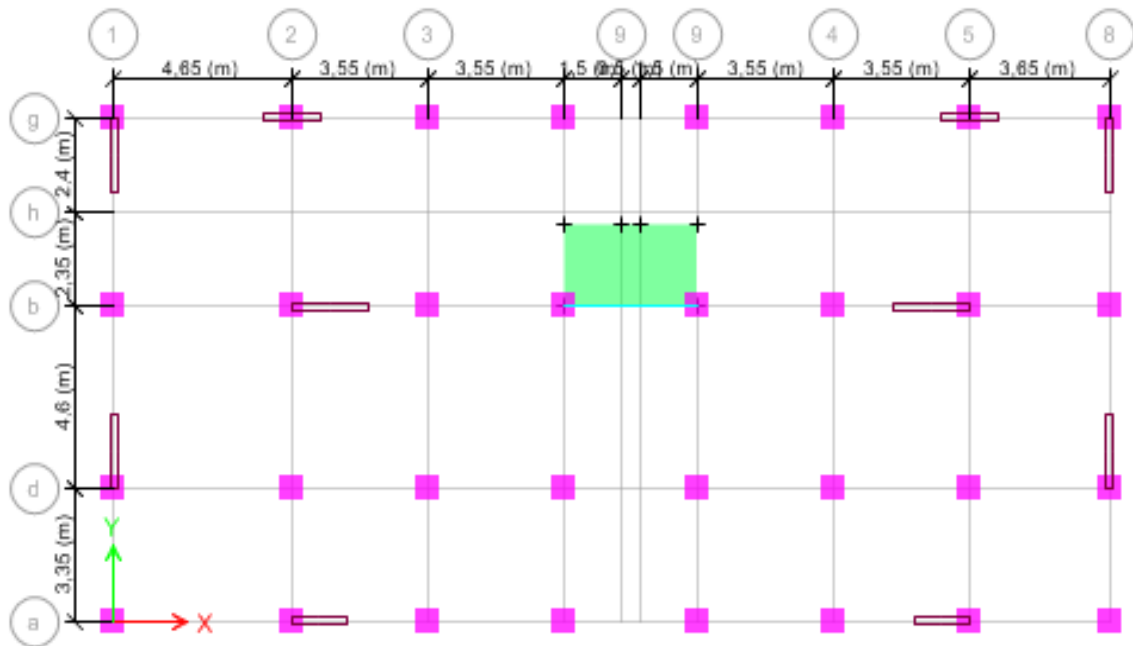


Figure 2 : disposition des voiles

## IV.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016

### IV.7.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2.** Période et taux de participation

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	0,794	2,264E-05	0,7401	0,00002264	0,7401
2	0,639	0,7498	1,551E-05	0,7498	0,7401
3	0,6	0,0007	0,0002	0,7505	0,7403
4	0,252	6,364E-06	0,1271	0,7505	0,8674
5	0,207	0,1276	7,308E-06	0,8782	0,8674
6	0,187	0,0001	2,498E-05	0,8783	0,8674
7	0,129	2,621E-05	0,0565	0,8783	0,924
8	0,111	0,0504	1,474E-05	0,9287	0,924

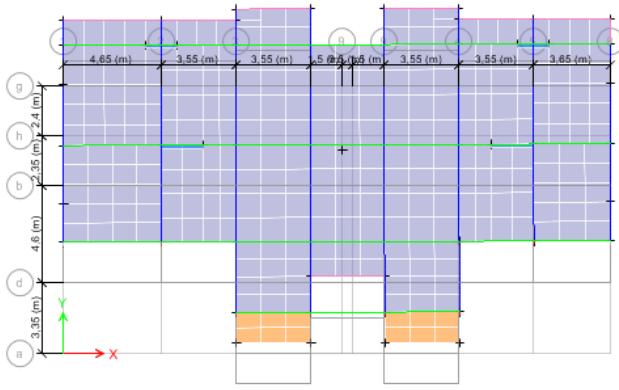


Figure 3 :model translation selon Y

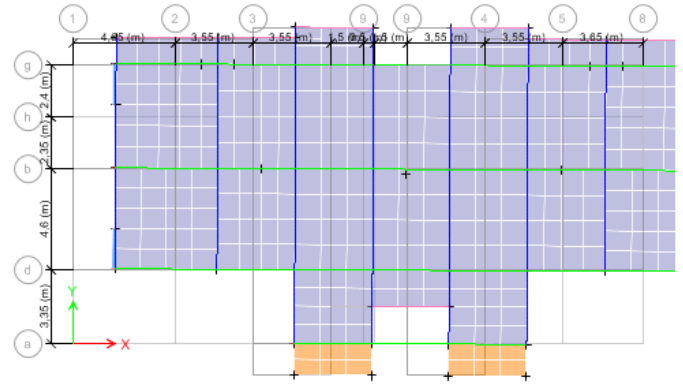


Figure 4 : translation selon X

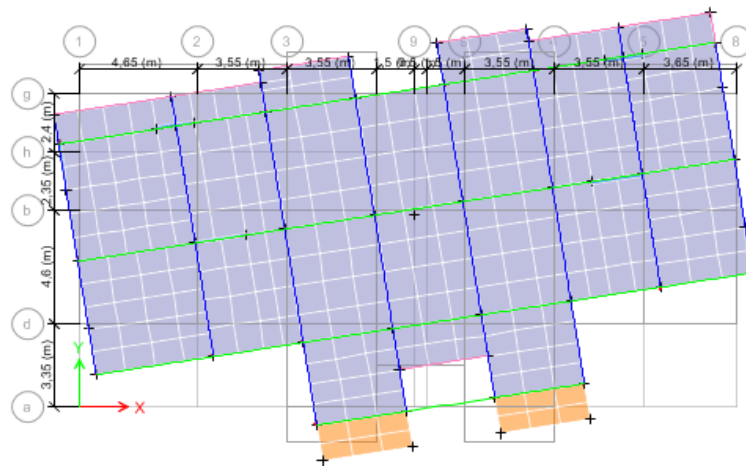


Figure 4 : rotation selon Z

### IV.7. 2.Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$ .

Tableau IV.3 : vérification de la résultante des forces

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	Observation
Sens xx	2557.77	2046.21	2084,77	Vérifiée
Sens yy	2241.09	1792.87	1826.31	Vérifiée

### IV.7. 3.Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage}$$

Des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS 2016 sont :

**Tableau IV.4.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Poucentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	30978,28	5560.77	36538,65	84.78	15.22	vérifiée

**Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée.

- Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.5.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens X-X

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Poucentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	706,0442	980,8918	1686,94	41,85	58,15	vérifiée
RDC	1126,7213	552,212	1678,93	67,11	32,89	vérifiée
Etage 1	933,9921	585,0128	1519	61,49	38,51	vérifiée
Etage 2	983,3362	443,0103	1426,35	68,94	31,06	vérifiée
Etage 3	783,406	481,657	1265,06	61,93	38,07	vérifiée
Etage 4	776,9183	339,9514	1116,87	69,56	30,44	vérifiée
Etage 5	543,1726	346,633	889,806	61,04	38,96	vérifiée
Etage 6	479,1873	193,8418	673,029	71,20	28,80	vérifiée
Etage 7	327,8943	118,9939	446,888	73,37	26,63	vérifiée

**Tableau IV.6.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens Y-Y

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Poucentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	740,5397	1094,9664	1835,51	40,35	59,65	vérifiée
RDC	951,2712	653,0867	1604,36	59,29	40,71	vérifiée
Etage 1	877,0437	620,405	1497,45	58,57	41,43	vérifiée
Etage 2	925,3513	450,2407	1375,59	67,27	32,73	vérifiée
Etage 3	750,1449	479,5079	1229,65	61,00	39,00	vérifiée
Etage 4	737,564	331,2161	1068,78	69,01	30,99	vérifiée
Etage 5	520,8463	351,7311	872,577	59,69	40,31	vérifiée
Etage 6	470,3994	179,6283	650,028	72,37	27,63	vérifiée
Etage 7	327,5743	143,0684	470,643	69,60	30,40	vérifiée

**Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

**IV.7. 4.Vérification de l’effort normal réduit**

L’effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l’écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L’aire brute du poteau.

**Tableau IV.7.** Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
Entre sol+rdc	60	60	3600	2421.38	0,269	vérifiée
pot1+2	55	55	3025	1820.38	0,240	vérifiée
pot 3+4	50	50	2500	1232.24	0,197	vérifiée
pot 5+6	45	45	2025	684.94	0,135	vérifiée
pot 7	40	40	1600	229.77	0,057	vérifiée

**IV.7. 5. Vérification vis à vis des déformations**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  :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 :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA formule 4-19}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art.5.10)}$

**Tableau IV.8.** Vérification vis-à-vis des déformations.

Niveaux	Sens Y-Y						Sens X-X						Obs
	$\delta_{ek}$	$ \delta_k $	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
Entre sol	0,1045	0,523	0	0,52	357,0	0,146	0,0867	0.4335	0	0.43	357	0.121	vérifiée
RDC	0,2867	1,434	0,523	0,91	306,0	0,298	0.23	1.15	0.4335	0.72	306	0.234	vérifié
Etage 1	0,5111	2,556	1,434	1,12	306,0	0,367	0.3936	1.968	1.15	0.82	306	0.267	vérifiée
Etage 2	0,7452	3,726	2,556	1,17	306,0	0,383	0.5593	2.7965	1.968	0.83	306	0.271	vérifiée
Etage 3	0,9753	4,877	3,726	1,15	306,0	0,376	0.7207	3.6035	2.7965	0.81	306	0.264	vérifiée
Etage 4	1,1857	5,929	4,877	1,05	306,0	0,344	0.868	4.34	3.6035	0.74	306	0.241	vérifiée
Etage 5	1,3729	6,865	5,929	0,94	306,0	0,306	0.9986	4.993	4.34	0.65	306	0.213	vérifiée
Etage 6	1,5303	7,652	6,865	0,79	306,0	0,257	1.1074	5.537	4.993	0.54	306	0.177	vérifiée
Etage 7	1,6661	8,331	7,652	0,68	306,0	0,222	1.1976	5.988	5.537	0.45	306	0.146	vérifiée

**Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k\max} = 1.01\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k\max} = 1.085\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

#### IV.7. 6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \mathbf{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  **RPA99/2003(Article 5.9)**

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Tableau IV.9.** Vérification a L'effet P-Δ.

	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'			observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	
étage 7	306	3244,8575	0.45	438,8890487	0,011	0.68	398,2096	0,018	<b>vérifiée</b>
Etage 6	306	6792,3624	0.54	782,6008528	0,015	0.79	549,8717	0,032	<b>vérifiée</b>
étage 5	306	10350,892	0.65	1090,954956	0,020	0.94	720,9373	0,044	<b>vérifiée</b>
étage 4	306	14022,012	0.74	1355,765538	0,025	1.05	921,2877	0,052	<b>vérifié</b>
Etage 3	306	17693,132	0.81	1583,184954	0,029	1.15	1014,6658	0,066	<b>vérifiée</b>
étage 2	306	21488,699	0.83	1771,949082	0,033	1.17	1045,08	0,079	<b>vérifiée</b>
étage 1	306	25284,267	0.82	1920,644263	0,035	1.12	1265,2739	0,073	<b>vérifiée</b>
RDC	306	29216,139	0.72	2024,682419	0,034	0.91	1337,2539	0,065	<b>vérifiée</b>
E.sol	357	33622,876	0.43	2084,768117	0,020	0.52	1710,9841	0,029	<b>vérifiée</b>

#### ▪ Analyse des résultats



On remarque d'après les résultats obtenus ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

#### **IV.8. Conclusion**

Après avoir modélisé les voiles périphériques de l'entre sol, on a constaté au niveau du 4<sup>ème</sup> étage que les déplacements sont presque nuls car les voiles périphériques forment un encastrement rigide et les exigences de RPA99V2003 ne sont pas satisfaites. On reprend la modélisation à partir de niveau (h=3.57m).

On a pu opter une section des voiles de contreventement de 18cm à l'entre sol et de 15cm pour les autres, ainsi que, les dimensions des poteaux et des poutres sont augmentés pour avoir des translations dans les deux premiers modes, la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique.

##### **Pré dimensionnement final :**

Poteaux RDC+E-sol	: (60*60) cm.
Poteaux Etage 1+2	: (55*55) cm.
Poteaux Etage 3+4	: (50*50) cm.
Poteaux Etage 5+6	: (45*45) cm.
Poteaux Etage 7	: (40*40) cm.
Voiles E-sol	: 18 cm.
Voiles E. courant	: 15 cm.
Poutres principale	: (40*35) cm.
Poutres secondaire	: (40*35) cm.
Poutres palière	: (40*35) cm.
Poutres de chaînage	: (30*30) cm.

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil*  
*Option : Structures*

## Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+entre sol) à usage d'habitation contreventé par  
un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

**M<sup>er</sup> . KHELFA Faouzi**  
**M<sup>er</sup> .SIDANI Menad**

### Encadreur :

**M<sup>er</sup> . BOUKELLOUDA**

### Jury:

**M<sup>er</sup> .**  
**M<sup>er</sup> .**

**Promotion 2020-2021**

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>1 CHAPITRE PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	
INTRODUCTION .....	2
PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET ARCHITECTURALES .....	2
LOCALISATION DU PROJET .....	3
REGLEMENT ET NORMES UTILISEES .....	3
ACTIONS ET SOLLICITATIONS .....	4
Caractéristiques des matériaux.....	5
<b>2 CHAPITRE 2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....</b>	<b>11</b>
INTRODUCTION .....	11
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	11
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX .....	14
EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....	17
DESCENTE DE CHARGE.....	21
VERIFICATION POUR LE POTEAU .....	22
CONCLUSION .....	24
<b>3 CHAPITRE 3</b>	
<b>ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES .....</b>	<b>25</b>
INTRODUCTION .....	25
ETUDE DES PLANCHERS .....	25
ETUDE DE L'ACROTÈRE.....	35
ETUDE DES DALLES PLEINES : .....	37
CALCUL DES BALCONS :.....	41
ETUDE DES ESCALIERS .....	43
Etude de la poutre palière .....	50
Etude de la poutre de chaînage .....	52
<b>4 CHAPITRE 4 ETUDE DYNAMIQUE .....</b>	<b>54</b>
INTRODUCTION .....	54
METHODE DE CALCUL : .....	54
VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA99/VERSION2003.....	55
CONCLUSION .....	62
<b>5 CHAPITRE5 ETUDE DES ELEMENTS</b>	
<b>STRUCTURAUX .....</b>	<b>63</b>
INTRODUCTION .....	63
5.1 ETUDE DES POTEAUX .....	63
5.2 ETUDE DES POUTRES : .....	71
5.3 ETUDE DES VOILES : .....	77
<b>6 CHAPITRE 6 ETUDES DES FONDATION .....</b>	<b>82</b>
INTRODUCTION .....	82
6.1 CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS .....	82
6.2 COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDERER.....	82
6.3 ETUDE DES FONDATIONS.....	82

6.4	FERRAILLAGE DU RADIER: .....	86
6.5	CALCUL DES NERVURES.....	88
6.5	ETUDE DU VOILE PEREPHIRIQUE.....	91
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>95</b>

## Sommaire des figures

### Chapitre 1 :

1.1 Vue en plan.....	2
1.2 Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton .....	6
1.3 Diagramme des contraintes déformation du béton.....	7
1.4 Diagramme des contraintes limite.....	8
1.5 Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	10

### Chapitre 2 :

2.1 Disposition des poutrelles RDC et 1ere étage.....	11
2.2 Plancher à corps creux.....	12
2.3 dalle pleine D1.....	12
2.4 dalle pleine D2.....	12
2.5 Acrotère.....	15
2.6 Schéma d'escalier.....	16
2.7 Poteaux le plus sollicité.....	20
2.8 Schéma statique de la descente de charge.....	20
2.9 Surface afférente.....	20

### Chapitre 3 :

3.1 Schéma statique de la poutrelle.....	1
3.2 Différentes types de poutrelles.....	2
3.3 Schéma statique de la poutrelle type 5 .....	2
3.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	33
3.5 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	34
3.6 Acrotère.....	35
3.7 Section à ferrailer .....	36
3.8 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	37
3.9 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	41
3.10 Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	43
3.11 1 <sup>er</sup> type d'escalier.....	43
3.12 Schéma statique du type 1.....	44
3.13 Schéma de ferrailage des escaliers type I.....	46
3.14 2 <sup>em</sup> type d'escalier.....	46
3.15 Schéma de ferrailage des escaliers type II.....	48
3.16 Schéma statique de la poutre palière.....	48
3.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	51
3.18 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	53

### Chapitre 4 :

4.1 Vue en 3D.....	56
4.2 Disposition des voiles.....	57
4.3 Mode1:translation selon Y.....	58
4.4 Mode2:translation selon X.....	58
4.5 mode3Rotation selon Z.....	58

## **Chapitre 5 :**

5.1 Zone nodale.....	64
5.2 Section d'un poteau.....	68
5.3 Disposition des armatures des poteaux.....	70
5.4 Schéma de ferrailage des poteaux.....	70
5.5 Schémas de ferrailage des poutres.....	77
5.6 Voile simple.....	77
5.7 Voile composé.....	77
5.8 Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	78
5.9 Schéma de ferrailage du voile RDC.....	81

## **Chapitre 6 :**

6.1 Semelle filante sous poteaux.....	82
6.2 Schéma du poinçonnement.....	84
6.3 Schéma de ferrailage du radier.....	88
6.4 Schéma statique équivalent.....	89
6.5 Schéma de ferrailage de la nervure.....	91
6.6 Diagramme des contraintes.....	92
6.7 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	94

## Sommaire des tableaux

### Chapitre 1 :

1.1 $f_e$ En fonction du type d'acier.....	9
--	---

### Chapitre 2 :

TabII. 1 : Charge permanente revenant à l'acrotère.....	15
TabII.2 : évaluation des charges des planchers dalles pleines.....	17
TabII.3 : évaluation des charges des paliers.....	18
TabII.4 : évaluation des charges des volées.....	18
TabII.5 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible .....	18
TabII.6 : évaluation des charges des planchers étages courants.....	19
TabII. 7: évaluation des charges des cloisons extérieures.....	19
TabII. 8: Descente des charges.....	21
TabII-1 Vérification des poteaux à la compression simple.....	23
Tableau II-10: Vérification au flambement des poteaux.....	23

### Chapitre 3 :

Tableau III.1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	26
Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type 3)..	27
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 3)..	27
Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	32
Tableau III.7. Vérification de la flèche .....	32
Tableau III.8. Calcul des armatures principales.....	34
Tableau III.5. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	34
Tableau III.10. sollicitation dans l'acrotère.....	35
Tableau III.11 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	39
Tableau III.12: Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	41
TabIII.13 Ferrailage des volées de l'escalier type 1 .....	44
Tab.III.14. Vérification des contraintes.....	45
Tab.III.15. Ferrailage de la volée de l'escalier type 2.....	47
Tab .16III. Vérification des contraintes.....	47
Tab.III.17. Les sollicitations de la poutre palière.....	49
Tab.III.18: ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	49
Tableau III.19: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	51

### Chapitre 4 :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.....	55
Tableau IV.2. Période et taux de participation.....	57
Tableau IV.3 : vérification de la résultante des forces.....	58
Tableau IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	59
Tableau IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens X-X..	59

<b>Tableau IV.6.</b> Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens Y-Y..	59
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	60
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification vis-à-vis des déformations.....	60
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification a L'effet P- $\Delta$ .....	61

### Chapitre 5 :

<b>Tableau V.1 :</b> Armatures longitudinales min et max exigées par le RPA.....	64
<b>Tableau V.2 :</b> Sollicitations et ferrailage des poteaux.....	65
<b>Tableau V. 3 :</b> Armatures transversales des poteaux.....	66
<b>Tableau V.4.</b> Vérification du flambement des poteaux.....	68
<b>Tableau V.5 :</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	69
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	69
<b>Tableau V.7</b> Les armatures longitudinales dans les poutres.....	73
<b>Tableau V.8</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	74
<b>Tableau V.9</b> Vérification au cisaillement.....	74
<b>Tableau V.10</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	74
<b>Tableau V.11</b> Résumé des résultats.....	75
<b>Tableau V.12 :</b> les moments résistant dans les poteaux.....	76
<b>Tableau V.13 :</b> les moments résistant dans les poutres.....	76
<b>Tableau V.14 :</b> Vérification de la zone nodale dans différent étage.....	76
<b>Tableau V.15 :</b> ferrailage du voile Vx2.....	79
<b>Tableau V.16 :</b> ferrailage du voile Vy2.....	80

### Chapitre 6 :

<b>Tableau VI.1.</b> Section des armatures du radier.....	86
<b>Tableau VI.2.</b> Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	88
<b>Tableau VI.3:</b> Tableau du ferrailage des nervures.....	89
<b>Tableau VI.4 :</b> Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.....	90
<b>Tableau VI.5 :</b> Redimensionnement du Ferrailage des nervures.....	90
<b>Tableau VI.6 :</b> Section des armatures du voile périphérique.....	93
<b>Tableau VI.7 :</b> vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	94



# Symboles et Notations

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition

$A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal

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

$B$  : la largeur (m).

$B_r$  : Section réduite du béton

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

$E_{vj}$  : Module de déformation différée du béton à l'âge de  $j$  jour

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de  $j$  jour

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique de compression à  $j$  jour

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique de traction à  $j$  jour

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

$G$  : Charges permanente

$Q$  : Charges d'exploitation

$E$  : Actions accidentelles

$q_u$  : Charges réparties ultime

$q_s$  : Charges réparties de service

$I$  : Moment d'inertie

$M_u$  : Moment de calcul ultime

$M_s$  : Moment de calcul de service

$N_u$  : Effort normal ultime

$N_s$  : Effort normal de service.

$V$  : Effort tranchant

$S$  : Surface plane de la structure

$d$  : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

$e$  : Epaisseur

$L$  : Longueur

$L_r$  : Longueur de recouvrement

$l_f$  : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$\Lambda$  : Elancement

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$S_t$  : Espacement des armatures

$\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$l_s$  : Longueur de scellement

$\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

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

$\gamma$  : Poids spécifique déjaugé

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

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

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

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$Q$  : Facteur de qualité

$R$  : coefficient de comportement global

$P$  : Poids du radier (KN).

$N$  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

$S_{bat}$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$W$  : poids propre de la structure.

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

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

$Z$  : bras de levier

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

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

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

$\sigma$  : Contrainte normale.

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

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

$k_c$  : Coefficient de portance.

$q_0$  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\sigma_f$  : Contrainte effective finale (bars).

$\tau_{ultim}$  : 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.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de radier (cm)

$h_t$  : hauteur de la nervure (cm)

# ***INTRODUCTION***

L'Algérie est parmi les pays qui est soumis à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts des plaques tectoniques.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitations en R+7 et un entre sol, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail 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 l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

## I. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

### I.1 Présentation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation faisant partie de la coopérative immobilière des forêts (le chêne). Sa structure est en R+7 et un ENTRE SOL, ayant une forme rectangulaire et implantée dans la localité de SAKET wilaya 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.

Notre bâtiment est composé de R+7+et un sous sol, les séparations sont faites en brique creuse et le type d'étanchéité utilisé est de type traditionnel.

### I.2 Caractéristiques de la structure :

#### I.2.1 Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

<input checked="" type="checkbox"/>	Largeur en plan	-----	13,10m
<input checked="" type="checkbox"/>	Longueur en plan	-----	27,35m
<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur du RDC et 1 <sup>er</sup> étage	-----	3,06 m
<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur du sous sol	-----	3,57 m
<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur étage courant	-----	3,06 m
<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur totale	-----	25,28 m.

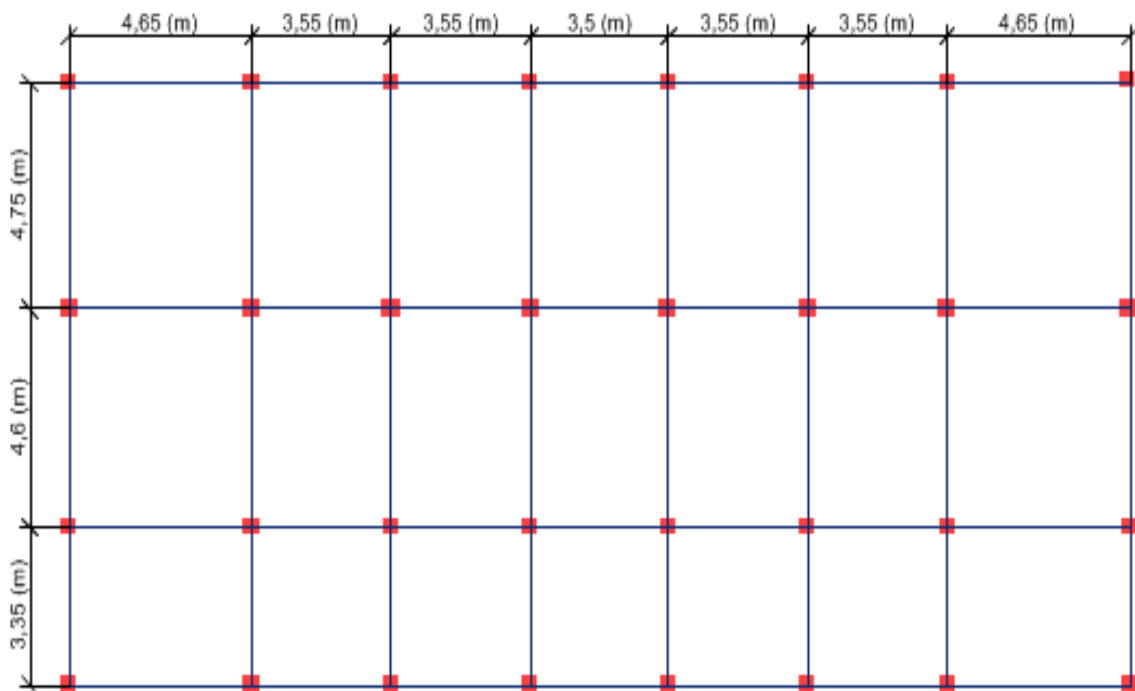


Figure I.1 : Vue en plan

### I.2.2 Données du site :

Le bâtiment est implanté à SAKET wilaya de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1,8$  bars.
- l'ancrage des fondations à une profondeur d'au moins le 1/10 de la hauteur de l'immeuble.
- la couche superficielle allant jusqu'à 1.20m d'épaisseur doit être excavée.
- les caractéristique mécanique des sols au niveau de cette partie :  $C=0.35\text{bar}$  ,  $\varphi = 26^\circ$ .

### I.2.3 Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portiques-voiles. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### I.3 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA 99 /version 2003. (règlement parasismique algérien).
- BAEL91/modifiées 99. (béton aux états limites).
- CBA 93.
- DTR B.C.2.2. (document technique réglementaire).

### I.4 Etat Limites :

#### I.4.1 Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

#### I.4.2 États limite ultimes (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

### **I.4.3 Etats limite de service (ELS) :**

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

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

## **I.5 Actions et sollicitations :**

### **I.5.1 les actions : CBA 93 (art A.3.1.1)**

#### **I.5.1.1 Définitions :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...).

#### **I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :**

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

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

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

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

##### **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

**I.5.1.3 Valeurs de calcul des actions :** Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les

valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

### Combinaison d'action à l'ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21)

#### Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

#### Situations accidentelles : (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable. **CBA 93(Art A 3.1.3.1).**

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

#### Combinaison d'action à l'EL S :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

#### combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

### I.5.2 Les sollicitations : CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

## I.6. Caractéristique des matériaux :

### I.6.1 Le béton :

#### I.6.1.1 Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement



de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

### I.6.1.2 Résistance caractéristique du béton :

#### Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$ :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

- ☑ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1}) \end{cases}$$

- ☑ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1}) \end{cases}$$

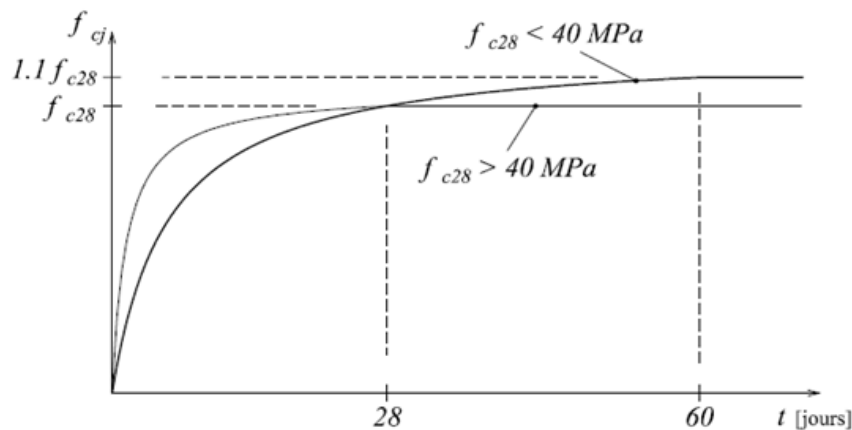


Figure I.1. Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge de béton

#### Résistance à la traction $f_{tj}$ :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ☑ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ☑ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} . \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2}) \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} . \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2}) \end{cases}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ .

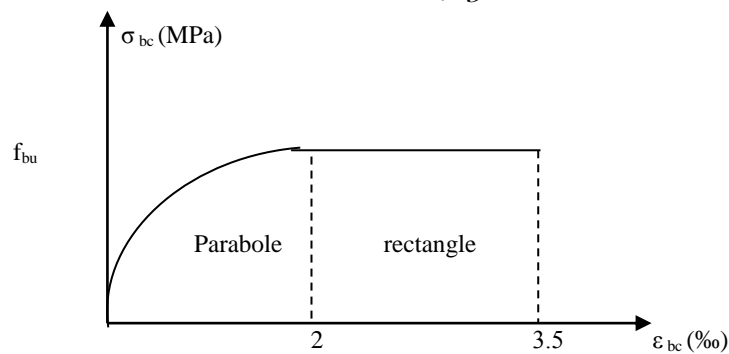
**I.7 Contrainte limite :**

**I.7.1 Etat limite ultime :**

**I.7.1.1 Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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



**Figure I.3 :** Diagramme des contraintes déformation du béton

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.  $\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$  pour :  $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$  pour :  $\gamma_b = 1,15$

**I.7.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$  pour la fissuration préjudiciable.

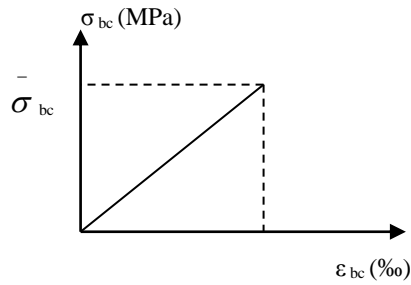
Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  donc :

$\tau_{Adm} = 3,33\text{MPa}$   $\longrightarrow$  fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5\text{MPa}$   $\longrightarrow$  fissuration préjudiciable.

**I.7.1.3 Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure I.4 :** Diagramme des contraintes limite

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. (CBA 93 art. A.4.5.2)}$$

#### **I.7.1.4 déformation longitudinale du béton:**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

##### **Le module de déformation longitudinale instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa. (CBA .Art: A.2.1.1.2)}$$

##### **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donnée par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

##### **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

$E$  : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

$$G = 0.5E \text{ a (ELU)} \quad , \quad G = 0.416E \text{ a (ELS)}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

### I.8.1 L'acier :

#### Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s=200\ 000$  MPa.

#### Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

#### Principales armatures utilisés

Tableau I.1 :  $f_e$  en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

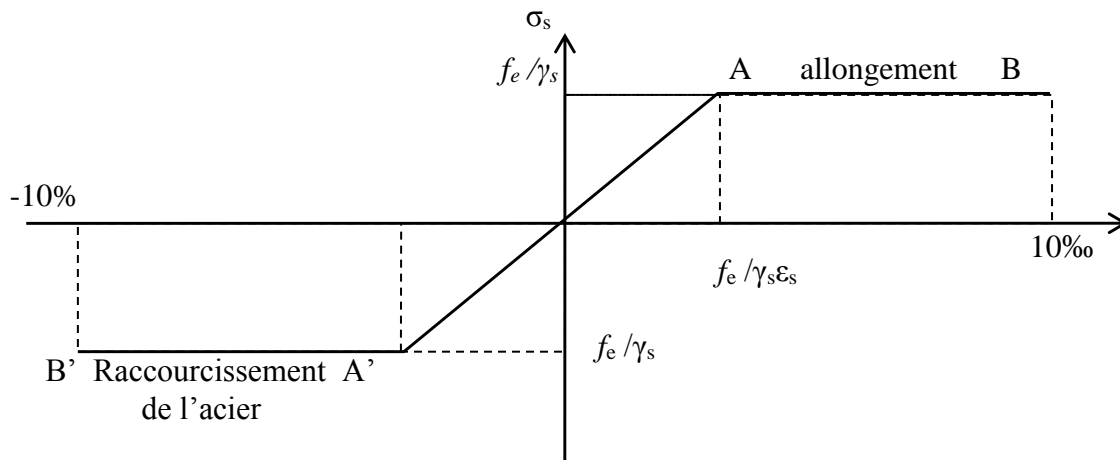
Pour les armatures longitudinales et transversales, FeE215 pour confectionner les étriers, et

FeE215 pour les treillis soudés dans le cas des planchers a corps creux.

**Contrainte limite :**

Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure I.5 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$E_s = 200\ 000$  MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

**Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible. aucune vérification a faire.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,60$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## I. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

## II.1 Les planchers :

### II.1.1 Introduction :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

### II.1.2 Planchers à corps creux :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

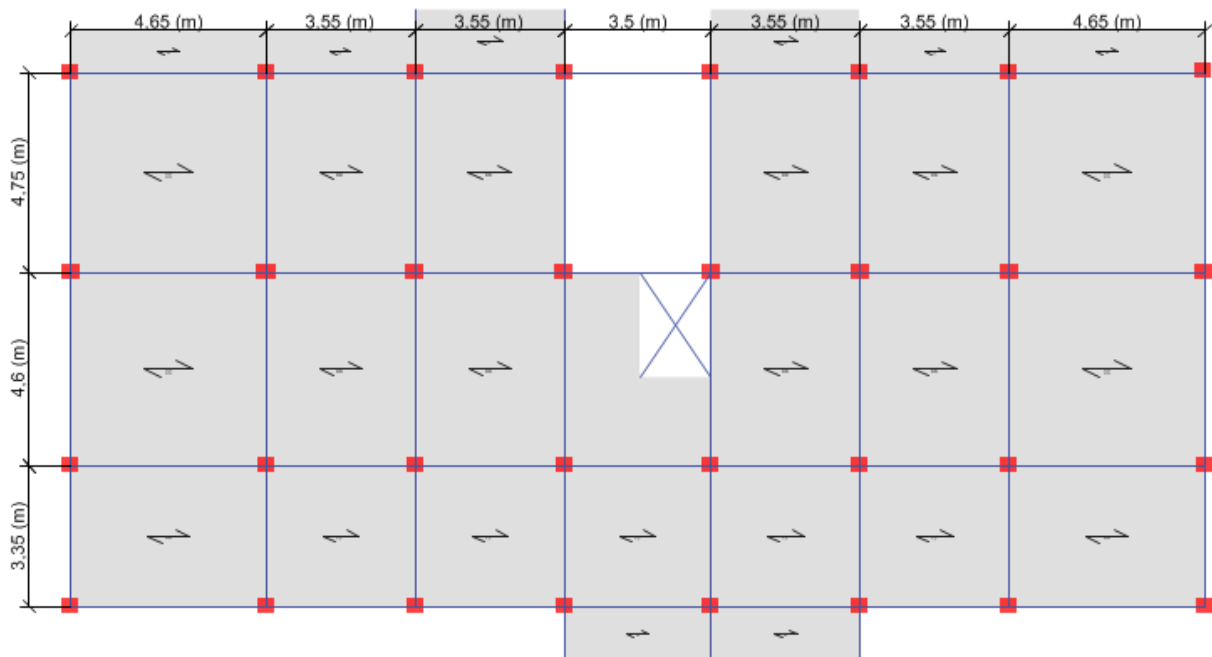


Figure II.1: disposition des poutrelles rdc et 1er étage

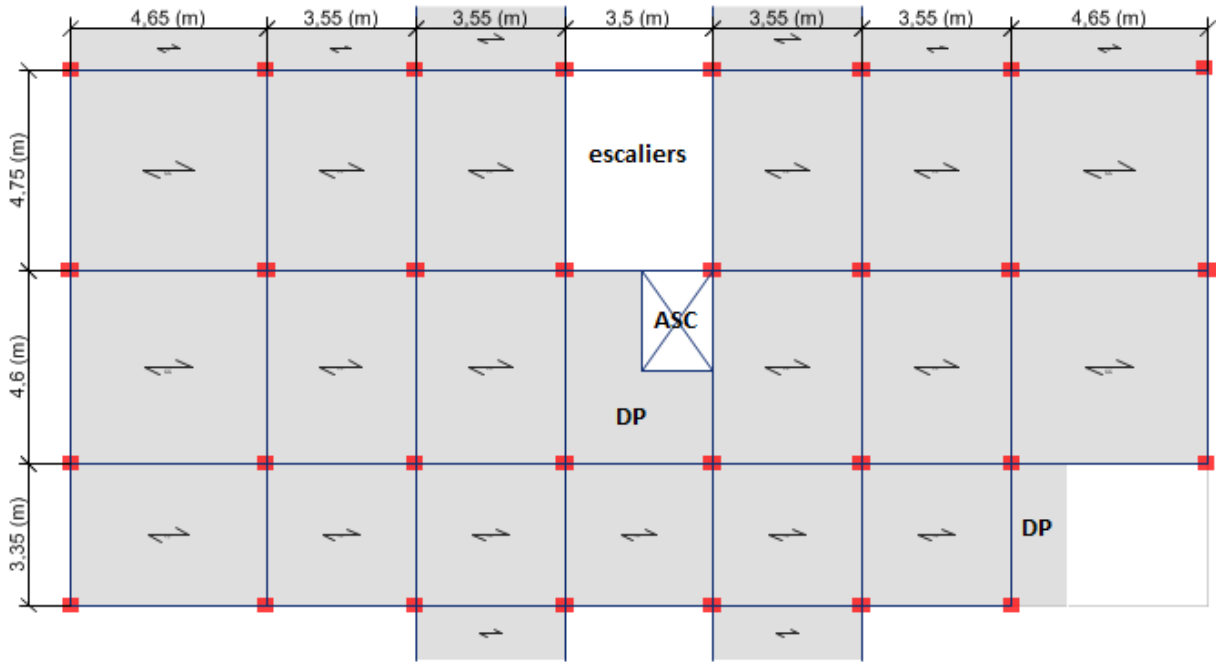


Figure II.2: disposition des poutrelles étage courant.

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{430}{22,5} = 19,11 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20 \text{ cm}$  :

- 16 cm : l'épaisseur de corps creux
- 4 cm : dalle de compression

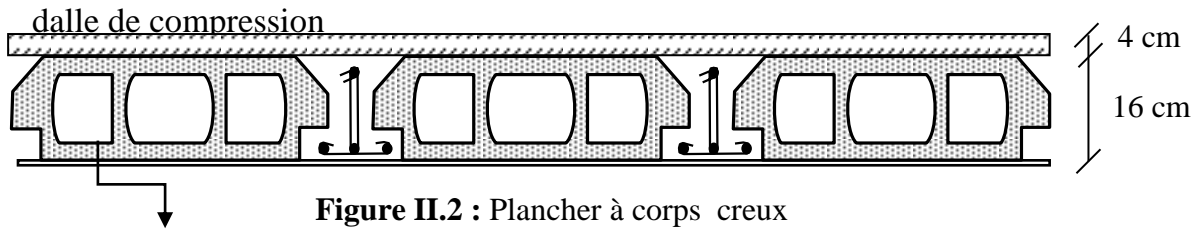


Figure II.2 : Plancher à corps creux

corps creux

**II.1.3 Dalles pleines:** L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

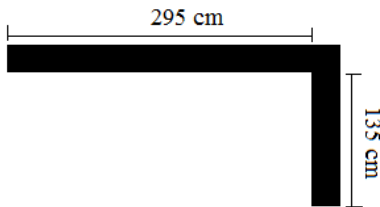


Fig II.3: dalle pleine D1

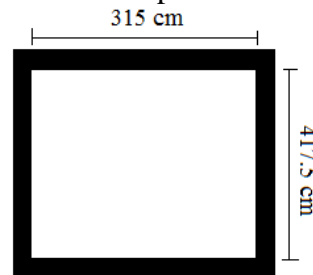


Fig II.4: dalle pleine D2

**Résistance a la flexion :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le  
Nombre des appuis sont les suivantes :

$$\text{Dalle reposant sur deux appuis : } \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} .$$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas la dalle qui reposent sur 2 appuis a une portée égale à :

$$L_x = 1,35\text{m} = 135\text{cm}.$$

On aura donc pour D1 (dalle sur deux appuis (balcon)) :  $e \geq \frac{135}{20}$

Soit :  $e \geq 6.75 \text{ cm}$  donc : On prend  $e = 14\text{cm}$

Et on aura pour D3 (dalle sur quatre appuis) :  $\frac{315}{45} \leq e \leq \frac{315}{40}$

Soit :  $7 \text{ cm} \leq e \leq 7.875 \text{ cm}$  donc : On prend  $e = 14\text{cm}$

$$l_x = l_y = (a + b) + 2l_s$$

$a = b =$  dimension de l'ascenseur = 1.57m

$l_s =$  longueur du scellement = 400 (HA)

$$l_s = 40 \cdot 10 = 40 \text{ cm}.$$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles  $e = 14 \text{ cm}$  sous réserve de vérifier la condition de flèche.

**Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe feu.

**Isolation phonique :**

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

**II.1.4 Les poutrelles :**

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (0,8 \text{ à } 1,2)$$

On adopte :  $b_0 = 10 \text{ cm}.$

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec : **Figure II.5** : schéma des poutrelles

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}.$ )

$L_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 320 \text{ cm}.$ )

$$b_1 \leq \text{Min} \left( \frac{55}{2}, \frac{320}{10} \right)$$

On adopte  $b_1 = 27,5 \text{ cm}.$

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

$$b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65 \text{ cm} \text{ Soit : } b = 65 \text{ cm}$$



**II.2 Les poutres :**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé a ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

**II.2.1 Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Leftrightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10}$$

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

$$\Rightarrow 29 \leq h \leq 43,5$$

On prend les poutres principales :  $b \cdot h = (30 \cdot 40)$

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots (2) \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 & h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

**II.2.2 Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

$L_{max}$  : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{max} = 430 \text{ cm} \Rightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}.$$

On prend:  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$

**II.3 Les voiles :**

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d’après le RPA 2003 (article 7.7.1). Le L’épaisseur minimale du voile ( $e_{min}$ ) est de 15cm

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).$$

$$e \geq \max \left( e_{min} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

On a:

$h_e = 3,06$  m pour étage courant.

$h_e = 3,57$  m pour S.SOL

D’où :

$$e \geq \frac{337}{20} = 16,85 \text{ cm} (\text{Sous sol}).$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm} (\text{Étages courants}).$$

On adopte :  $e = 18$  cm ..... pour entre sol, RDC.

$e = 15$  cm ..... pour étage courant.

**☑ Vérification :**

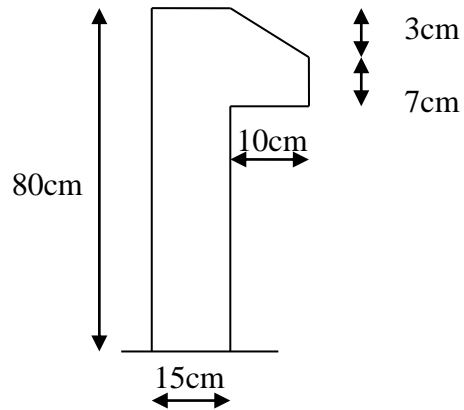
Pour qu’un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{min} \geq 4 e . \quad \text{d'où } L_{min} \geq 80 \text{ cm}$$

Soit : **L = 100 cm.**

**II.4 L'acrotère:**

**II.4.1 calcul de charges :**



**Fig. II.5.** Acrotère

**Tableau II. 1 :** Charge permanente revenant à l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
80	15	0,80 * 0,15 + 0,1 * 0,07 + 0,1 * 0,03 / 2 = 0,1285	0,1285 * 25 = 3,21	0,015 * 18 = 0,27	3,48

☑ La charge totale estimée est : G = 3.48 KN/ml.

☑ La charge d’exploitation est : Q = 1,0 KN/ml..... DTR B.C.2.2.

## II.5 Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière impose un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers, Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

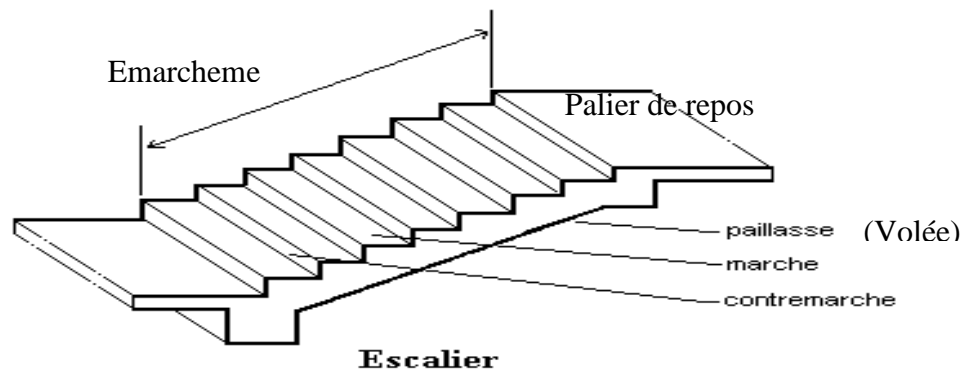


Figure II.6 : Schéma d'escalier.

Pour le dimensionnement des marches ( $g$ ) et les contre marche ( $h$ ) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h+g < 64.$$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} & \text{n : nombre de contre marche.} \\ g = \frac{L}{n-1} & \text{H : hauteur de la volée projetée horizontalement.} \end{cases}$$

$L$  : longueur de la volée.

Soit :

$$H = 1,53\text{m.}$$

$$L = 2,40\text{m.}$$

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 6.04n + 3 = 0$$

Après la résolution, on trouve :  $n = 9$  contres marches.

$$\text{D'où : } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte:

$$\mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

### Pour sous sol :

Hauteur sous sol : **3,57 m**

Hauteur de la volée (type 1) : **0,85 m.**

Hauteur de la volée (type 2) : **1,70 m.**

Hauteur de la volée (type 3) : **1,02 m.**

Le nombre des marches sous sol est :

**Volé 1 :**  $n = H/h = 0,85/0,17 = 5$  contre marches, donc on aura : **4 marches.**

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 0,85/1,2$  d'où :  $\alpha = 35,31^\circ$ .

La longueur de la volée est :  $L = \frac{0,85}{\sin \alpha} = 1,47 \text{ m}$

**Volé 2 :**  $n = H/h = 1,70/0,17 = 10$  contre marches, donc on aura : **9 marches.**

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 1,70/2,70$  d'où :  $\alpha = 32,19^\circ$ .

La longueur de la volée est :  $L = \frac{1,70}{\sin \alpha} = 3,19 \text{ m}$

**Volé 3 :**  $n = H/h = 1,02/0,17 = 6$  contre marches, donc on aura : **5 marches.**

Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg}(\alpha) = 1,02/1,5$  d'où :  $\alpha = 34,21^\circ$ .

La longueur de la volée est :  $L = \frac{1,02}{\sin \alpha} = 1,81 \text{ m}$

Nombre total des marche est : **18 marches.**

**Epaisseur de la volée escalier entre sol :**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} . L = L_V + L_P$$

$$L_V = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \rightarrow \sqrt{2,7^2 + 1,7^2} + 0,3 + 1,5 = 4,99 \text{ cm}$$

$$16,63 \text{ cm} < e < 24,95 \text{ cm}.$$

On prend : **e = 18 cm.** Pour les volées

**Epaisseur de la volée escalier étage courant :**

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} . L = L_V + L_P$$

$$L_V = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \rightarrow \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,53 = 4,37 \text{ cm}$$

$$14,56 \text{ cm} < e < 21,85 \text{ cm}$$

On prend : **e = 15 cm.** Pour la volée

## II.6: Evaluation des charges et surcharges :

**TabII.2 :** évaluation des charges des planchers dalles pleines

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de Sable	0,02	18	0.36
Dalle pleine (14 cm)	0,14	25	3.5
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Cloison de séparation	0,1	10	1,00
Charge permanente G			6.06
charge d'exploitation Q			2,5

**Tab II.3 :** évaluation des charges des paliers.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Poids de la dalle	18(entre sol) 15(étage courant)	25 25	4.5(entre sol) 3.75(étage courant)
Enduit en ciment	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Charge permanente G(palier entre sol)			6.06
Charge permanente G(palier étage courant)			5.31
Charge d'exploitation Q			2,5

**Tableau II.4 :** évaluation des charges des volées

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine (E.sol)	0,18/cos(32,19)	25	5.31
Dalle pleine (E. courant)	0,15/cos(32,51)	25	4.44
Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Carrelage verticale	0,02h/g	20	0,23
Mortier de pose Horizontale	0,02	20	0,40
Mortier de pose verticale	0,02h/g	20	0,23
Enduit de ciment	0,02/cos32,19	18	0,42
Poids des marches	0,17·(1/2)	22	1,87
Garde de corps	//	//	0,60
Charge permanente totale (volée entre sol)			<b>G = 9.46</b>
Charge permanente totale (volée étage courant)			<b>G=8.59</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 2,50</b>

**TabII.5 :** évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0,04	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0.12
Forme de pente	0,1	22	2.20
Isolation thermique	0,04	4	0.16
Plancher corps creux (16+4)	0,20	/	2.85
Enduit en mortiers	0,02	20	0.4
Charge permanente G			6.53
Charge d'exploitation Q			1,00

**TabII.6** : évaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0,10	10	1,00
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de Sable	0,02	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	0,20	/	2.85
Enduit en ciment	0,02	20	0.40
Charge permanente G			5.41
Q étage courant			1,5
Q balcon			3,5

**Tableau II. 7**: évaluation des charges des cloisons extérieures

Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0,15	9	1,30
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,40
Enduit intérieur en ciment	0,01	20	0,20
Charge permanente totale			<b>G = 2,80</b>

## II.7 Les 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 RPA2003, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

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

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: poteaux (50,50) cm<sup>2</sup>.
- 1<sup>er</sup> ,2<sup>ème</sup> étage: poteaux (45, 45) cm<sup>2</sup>.
- 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage : poteaux (40,40) cm<sup>2</sup>.
- 5<sup>ème</sup> , 6<sup>ème</sup> étage: poteaux (35,35) cm<sup>2</sup>
- 7<sup>ème</sup> étage: poteaux (30,30) cm<sup>2</sup>

### Descente de charges :

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.

. Dans notre bâtiment le poteau le plus sollicité est celui de la cage d'escalier.

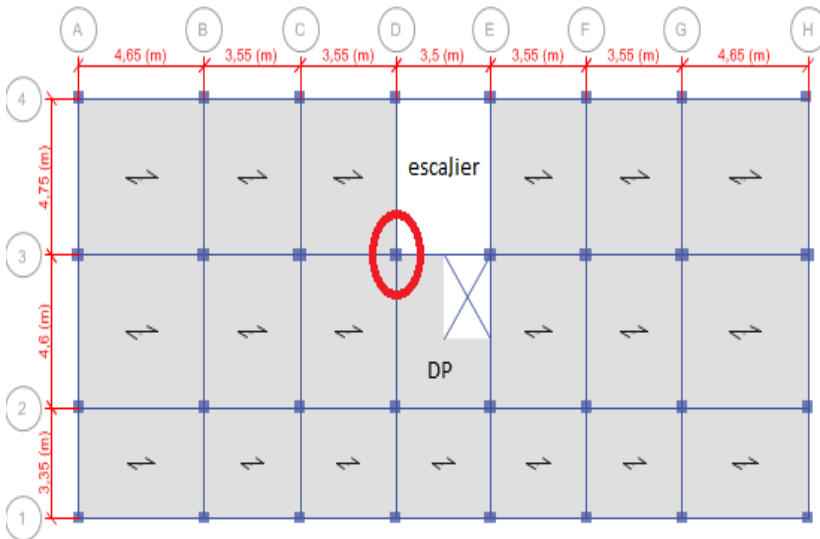


Figure II.7 : poteaux le plus sollicité

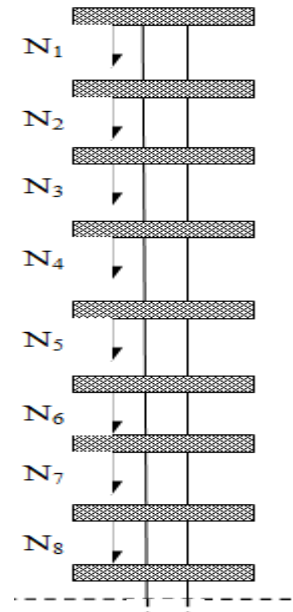


Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge

**II.7.1. Poteau 3-D :**

**Poids des poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (2.2 + 2.1) = 12.9 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (1.575 + 1.6) = 9.52 \text{ KN}$$

**La loi de dégression :**

- Sous la terrasse:  $Q_0$ .
- Sous le premier étage  $Q_0 + Q_1$ .
- 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 troisième étage:  $Q_0 + 0,85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

**calcul des surfaces:**

**terrasse inaccessible:**

$$S_{cc} = 10.345 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{dp} = 3.31 \text{ m}^2 \rightarrow G_{dp} = 6.06 \text{ KN/m}^2$$

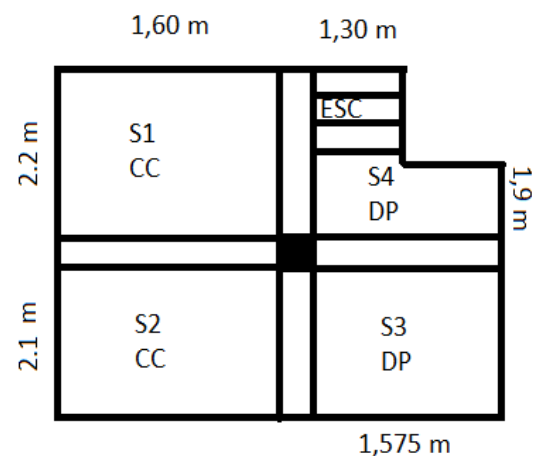


Figure II.9 : surface afférente

**Etage courant et entre sol:**

$$S_{cc} = 6.88 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 5.41 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{dp} = 3.31 \text{ m}^2 \rightarrow G_{dp} = 6.06 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Poids d'escalier étage courant: } G = 8.59 \times 0.39 + 5.31 \times 2.99 = 3.35 + 15.89 = 19.24 \text{ KN}$$

Poids d'escalier entre sol:  $G = 21.81 \text{ KN}$  Les résultats de la descente des charges pour le poteau 3-D sont représentés comme suit :

$$G_{totale} = 1172.36 \text{ KN}, Q_{totale} = 178.92 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times 1172.36 + 1.5 \times 178.92 = 1851.06 \text{ KN}.$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1) on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u^* = 1,1 \times 1851.06 = 2036 \text{ KN}.$

**II.7.1. Poteau 3-B :****Poids des poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (2.275 + 2.3) = 13.725 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.4 \times 0.3 \times (2.325 + 1.775) = 12.30 \text{ KN}$$

**calcul des surfaces:****terrasse inaccessible:**

$$S_{cc} = 19.17 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 6.53 \text{ KN/m}^2$$

**Etage courant et entre sol:**

$$S_{cc} = 19.17 \text{ m}^2 \rightarrow G_{cc} = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau 3-B sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 8:** Descente des charges

Etage	Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
terrasse	N0	Plancher terrasse	125.18	19.17
		Poutres	26.025	
		<b>Total</b>	<b>147.6</b>	<b>19.17</b>
Etage 07	N1	Venant de N0	147.6	28.755
		plancher	103.71	
		poutres	26.025	
		Poteaux	6.88	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>290.5</b>	<b>47.925</b>
Etage 06	N2	Venant de N1	290.5	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	9,37	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>435.17</b>	<b>73.8045</b>
		Venant de N2	435.17	
		Plancher	103.71	



<b>Etage 05</b>	<b>N3</b>	Poutres	26.025	28.755
		Poteaux	9,37	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>580.55</b>	<b>96.8085</b>
<b>Etage 04</b>	<b>N4</b>	Venant de N3	580.55	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	12,24	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>728.81</b>	<b>116.94</b>
<b>Etage 03</b>	<b>N5</b>	Venant de N4	728.81	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	12,24	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>877.065</b>	<b>134.19</b>
<b>Etage 02</b>	<b>N6</b>	Venant de N5	877.065	28.755
		plancher	103.71	
		poutres	26.025	
		Poteaux	15,49	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>1028.61</b>	<b>148.47</b>
<b>Etage 01</b>	<b>N7</b>	Venant de N6	1028.61	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	15,49	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>1180.11</b>	<b>160.07</b>
<b>RDC</b>	<b>N8</b>	Venant de N7	1180.11	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		Poteaux	19,13	
		Mur double cloison	6.28	
		<b>Total</b>	<b>1335.26</b>	<b>168.70</b>
<b>Entre sol</b>	<b>N9</b>	Venant de N8	1335.26	28.755
		Plancher	103.71	
		Poutres	26.025	
		poteaux	19,13	
		<b>Somme</b>	<b>1484.13</b>	

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau numéro **3-B** qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1484.13KN, Q_{totale} = 187.39KN$$

$$N_u = 1.35 \times 1484.13 + 1.5 \times 187.39 = 2284.65KN.$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1) on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u^* = 1,1 \times 2284.65 = 2513.12 KN.$

**II.7.2. Vérification pour le poteau 3-B :**

**Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq f_{bu} ; \text{ Avec : } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \Rightarrow B \geq \frac{2284.65 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.161m^2$$

On a :  $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2$   $B = 0.25 \geq 0.143cm^2$ . .....Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tous les niveaux.

Niveaux	Nu* (KN)	Sections (cm <sup>2</sup> )	Condition B > B calculée		observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée (m <sup>2</sup> )	
RDC+Entre sol	2284.65	50*50	0.25	0.161	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	1833.25	45*45	0.2025	0.144	vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	1385.32	40*40	0.16	0.097	vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	928.95	35*35	0.1225	0.0165	vérifiée
7 <sup>eme</sup>	464.06	30*30	0.09	0.032	vérifiée

**Tableau II-1** Vérification des poteaux à la compression simple.

**Vérification au flambement :**

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Le tableau si dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux

**Tableau II-10:** Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Nu*	sections	Condition B > B calculée		observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée (m <sup>2</sup> )	
RDC+Entre sol	2284.65	50*50	0.25	0.108	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	1833.25	45*45	0.2025	0.099	vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	1385.32	40*40	0.16	0.080	vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	928.95	35*35	0.1225	0.062	vérifiée
7 <sup>eme</sup>	464.06	30*30	0.09	0.044	vérifiée

**☑ Condition de RPA 99**

1.  $Min(b, h) \geq 25cm$  ..... vérifier.
2.  $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$  ..... vérifier.
3.  $0.25 < \frac{b}{h} < 4$  .....vérifier.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

**II.8. Conclusion :**

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

- ☑ planchers corps creux : 16+4 cm
- ☑ Poutres principales :  $30 \times 40cm^2$ .
- ☑ Poutres secondaires :  $30 \times 40cm^2$ .
- ☑ Poteaux du RDC, Entre sol :  $50 \times 50cm^2$ .
- ☑ Poteaux des étages 1 et 2 :  $45 \times 45cm^2$ .
- ☑ Poteaux des étages 3 et 4 :  $40 \times 40cm^2$ .
- ☑ Poteaux des étages 5 et 6 :  $35 \times 35cm^2$ .
- ☑ Poteaux de l'étages 7 :  $30 \times 30cm^2$ .
- ☑ voiles entre sol:  $e = 18 cm$ .
- ☑ voiles étage courant:  $e = 15 cm$ .

**III.1. INTRODUCTION**

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA2003 ...).

**III.2. ETUDE DES PLANCHERS**

**III.2.1. Calcul des planches à corps creux**

**III.2.1.1. Etude des poutrelles**

**a. Pré dimensionnement**

- Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 4cm.

**b. Méthodes de calcul des sollicitations**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de CAQUOT.

**III.2.1.3. Méthode de Caquot**

**a. Principe de la méthode**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

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.

**Evaluation des moments**

**En appuis**

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

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

$l_g'$  ,  $l_d'$  : Longueurs fictives à gauche et à droite.

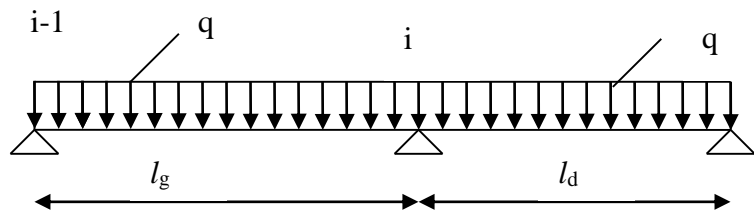
$q_g$  ,  $q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

**En travée**

$$M(X) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$M_0$  : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2} (l - x)$$



**Figure III.1.** Schéma statique de la poutrelle.

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l-x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

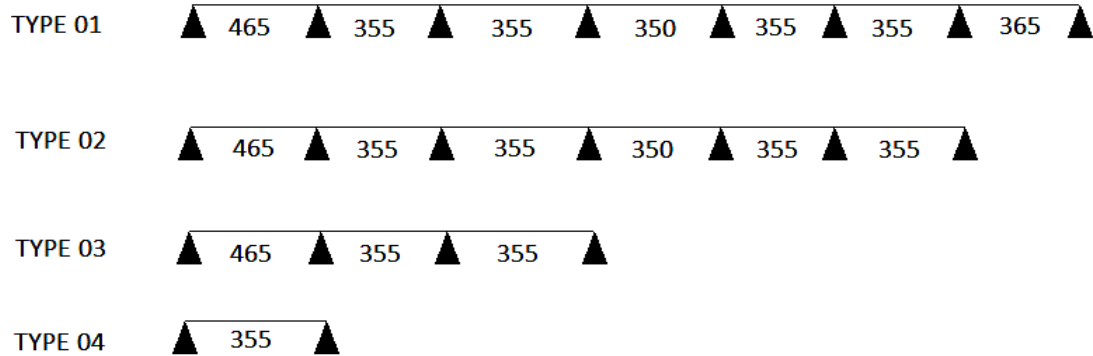
$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

**Evaluation des efforts tranchants**

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL( ArtL.III.3)}$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL( ArtL.III.3)}$$



**Fig III.2.** Différentes types de poutrelles

**III.2.1.4.1. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

a. À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

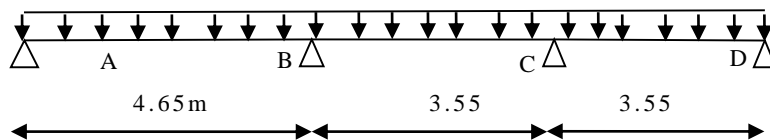
b. À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

**Tableau III.1.** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.53	1.00	10.31	6.71	7.53	4.89
Etages courant	5.41	1.50	9.55	6.21	6.91	4.5

**Calcul des sollicitations :**

➤ **Exemple de calcul d'une poutrelle type 3 du plancher terrasse inaccessible**



**Figure III.3.** Schéma statique de la poutrelle type 5

**• Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher d'étage courant :  $G=6.53 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q=1 \text{ KN/m}^2$

$Q < 2 \times G$ .....Vérifiée.

$0.8 < (4.65/ 3.55) = 1.31 > 1.25$ .....n'est pas Vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de **Caquot**.

• **Calcul des sollicitations**

$$P_u = 6.71 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 4.89 \text{ KN/m}$$

• **Moments aux appuis**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = -\frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$P_g, P_d$  : Étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

$L'_g, L'_d$  : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8 l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

• **Calcul des longueurs fictives**

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.10m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.13 = 3.30m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 4.13m$$

On résume les calculs dans les tableaux suivants:

**Tableau III.2.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4.65	4.65	6.71	0	-13.01	12.21	12.80	-18.39
B-C	3.55	2.84	6.71	-13.01	-8.35	0.014	13.22	-16.59
C-D	3.55	3.55	6.71	-8.35	0	6.8	14.26	-9.48

**Tableau III.3.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)
A-B	4.65	4.65	4.89	0	-9.5	8.91
B-C	3.55	2.84	4.89	-9.5	-6.1	0.011
C-D	3.55	3.55	4.89	-6.1	0	4.96

**III.2.1.4.2. Ferrailage des poutrelles**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

**-Exemple de ferrailage (plancher de la terrasse inaccessible)**

**-En travée**

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 12.21 \text{ KN.m} \quad V_u = 18.39 \text{ KN}$$

$$b = 65\text{cm} \quad h = 20\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm} \quad d = 18\text{cm} \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \quad f_{st} = 400\text{Mpa}$$

**-Calcul de  $M_{TV}$** 

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

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

$$M_t^{\max} = -12.21 \times 10^{-3}\text{MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  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**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.21 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0408 < 0.186$$

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

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

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

**-Calcul de  $A_t$ :**

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0408}) = 0.052$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.176\text{m}$$

$$A_t = \frac{12.21 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 2 \times 10^{-4}\text{m}^2$$

$$\text{Donc: } A_t = 2\text{cm}^2$$

**-Verification**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \Rightarrow \text{donc on ferraille avec } A_t$$

$$\text{On choisit: } A_t = 3\text{HA}10 = 2.36\text{cm}^2$$

**-En appui****-appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$M_a^{\text{int}} = -13.01 \times 10^{-3}\text{MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.01 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.282 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 4.71\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3912$$

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

Calcul de  $A_a$ :

$$A_a = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.282}) = 0.426$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.426) = 0.149 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{13.01 \times 10^{-3}}{348 \times 0.149} = 2.51 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a$$

$$\text{On choisit } A_a = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 2.67 \text{ cm}^2$$

**-appui de rive :** (calcul forfaitaire)

$$M_a^{\text{rive}} = -1.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.57 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0319 < 0.186$$

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

$$\text{On a: } \mu_l = 0.3916$$

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

**-Calcul de  $A_a$**

$$A_a = \frac{M_a^{\text{rev}}}{f_{st} \times z}$$

$$\text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \text{et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0319}) = 0.04$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.174 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{1.47 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$\text{On choisit: } A = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$



**-Vérification à l'ELU**

**-Cisaillement**

$$V_u = -18.39KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1,02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**-Choix des armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi ; \frac{b_0}{10} \right) = 10\text{mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi_6$  avec  $A_t = 2HA6 = 0.57\text{cm}^2$

**-L'espace :**

$$\checkmark St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\checkmark St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \qquad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K=1$  flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  Flexion simple, armatures

$$\checkmark S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0.57 \frac{0.8 \times 400}{10(1.02 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$\Rightarrow St = 46.77\text{cm}$$

$$\checkmark St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10}$$

$$\Rightarrow St = 57\text{cm.}$$

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

**Vérification à l'effort tranchant**

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

**-Appui intermédiaire**

$$A_l = 2.36 + 2.67 = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 18.39 \times 10^{-3} - \frac{12.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.61\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

**-Appui de rive**

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

$$A_l = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 18.39 \times 10^{-3} = 0.52\text{cm}^2$$

$$A_l \geq 0.4\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**-Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.39 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.20 MPa$$

$\tau_u = 1.20 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa$  ..... vérifiée.

**Vérification à l'ELS**

**-Etat limite de compression du béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**-En travée :**

$M_t^{max} = 8.91 KN.m$

**- Calcul de y :**

$b \times y^2 - 30 \times A \times (d - y) = 0$

$65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$  .....(1)

Solution d'équation(1) est :  $y = 3.91 cm$

**-Calcul le moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 \Rightarrow I = 8323.05 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.91 \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} \times 0.0391 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.18 MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$  ..... vérifié **(BAEL E.III.2)**

**-En appuis intermédiaires**

$M_{ser} = 9.5 KN.m$

**- Calcul de y :**

$\frac{bo}{2} \times y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0$

$5y^2 + 40.05y - 720.9 = 0$  .....(1)

Solution d'équation(1) est :  $y = 8.64 cm$

**- Calcul le moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{5 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.67 \times (18 - 8.64)^2 \Rightarrow I = 5658.66 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.5 \times 10^{-3}}{5658.66 \times 10^{-8}} \times 0.0864 \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.5 MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$  ..... vérifié **(BAEL E.III.2)**

Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S**

	Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Plancher Terrasse	Travée	8.91	3.91	8323.05	4.18	15	Vérifié
	Appui	9.5	8.64	5658.66	14.5	15	Vérifié
Etage courant	Travée	8.18	3.91	8323.05	3.84	15	Vérifié
	Appui	8.71	7.91	9134.9	7.54	15	Vérifié

**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:( CBA 93 Article B.6.5.3).**

$$h \geq \frac{M_t^s}{15M_0^s} \times l \rightarrow h = 20cm > 20.85 \dots\dots\text{condition non verifiée.}$$

la vérification de la flèche est nécessaire.

**BAEL91 (Article L.VI, 2)**

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{465} = 0.043 < \frac{1}{16} \dots\dots\text{non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.}$

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{4650}{500} = 9.3mm$$

les calculs de la flèche sont résumé dans les tableau suivant:

**Tableau III.7. Vérification de la flèche**

<b>j (t/m)</b>	0,32825	Charges permanentes avant mis en place des cloisons
<b>g (t/m)</b>	0,42445	Charges permanentes après mis en place des cloisons
<b>p (t/m)</b>	0,48945	Charges totales
<b>L (m)</b>	4,65	Portée de la poutre
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	2,36	Section des armatures tendues

Calcul de la flèche			
<u>1°/ Calcul des moments</u>		<u>7°/ Calcul de I<sub>r</sub></u>	
$Mq =$	$w.q.L^2 / 8$	<u>Sous j</u>	
<b>M<sub>j</sub> (t.m)</b>	0,66539865		
<b>M<sub>g</sub> (t.m)</b>	0,86040657	<b>I<sub>fi</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	6,441E-05
<b>M<sub>p</sub> (t.m)</b>	0,99216868	<b>I<sub>fv</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,00010922
<u>2°/ Calcul de ρ et λ</u>		<u>Sous g</u>	
<b>ρ</b>	0,01311111	<b>I<sub>fi</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	6,0417E-05
<b>λ<sub>i</sub></b>	3,2534428	<b>I<sub>fv</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,00010453
<b>λ<sub>v</sub></b>	1,30137712		

		<u>Sous p</u>	
<b>3°/ Calcul de Y et I</b>			
-		Ifi (m <sup>4</sup> )	5,8659E-05
Y(m)	0,03916636	Ifv (m <sup>4</sup> )	0,00010241
I (m <sup>4</sup> )	8,323E-05		
		<b>8°/ Calcul de E</b>	
<b>4°/ Calcul des contraintes (σ)</b>			
		Ev (Mpa)	10818,8656
σstj (Mpa)	168,887564	Ei (Mpa)	32456,5969
σstg (Mpa)	218,383326		
σstp (Mpa)	251,826408	<b>9°/ Calcul de f</b>	
-			-
<b>5°/ Calcul de μ</b>		fgv (mm)	16,4503625
		fji (mm)	6,88222596
μj	0,66460454	fpi (mm)	11,2682639
μg	0,72884217	fgi (mm)	9,48734339
μp	0,75991213	-	
		f (mm)	11,349057
<b>6°/ Calcul de I<sub>0</sub></b>		f' (mm)	9,3
I <sub>0</sub> (m <sup>4</sup> )	0,00018517	<b>Condition non vérifiée</b>	

La flèche n'est pas vérifiée donc il faut augmenter la section du ferrailage :

3HA12=3.05cm<sup>2</sup>. Puis on refait le calcul de la flèche le résultat sera :

$$\Delta f = 9.02mm \leq f_{adm} = 9.3mm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**III.2.1.4.3. Ferrailage de la dalle de compression**

**-Armatures perpendiculaires à la nervure**

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = 4b/f_c = 4 \times 0.65/400 = 0.65 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / ml$

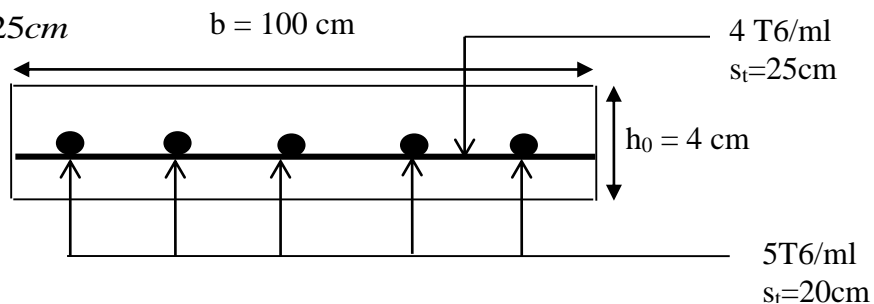
Espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**-Armatures parallèles à la nervure**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte :  $A_{//} = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / ml$

Espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$



**Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression**

III.2.1.4. Schéma de ferrailage des poutrelles:

Tableau III.8. Calcul des armatures principales

	Elément	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{Adopte}$ ( $cm^2$ )
plancher Terrasse	Travée	0.0408	0.052	0.176	2	1.41	3HA12=3.05
	Appui Intermédiaire	0.282	0.426	0.149	2.51	0.217	1HA14+1HA12=2.67
	Appui de rive	0.0319	0.040	0.174	0.24	0.22	1HA12=1.13
Etage courant	Travée	0.0408	0.052	0.176	1.84	1.41	3HA12=3.05
	Appui Intermédiaire	0.282	0.426	0.149	2.27	0.217	1HA14+1HA12=2.67
	Appui de rive	0.029	0.037	0.177	0.22	0.22	1HA12=1.13

Tableau III.5. Schéma de ferrailage des poutrelles

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse			
Etage courant			

**III.3. Etude de l'acrotère**

**III. 3. 1. Evaluation des charges et surcharges**

**Evaluation des charges**

Après le pré dimensionnement on à :

La surface :  $S = 1285cm^2 = 0.1285m^2$

Poids propre :  $G_t = 3.48KN / ml$

La charge due à la main courante :  $Q=1KN$

La force sismique horizontale  $F_p$  qui est

donnée par la formule

$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t$  (RPA Article 6.2.3)

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le Tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe D'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99 ]

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.( 6.1) du RPA99].

**G<sub>t</sub>** : poids de l'élément considéré.

**Pour notre cas** : - Groupe d'usage 2.

$A=0.15$

- Zone II<sub>a</sub> (BEJAIA).

$C_p=0.8$

$G_t=3.78KN/ml$

$F_p=1.67KN$  ,  $X_g=0.083m$  ,  $Y_g=0.42m$  ,  $N_g=3.48KN$  ,  $M_q=0.80KN.m$

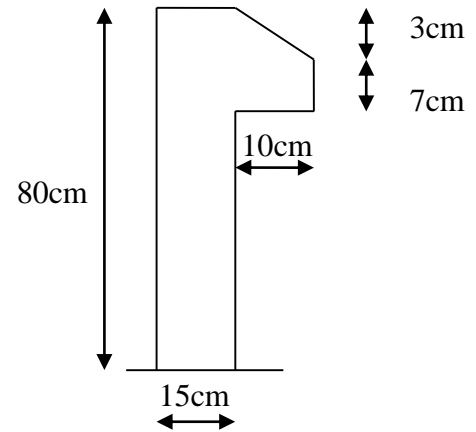


Fig. III.6. Acrotère

Tableau III.10.sollicitation dans l'acrotère

**III. 3. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

Sollicitation	ELA	ELU	ELS
	G+Q+E	$1,35 \times G + 1,5 \times Q$	G+Q
<b>N (KN)</b>	3.48	4.7	3.48
<b>M (KN.m)</b>	1.51	1.2	0,80

$e_1 = 0.4339 m > \frac{H}{6} = 0.133 m$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur 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.

$e_a = \max (2 \text{ cm}; h / 250) = \max (2 \text{ cm}; 60/250 ) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0}$  et  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$  (BAEL 91 Article A.4.3.5)

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

$\phi$  : 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 ;  $l_f = 2 \times h = 1.60m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

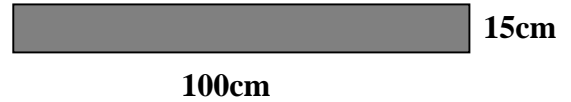


Figure .III.7. Section à ferrailer

Donc:  $e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.2855m$

### III.3. 5. Calcul à l'ELU

☑ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont

$$N_u = 4.7KN \quad ; M_u = N_u \times e = 4.7 \times 0.2855 \Rightarrow M_u = 1.34185KN.m;$$

☑ Ferrailage

$h = 15 \text{ cm} ; d = 12.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.51 + 4.7 \times \left( 0.125 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.74KN.m$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00784) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0098 \quad , \quad Z = 0.124 \quad , \quad A' = 0 \quad , \quad A = 0.268 \quad , \quad A_{min} = 1.50 \text{ cm}^2 .$$

☑ Vérification à l'E.L.U

**-La condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.125 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.50 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$ .

**-Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$$

**-Espacement**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**-Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = 2.67KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0213MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$  Vérifié (pas de risque de cisaillement)

**-Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\tau_{se} = 0.247 \text{MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{MPa} \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2,83 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**III. 3. 6. Vérification à l'ELS**

$$d = 0.125 \text{ m} ; N_{ser} = 3.48 \text{KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.80 \text{KN.m};$$

$\eta = 1.6$  pour les HR

**-Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.13 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = -18.48 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

**III. 3. 7. schéma de ferrailage**

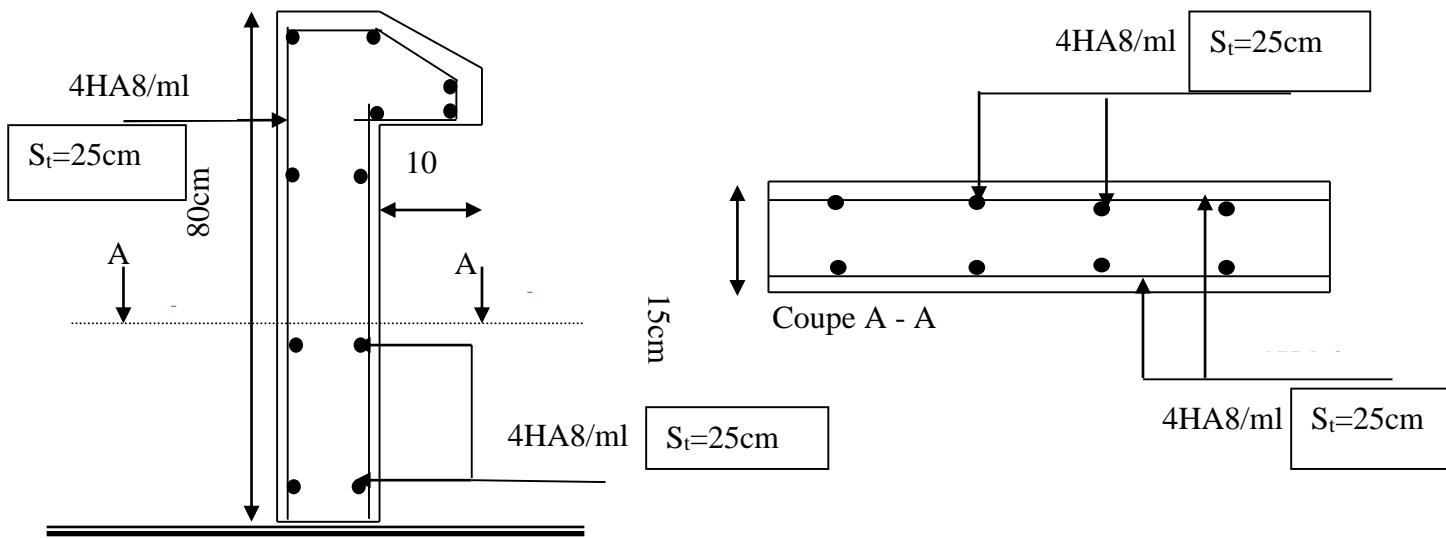


Figure .III.8.Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.4. Etude des dalles pleines**

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.



**III.4.1. Dalle pleine sur quatre appuis**

**III.4.1.1. Evaluation des charges**

$$G = 6.06 \text{KN} / \text{m}^2, \quad Q = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$$

A l'ELU :  $P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.93 \text{KN} / \text{m}$

A l'ELS :  $P_S = G + Q = 8.56 \text{KN} / \text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{315}{417.5} = 0.75 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travaille selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

**III.4.1.2. Calcul à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.59$**

**-Calcul des moments :** De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.59$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 7.35 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 3.75 \text{KN.m} \end{cases} \text{ (BAEL Annexe I)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14 \text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

▪ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (7.35) = 6.24 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (3.75) = 3.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

▪ Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times (7.35) = -3.67 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (3.75) = -1.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

**-Calcul de la section d'armatures**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{cm})$

**-En travée**

**- Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.030 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

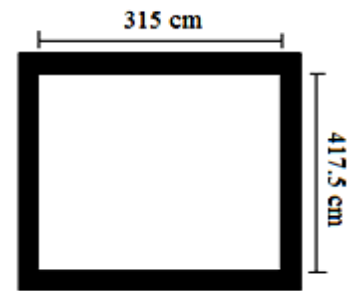
$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.038; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1183 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = 1.52 \text{cm}^2$$

**- Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.015 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.019 \quad ; Z = 0.119 \text{m}$$



**Fig II.4:dalle pleine D2**

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0.77 \text{ cm}^2$$

**-En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.011 ; z = 0.119 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0.88 \text{ cm}^2$$

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

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

**- Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e. \Rightarrow A_x^{\min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

**- Sens y-y** :  $A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e. \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$

**Tableau III.11** : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>a</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>a</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>a</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )/ml
Sens xx	6.24	3.67	1.52	0.88	1.26	1.26	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens yy	3.19	3.67	0.77	0.88	1.12	1.26	4T8=2.01	4T8=2.01

**-Espacement des armatures**

On opte: S<sub>t</sub>=25cm pour les deux sens.

**III.4.1.3. Vérification à l'ELU**

**-cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times Lx}{2} \times \frac{Ly}{Lx + Ly} \Rightarrow V_{\max} = 14.19 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = 0.118 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.1.4. Vérification à l'ELS**

**-État limite de compression du béton** :  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq (\overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa})$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 5.81 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 3.74 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

**-Moments en travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y \Rightarrow M_t^y = 3.18 \text{KN.m}$$

**-Moments en appuis :**  $M_a^x = -0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = -2.9 \text{KN.m}$

**III.4.1.5. Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

**-En travée:**

**-Selon L<sub>x</sub> :**  $Y = 3.21 \text{cm} ; I = 5657.2 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.80 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-En appuis:**

**-Selon L<sub>x</sub> :**  $Y = 3.21 \text{cm} ; I = 5657.2 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.65 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Etat limite d'ouverture des fissures**

**-En travée:**

**-Selon L<sub>x</sub> :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{MPa. BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 114.97 \text{MPa} \leq 240 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**-En appuis:**

**-Selon L<sub>x</sub> :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{MPa. BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 67.64 \text{MPa} \leq 240 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**III.4.1.6. Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**-Sens X-X :**

1.  $e \geq \max \left( \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}}; \frac{3}{80} \right) l_x \Leftrightarrow 14 \text{cm} \geq (11.25 \text{cm}; 13.33 \text{cm}) \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

2.  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00167 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.1.7 Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis

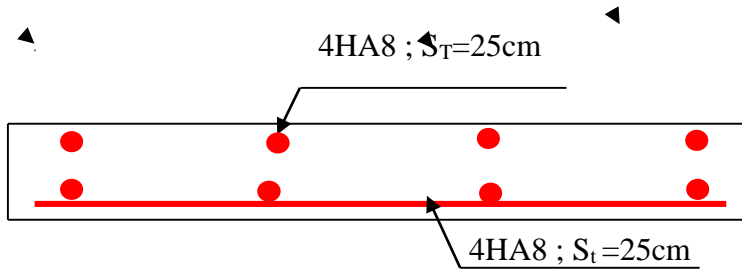


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.4.2.1. Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{1.35}{2.95} = 0.46 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

III.4.2.2. Calcul des sollicitations à l'ELU

On a:  $G=6.06 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ ;  
 $q_u = 13.43 \text{ KN/m}^2$  ;  $q_s = 9.56 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1022 \times 13.43 \times (1.35)^2 \Rightarrow M_0^x = 2.50 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4181 \times 1.867 \Rightarrow M_0^y = 0.62 \text{ KNm} \end{cases} \quad \mathbf{1}$$

-En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.12 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.53 \text{ KNm} \end{cases}$$

-En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -1.25 \text{ KNm}$

-Espacement des armatures

-Sens x-x:  $St_y \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; on opte  $St_y = 25 \text{ cm}$  .

-Sens y-y :  $St_x \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ; on adopte  $St_x = 25 \text{ cm}$  .

III.4.2.3. Ferrailages : en flexion simple

Tableau III.12: Ferrailage de dalle sur 2 appuis

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> / ml)
travée	x-x	2.12	0.010	0.013	0.119	0.51	1.42	4HA8=2.01
	y-y	0.53	0.0026	0.0032	0.119	0.13	0.12	3HA8=1.51
appui	y-y	0.933	0.0061	0.0076	0.119	0,3	1.42	3HA8=1.51
	x-x							

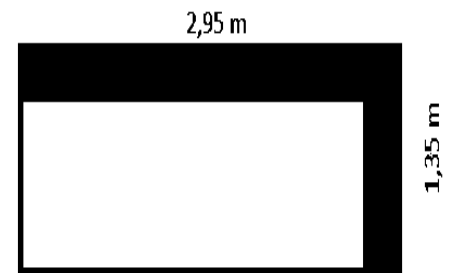


FIG III .10. dalle pleine D2

**III.4.2.4. Vérifications a l'E.L.U**

**-la condition de non fragilité**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.46}{2} \times 100 \times 14 = 1.4224cm^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12cm^2 \end{cases}$$

**-l'effort tranchant**

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25MPa .$$

$$V_{\max} = \frac{P_U \times Lx}{2} \times \frac{Ly}{Lx + Ly} \Rightarrow V_{\max} = 8.68KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.072MPa \leq \bar{\tau} = 1.17MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

**III.4.2.5. Vérifications l'E.L.S**

**a. Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1051 \times 9.56 \times 1.35^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 1.83KNm \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.3319 \times 1.83 \Rightarrow M_{tser}^y = 0.61KNm \end{cases}$$

**-Sens x-x :Ax=2.01cm<sup>2</sup>, b = 100 cm, d = 12 cm.**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.405cm.$$

$$I=3239.416cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.36MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**a. Etat limite de déformation**

**-Sens x-x**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.5} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.093 \geq 0.0425 \\ 1.6 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux directions.

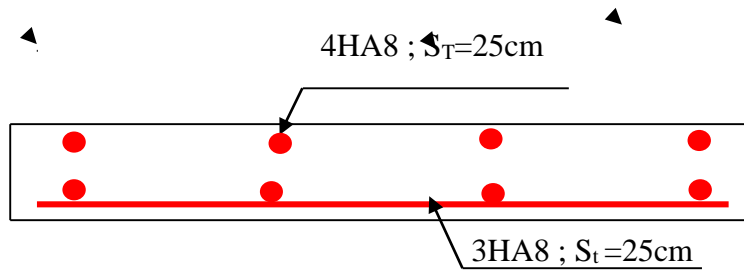


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

### III.5. Etude des escaliers

#### III.5.1. Etude d'escalier type I (entre sol)

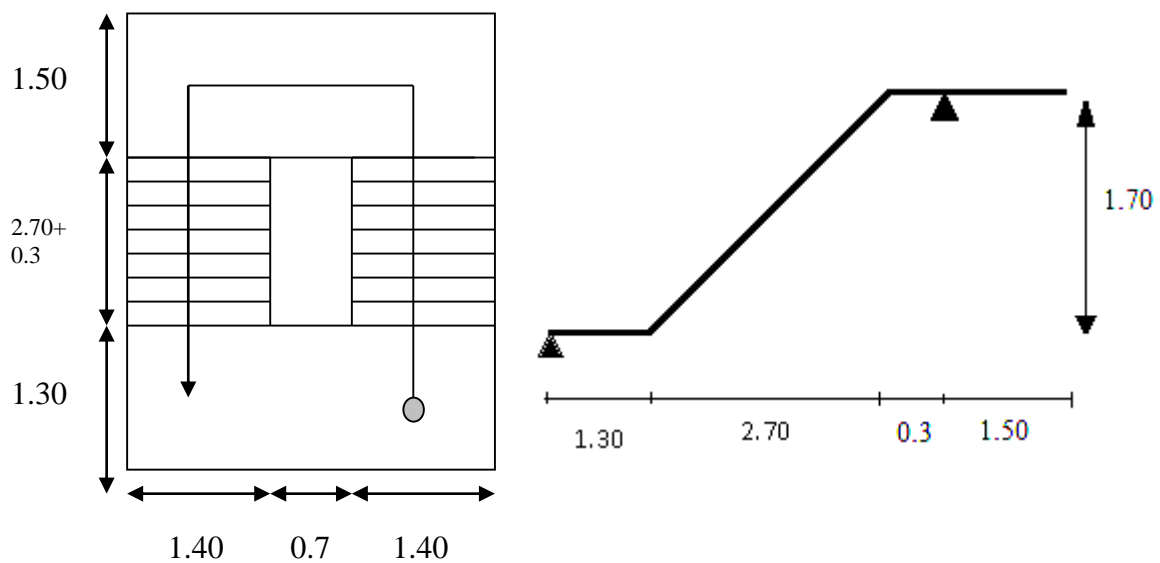


Fig III.11. 1<sup>er</sup> type d'escalier

$e = 18 \text{ cm.}$ (épaisseur de la paillasse)

$G_v = 9.46 \text{ KN/m}^2$  (charge permanente sur la volée)

$G_p = 6.06 \text{ KN/m}^2$  (charge permanente sur le palier)

$Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (Charge d'exploitation)

$P_{mur} = 2.8 \text{ KN/ml.}$

#### III.5.1.1. Calcul à l'ELU :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.46 + 1.5 \times 2.5 = 16.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 6.06 + 1.5 \times 2.5 = 11.93 \text{ KN/ml}$$

#### -Les sollicitations :

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvés sont les suivants :

1°/ Calcul des sollicitations

$q_{vu} = 16.521 \text{ KN/m}$

$q_{pu} = 11.931 \text{ KN/m}$

$R_A = 60.73 \text{ KN}$

$R_B = 26.015 \text{ KN}$

$V_{max} = 35.28 \text{ KN}$

$M_{trav} = 27.077 \text{ KN.m}$

$M_{app} = 19.09 \text{ KN.m}$

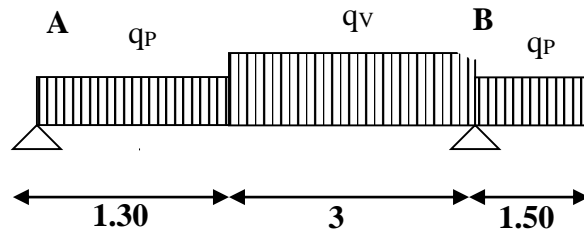


Fig III.12. Schema statique du type 1

**-Ferrailage:**

**-Armatures principales:**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml  
 Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.3.20)

TabIII.13 Ferrailage de la volées de l'escalier type 1

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	27.077	0.0746	0.097	0.154	5.06	5T12 = 5.65
En appui	19.09	0.0526	0.0676	0.155	3.52	5T10 = 3.93

**-Les armatures de répartition :**

**-En appuis :**  $A_r^a = A / 4 = 0.9825 \text{ cm}^2$

**-En travée :**  $A_r^t = A / 4 = 1.4125 \text{ cm}^2$

**-Soit :** 
$$\begin{cases} A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**III.5.1.2. Vérifications diverse :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.2205 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bu} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.2205 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bu} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  ..... Pas de risque de cisaillement

**-Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (5.65 + 3.93) \text{ cm}^2$$

$A_l = 9.58 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 35.28 \times 10^{-3} / 400 = 1.0143 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

**-Espaceement des armatures :**

- Armatures longitudinales :  
 $S_t = 25\text{cm} \leq \min (3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
- Armatures transversales:  
 $S_t = 25\text{cm} \leq \min (4 e , 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

**-Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$q_v = G_v + Q_v = 11.96\text{KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 8.56\text{KN/ml}$$

-Après calcul, on trouve:

$$R_A = 43.90\text{ KN}$$

$$R_B = 18.74\text{ KN}$$

$$M^{\max} = 26.22\text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 25.55\text{KN}$$

$$M^t_{ser} = 19.56\text{ KN.m}$$

$$M^a_{ser} = 13.83\text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.14.** Vérification des contraintes

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Appuis	12.98	8995.21	3.63	6.06	15
Travées	19.56	7797.23	3.92	7.11	15

**III.5.1.3. 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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{430} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.  
voici les résultats de la vérification:



$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.25 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 8.6 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

**III.5.1.4. Schéma de ferrailage des escaliers:**

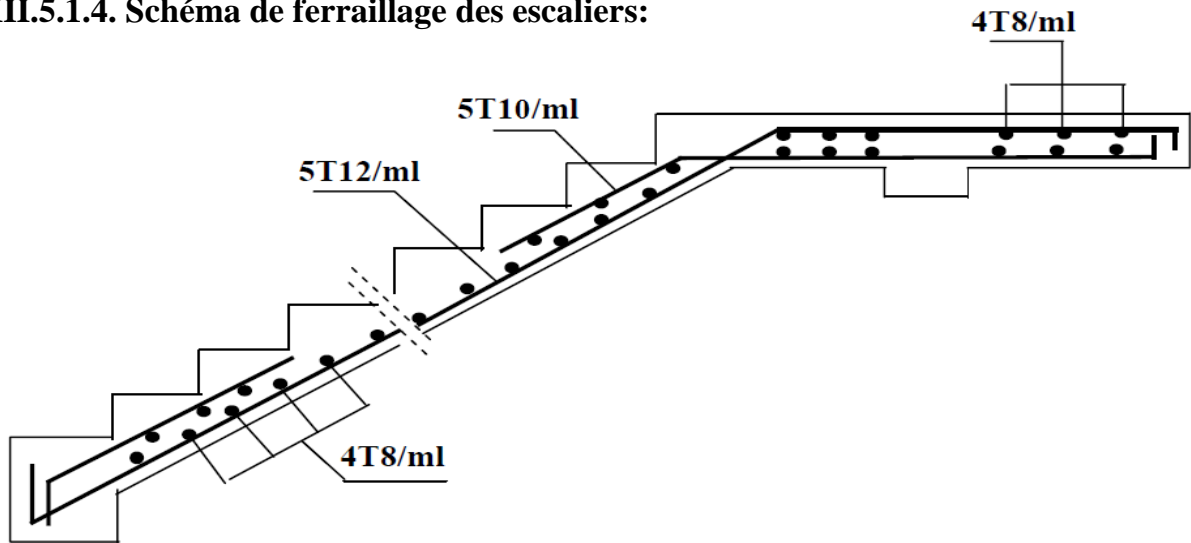
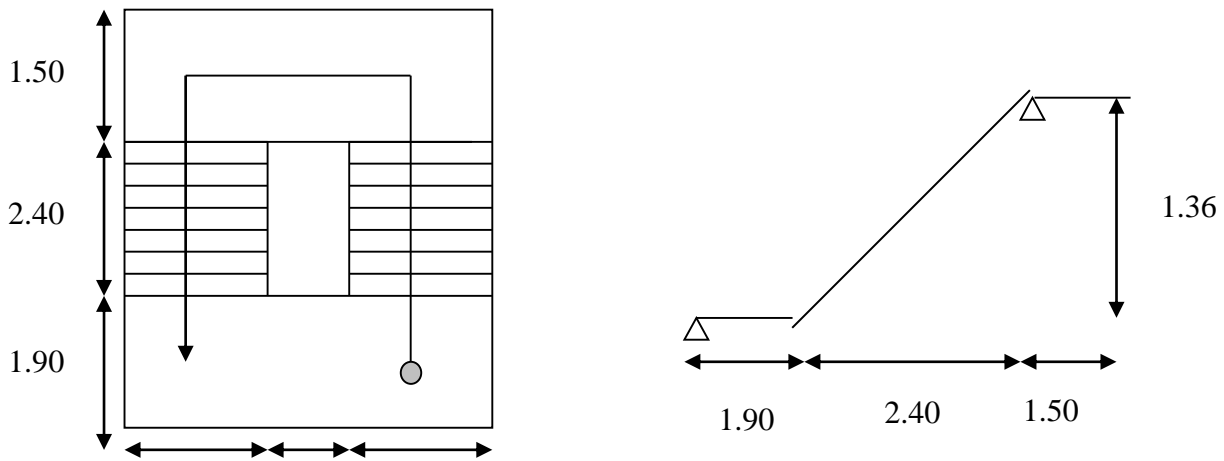


Fig III.13. Schéma de ferrailage des escaliers type I

**III.5.2. Etude d'escalier type II (étage courant):**

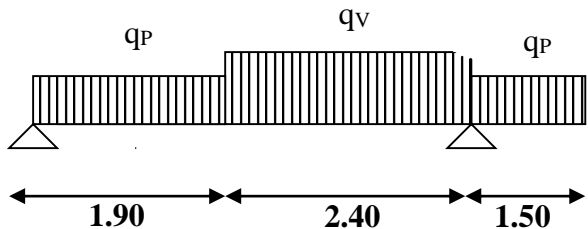


FigIII.14 2<sup>em</sup> type d'escalier

**-Ferrailage:**

**-Armatures principales:**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m<sub>l</sub>  
 Les résultats sont groupés dans le tableau (Tab.III.15)



**Tab.III.15.**Ferrailage de la volée de l'escalier type 2

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	22.67	0.094	0.124	0.126	5.27	<b>5T12 = 5.65</b>
En appui	17.95	0.0749	0.0975	0.125	4.13	<b>5T12 = 5.65</b>

**-Les armatures de répartition :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.188 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bu} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.188 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  ..... Pas de risque de cisaillement

**c) Espacement des armatures :**

- Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**-Vérification des contraintes dans le béton :**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab .16III.**Vérification des contraintes

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	13.83	10603.2	3.79	4.94	15
Travées	19.56	14253	4.42	6.08	15

**-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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{430} = 0.03488 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.85 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 8.6 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier.}$$

**III.5.3. Schéma de ferrailage des escaliers:**

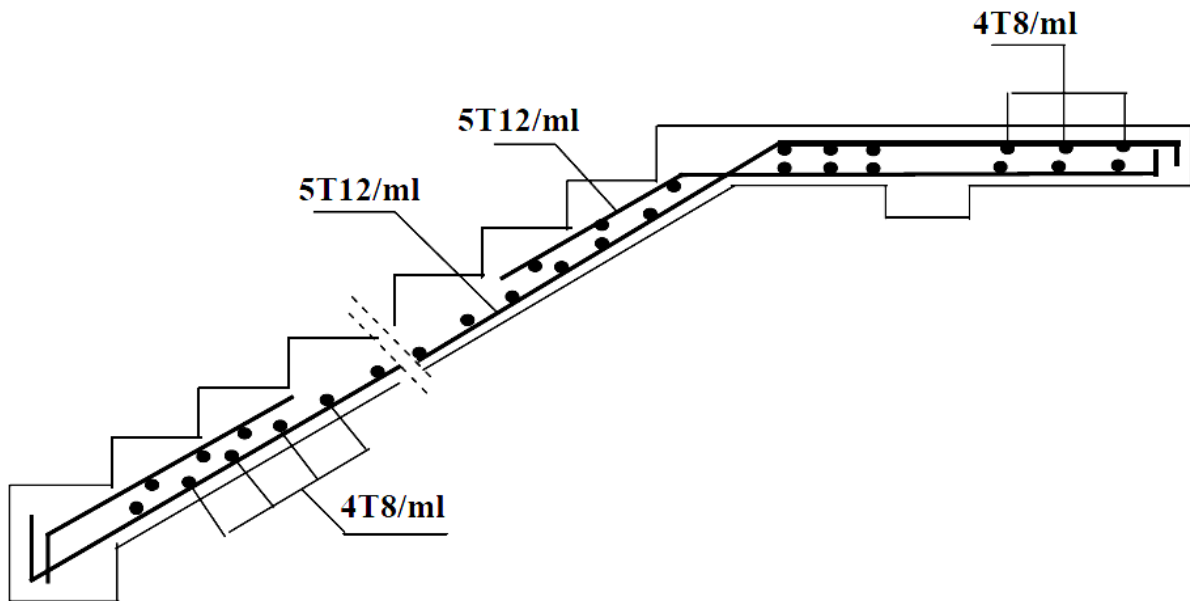
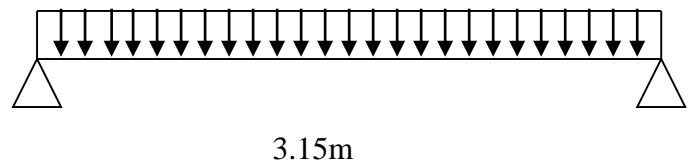


Fig III.15. Schéma de ferrailage des escaliers type II.

**III.6.2. Etude de la poutre palière**

1. **Dimensionnement:** Condition de la flèche  $:\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 21\text{cm} < h < 31.5\text{cm}$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003.VII.7.5})$$



on prend : h=30cm ; b=30cm.

Fig III.16. schéma statique de la poutre palière

2. **Les charges sur la poutre :**  $g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

**Les sollicitations de la poutre palière**

**Tab.III.17.** Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 22.26KN$	$R_B = 15.96KN$
$P_u = 1.35(g_0) + R_B$	$P_s = (g_0) + R_B$
$P_u = 24.8KN/m$	$P_s = 17.835KN/m$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 10.25KN.m$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 7.37KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -20.5KN.m$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -14.74KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 39.06KN$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 28.09KN$

**3.Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

**Tab.III.18:** ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Section d'armatures
<b>En travée</b>	10.25	0.033	0.042	26.54	1.14	0.97	
<b>En appuis</b>	20.5	0.064	0.082	26.114	2.20	0.97	

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :**  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c \Rightarrow A_{min} = 0.97cm^2$

**III.5.2.1. Vérification à l'ELU**

**- l'effort tranchant**

$$V_u = 39.06KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.5208 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.33MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

**-Calcul de l'espace St**

1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3$ . On opte :  $S_t=15cm$  en travée et  $S_t=10cm$  en appui

**-Vérification à ELS**

**a-Etat limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

**-Sur appuis** ( $M_a = 20.50KN.m$ ) ;  $y = 8.77cm$  ;  $I = 28933 cm^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.50 \times 10^{-3}}{28933 \times 10^{-8}} \times 8.77 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.73MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée :  $M_t = 10.25; y = 10.30 \text{ cm}; I = 39123 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 5.056 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.095 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.103 > 0.033; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01 \text{ la}$$

vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.5.2.2. Calcul de la section 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 de l'escalier .

$$M^{torsion} = M_b^a = 19.09 \text{ KN.m}$$

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 **BAEL (ChapI.II.b)**

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracer à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_l$  : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}, \Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2, U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.70 \text{ cm}^2$$

**-Section d'armatures finale**

**-En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t \Rightarrow A^t = 2.81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{min}$ , Soit :  $A^t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**-En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.725 + \frac{3.34}{2} \Rightarrow A^a = 3.395 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec  $A_{min}$ , Soit :  $A^a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**-Vérification de la contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL (ChapI.III)}$$

On a  $V_{max} = 39.06 \text{ KN}; \tau_{flexion} = 0.5208 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.09 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.054 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**-Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.09 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.757 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier Ø8=4HA8=2.01cm<sup>2</sup>

**III.5.2.3. Schéma de ferrailage de la poutre palière**

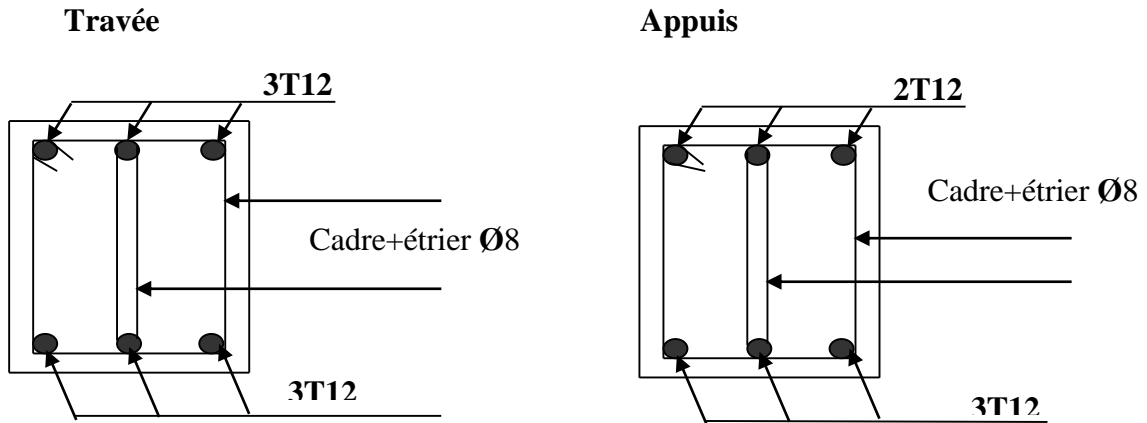


Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière .

**III.6. Etude des poutres de chaînages**

**III.6.1. Définition**

- **Le chaînage horizontal** : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte a faux.

**III.6.2. Dimensionnement** :  $L_{\max} = 4.30 \text{ m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm} \text{ Condition de flèche .....(RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15 \text{ cm}; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm} \text{ (30cm est l'épaisseur de mur). On adopte : } h = 30 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm.}$$

**III.6.3. Calcul des sollicitations**

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids des murs :  $P_m = 2.80 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.755 \text{ KN/m.}$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.755) \Rightarrow P_u = 13.51 \text{ KN/ml}; \quad P_s = 7.755 + 2.25 = 10.005 \text{ KN/ml}$$

**III.6.4. Calcul à l'E.L.U**

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 31.22 \text{ KN m}; \quad M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 23.42 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -0.5 M_u = -15.61 \text{ KN.m}$$

**Armatures longitudinales** :  $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$

**Tableau III.19:** Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	23.42	0.075	0.098	0.259	2.59	1.3	3HA12=3.39
En appui	15.61	0.050	0.064	0.263	1.7	1.3	3HA10=2.36

**III.6.5. Vérifications à l'E.L.U**

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 29.05KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.358MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 2.5MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

**b) Calcul des armatures transversales :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42mm$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

**c) L'espace**

1)  $St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 24.3 cm$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.358 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$  (CBA Art A.5.1.2.3)

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67cm$  .On prend  $St=15cm$

**III.6.6. Vérification à l'E.L.S**

**-Vérification de la contrainte dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; M_S=23.12 KNm.$

$M_t^s=0.75 \times M_S=17.34KNm$

$M_a^s=0.5 \times M_S=11.56KNm$

Calcul de y :  $A = 3.39cm^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.021cm$

**-Calcul de I :**  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72cm^4$

En travée:  $(\sigma_{bc} = 5.92MPa) < 15MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

En appuis:  $(\sigma_{bc} = 3.95MPa) < 15MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

**-Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.697 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.075; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## III.6.7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

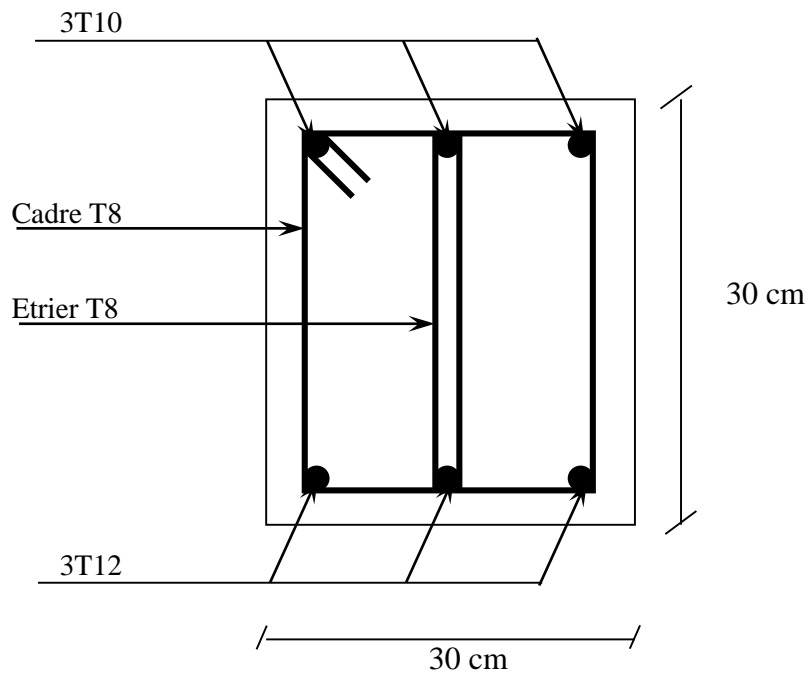


Figure N°III. 18 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage



### IV.1.Introduction :

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis actions sismiques, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural. Pour cela nous nous servons du logiciel **ETABS 2016**.

### IV.2.Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan,

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ETABS 2016**.

### IV.3.Calcul de la force sismique V par la méthode statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V^{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad \dots \text{RPA99/2003(Art4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération ..... **RPA99 (Tableau 4.1)**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ..... **RPA99 (Tableau 4.2)**

R : coefficient de comportement global de la structure..... **RPA99 (Tableau 4.3)**

Q : Facteur de qualité..... **RPA99 (Tableau 4.4)**

W : Poids total de la structure.... (**Résultats ETABS**)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

T : Période propre

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- **Coefficient d'accélération**
  - groupe d'usage 2
  - Zone sismique : IIa  $\Rightarrow A = 0,15$ .

- **coefficient de comportement global**

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction **R = 5**

- **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.7)} \end{cases} \quad \text{Tel que :}$$

$C_T = 0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**  $H = 28.05$  m : hauteur total du bâtiment.

$L$  = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul :  $L_x=26.00m, L_y=15.85m$ .

$$\Rightarrow T_x = \min(0.61s; 0.5s).$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.61s; 0.634s).$$

Le RPA exige de comparer la période obtenue par méthode spectrale à la période statique et majoré de 30 % Si :

$$T_{exp} = 1.3T \Rightarrow T_{exp} = 0.792 \text{ s}$$

Il faut que  $T_{numérique} < T_{exp} \Rightarrow 0.53s < 0.792s$

• **Facteur d'amplification dynamique**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3S \end{cases}$$

L'amortissement est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles  $\xi = 10\%$  et portique  $\xi = 7\%$  nous prendrons donc un coefficient moyen :

$$\xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\%$$

Ce qui donne pour les deux sens :  $D_x=2.205$  et  $D_y=1.932$

• **Facteur de qualité**

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$  **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	Pq sens xx	Observée	Pq sens yy
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 la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
<b>Q</b>		$Q_x = 1.15$		$Q_y = 1.15$	

• **Poids total de la structure**

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau ( $i$ ) :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération (RPA tableau 4.5)  $\beta=0.2$  (habitation)

Dans notre cas, on a :  $W = 34454.6242 \text{ KN}$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 34454.62 \Rightarrow V_{st,x} = 2620.80 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.932 \times 1.15}{5} \times 34454.62 \Rightarrow V_{st,y} = 2296.86 \text{ KN}$$

#### IV.4. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \end{cases}$$

#### IV.5. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est l'ETABS version 16. La structure modélisée est représentée en figure III.3.1

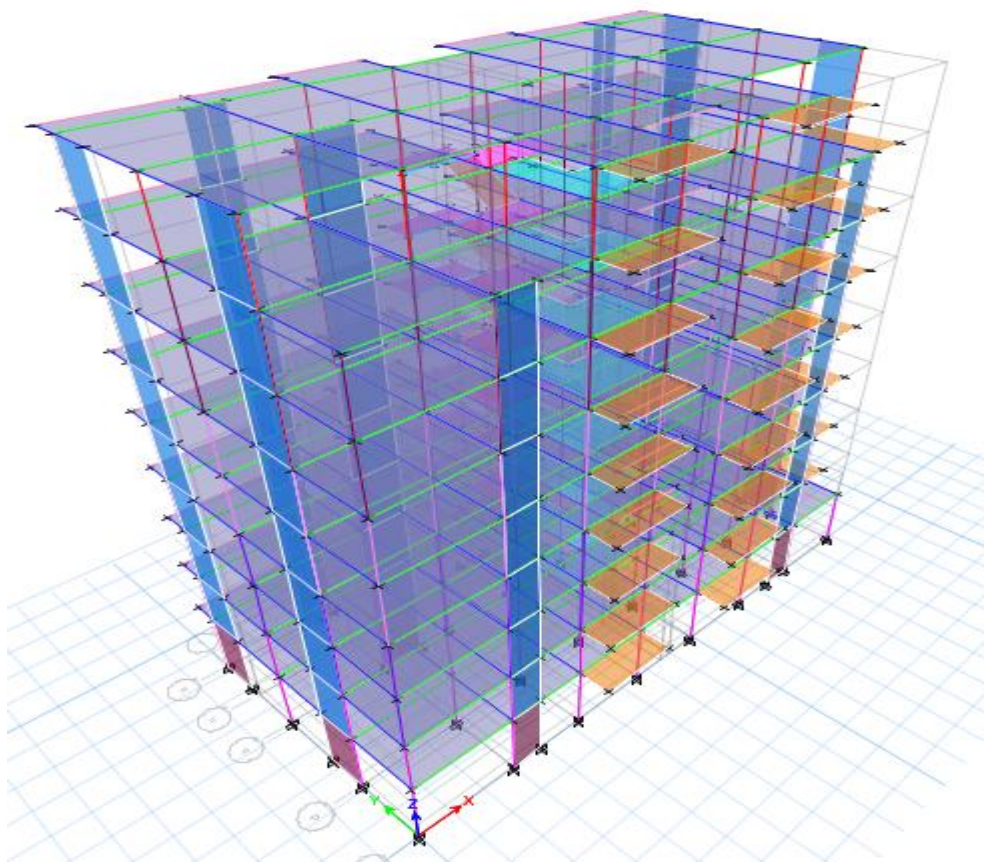


Figure 1 vue en 3D

### IV.6. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

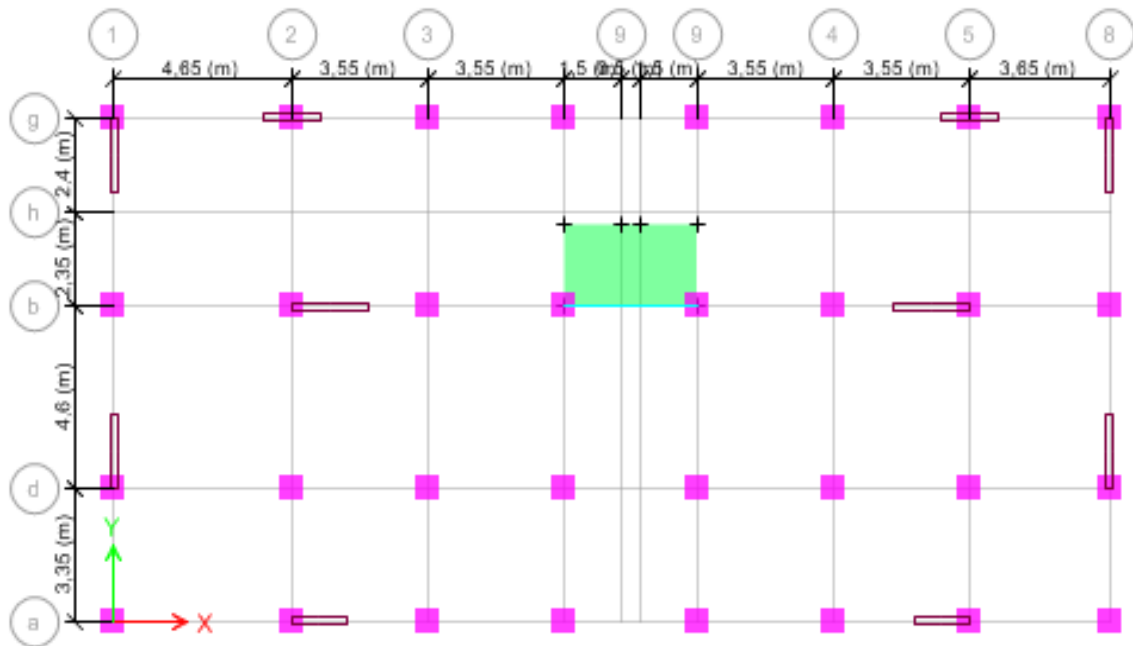


Figure 2 : disposition des voiles

### IV.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016

#### IV.7.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

**Tableau IV.2.** Période et taux de participation

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	0,794	2,264E-05	0,7401	0,00002264	0,7401
2	0,639	0,7498	1,551E-05	0,7498	0,7401
3	0,6	0,0007	0,0002	0,7505	0,7403
4	0,252	6,364E-06	0,1271	0,7505	0,8674
5	0,207	0,1276	7,308E-06	0,8782	0,8674
6	0,187	0,0001	2,498E-05	0,8783	0,8674
7	0,129	2,621E-05	0,0565	0,8783	0,924
8	0,111	0,0504	1,474E-05	0,9287	0,924

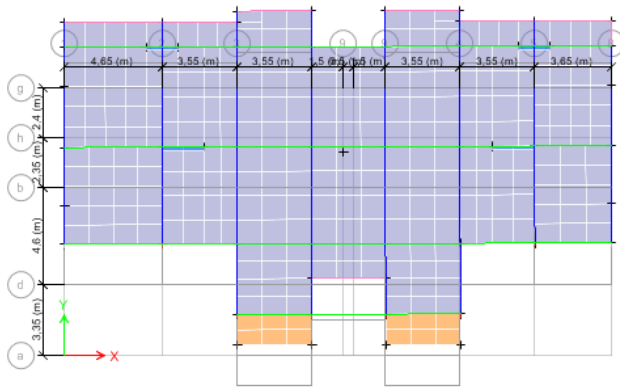


Figure 3 model:translation selon Y

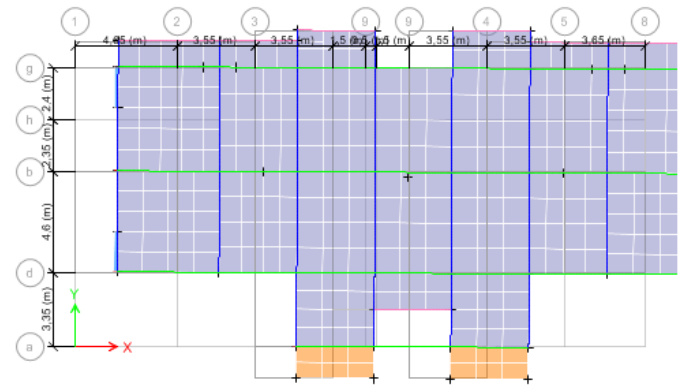


Figure 4 : translation selon X

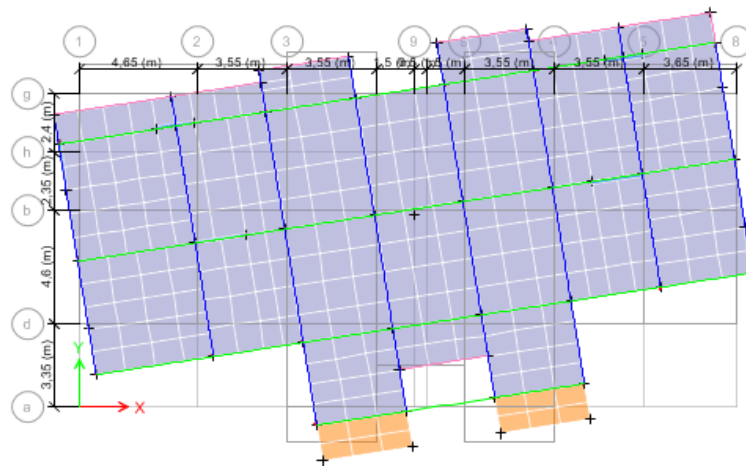


Figure 4 : rotation selon Z

### IV.7. 2.Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$ .

Tableau IV.3 : vérification de la résultante des forces

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	Observation
Sens xx	2077.353	1661.882	1897.851	Vérifiée
Sens yy	1870.56	1496.448	1844.828	Vérifiée

### IV.7. 3.Justification de l'interaction voiles portiques

- Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage}$$

Des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS 2016 sont :

**Tableau IV.4.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	30978,28	6636,439	37614,71	82,36	17,64	vérifiée

#### Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf les quatre derniers étages.

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ETABS sont :

**Tableau IV.5.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens X-X

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	970,1869	1120,9138	2091,1	46,40	53,60	vérifiée
RDC	846,2066	671,0647	1517,27	55,77	44,23	vérifiée
Etage 1	803,5745	670,1834	1473,76	54,53	45,47	vérifiée
Etage 2	674,0989	538,5636	1212,66	55,59	44,41	vérifiée
Etage 3	668,5256	507,7862	1176,31	56,83	43,17	vérifiée
Etage 4	610,1145	379,5361	989,651	61,65	38,35	vérifiée
Etage 5	467,383	378,3201	845,703	55,27	44,73	vérifiée
Etage 6	412,3274	210,1834	622,511	66,24	33,76	vérifiée
Etage 7	282,1389	133,9914	416,13	67,80	32,20	vérifiée

**Tableau IV.6.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens Y-Y

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
entre- sol	798,5057	912,4784	1710,98	46,67	53,33	vérifiée
RDC	780,7117	556,5422	1337,25	58,38	41,62	vérifiée
Etage 1	740,5626	524,7113	1265,27	58,53	41,47	vérifiée
Etage 2	638,3526	406,7274	1045,08	61,08	38,92	vérifiée
Etage 3	632,9188	381,747	1014,67	62,38	37,62	vérifiée
Etage 4	622,283	299,0047	921,288	67,54	32,46	vérifiée
Etage 5	439,4308	281,5065	720,937	60,95	39,05	vérifiée
Etage 6	396,8639	153,0078	549,872	72,17	27,83	vérifiée
Etage 7	276,3566	121,853	398,21	69,40	30,60	vérifiée

**Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

**IV.7. 4.Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

**Tableau IV.7.** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
Entre sol+rdc	60	60	3600	2261,4706	0,251	vérifiée
pot1+2	55	55	3025	1672,251	0,221	vérifiée
pot 3+4	50	50	2500	1075,9817	0,172	vérifiée
pot 5+6	45	45	2025	573,4922	0,113	vérifiée
pot 7	40	40	1600	180,3033	0,045	vérifiée

**IV.7. 5. Vérification vis à vis des déformations**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  :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 :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA formule 4-19}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art.5.10)}$

**Tableau IV.8.** Vérification vis-à-vis des déformations.

Niveaux	Sens Y-Y						Sens X-X						Obs
	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta_k/h_k$	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
Entre sol	0,1045	0,523	0	0,52	357,0	0,146	0,0867	0.4335	0	0.43	357	0.121	vérifiée
RDC	0,2867	1,434	0,523	0,91	306,0	0,298	0.23	1.15	0.4335	0.72	306	0.234	vérifié
Etage 1	0,5111	2,556	1,434	1,12	306,0	0,367	0.3936	1.968	1.15	0.82	306	0.267	vérifiée
Etage 2	0,7452	3,726	2,556	1,17	306,0	0,383	0.5593	2.7965	1.968	0.83	306	0.271	vérifiée
Etage 3	0,9753	4,877	3,726	1,15	306,0	0,376	0.7207	3.6035	2.7965	0.81	306	0.264	vérifiée
Etage 4	1,1857	5,929	4,877	1,05	306,0	0,344	0.868	4.34	3.6035	0.74	306	0.241	vérifiée
Etage 5	1,3729	6,865	5,929	0,94	306,0	0,306	0.9986	4.993	4.34	0.65	306	0.213	vérifiée
Etage 6	1,5303	7,652	6,865	0,79	306,0	0,257	1.1074	5.537	4.993	0.54	306	0.177	vérifiée
Etage 7	1,6661	8,331	7,652	0,68	306,0	0,222	1.1976	5.988	5.537	0.45	306	0.146	vérifiée

### Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k\max} = 1.01\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k\max} = 1.085\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

### IV.7. 6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \mathbf{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  **RPA99/2003(Article 5.9)**

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Tableau IV.9.** Vérification à l'effet P-Δ.

	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'			observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	
étage 7	306	3244,8575	0.45	438,8890487	0,011	0.68	398,2096	0,018	<b>vérifiée</b>
Etage 6	306	6792,3624	0.54	782,6008528	0,015	0.79	549,8717	0,032	<b>vérifiée</b>
étage 5	306	10350,892	0.65	1090,954956	0,020	0.94	720,9373	0,044	<b>vérifiée</b>
étage 4	306	14022,012	0.74	1355,765538	0,025	1.05	921,2877	0,052	<b>vérifié</b>
Etage 3	306	17693,132	0.81	1583,184954	0,029	1.15	1014,6658	0,066	<b>vérifiée</b>
étage 2	306	21488,699	0.83	1771,949082	0,033	1.17	1045,08	0,079	<b>vérifiée</b>
étage 1	306	25284,267	0.82	1920,644263	0,035	1.12	1265,2739	0,073	<b>vérifiée</b>
RDC	306	29216,139	0.72	2024,682419	0,034	0.91	1337,2539	0,065	<b>vérifiée</b>
E.sol	357	33622,876	0.43	2084,768117	0,020	0.52	1710,9841	0,029	<b>vérifiée</b>



### ▪ Analyse des résultats

On remarque d'après les résultats obtenus ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

## IV.8. Conclusion

Après avoir modélisé les voiles périphériques de l'entre sol, on a constaté au niveau du 4<sup>ème</sup> étage que les déplacements sont presque nuls car les voiles périphériques forment un encastrement rigide et les exigences de RPA99V2003 ne sont pas satisfaites. On reprend la modélisation à partir de niveau (h=3.57m).

On a pu opter une section des voiles de contreventement de 18cm à l'entre sol et de 15cm pour les autres, ainsi que, les dimensions des poteaux et des poutres sont augmentées pour avoir des translations dans les deux premiers modes, la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique.

### Pré dimensionnement final :

Poteaux RDC+E-sol	: (60*60) cm.
Poteaux Etage 1+2	: (55*55) cm.
Poteaux Etage 3+4	: (50*50) cm.
Poteaux Etage 5+6	: (45*45) cm.
Poteaux Etage 7	: (40*40) cm.
Voiles E-sol	: 18 cm.
Voiles E. courant	: 15 cm.
Poutres principale	: (40*35) cm.
Poutres secondaire	: (40*35) cm.
Poutres palière	: (40*35) cm.
Poutres de chaînage	: (30*30) cm.

## V.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2. ETUDE DES POTEAUX

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

### V.2.1. Définition

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- |               |           |
|---------------|-----------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E  |
| 2) G+Q        | 5) 0.8G+E |
| 3) G+Q+E      | 6) 0.8G-E |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

### V.2.2. Recommandations du RPA99/Version 2003

#### a) Armatures longitudinale

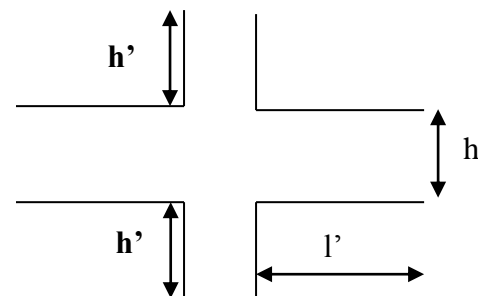
1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
  2. Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone IIa.
  3. Leur pourcentage maximal :
    - $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
    - $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
  4.  $\phi_{\min} > 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
  5. La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi_l$  en zone II.
  6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
  7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$ : Section du poteau.

$h_e$ : Hauteur d'étage.



**b) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA** **Figure V. 1 : Zone nodale**  
 Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales exigées par le RPA**

Niveau	Section du poteau	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol + RDC	60x60	28.8	144	216
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	55x55	24.2	121	181.5
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	50x50	20	100	150
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	45x45	16.2	81	121.5
7 <sup>ème</sup> étage	40x40	12.8	64	96

**Les armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

$V_u$  : 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'élançement 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 déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :
- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

$-A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement 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,

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur

Droite de  $10\phi$  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.
- **V.2.3.Sollicitations et ferrailage des poteaux** Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS 2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 : Sollicitations et ferrailage des poteaux**

Niv	Sec	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	V(KN)	comb	sec	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub>	Choix des barres(cm <sup>2</sup> )
RDC	s-sol et 60x60	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2421.38	29.120	-138.55	ELU	SEC	0	28.8	12HA16+4HA14 =30.3
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	130.57	525.85		ELA	SEC	0		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-574.66	22.74		ELA	SET	8.32		
2 <sup>ème</sup>	1 et 55x55	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1820.38	60.75	-132.25	ELU	SEC	0	24.2	16HA14=24.63
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	126.52	385.86		ELA	SPC	3.32		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-82.20	7.68		ELA	SET	1.4		
étage	3 et 4 <sup>ème</sup> 50x50	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1232.24	50.12	-111.06	ELU	SEC	0	20	12HA14+4HA12 =23
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	103.19	-250.83		ELA	SPC	9.26		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	6.28	8.05		ELA	SPC	2.71		
6 <sup>ème</sup>	5 et 45x45	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	684.94	40.46	-82.32	ELU	SEC	0	16.2	16HA12=18.10
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	71.58	183.96		ELA	SPC	2.17		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-54.58	4.32		ELA	SET	1		
7 <sup>ème</sup> étage	40x40	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	229.77	-2.55	-37.73	ELU	SEC	0	12.8	12HA12=13.57
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-51.45	57.44		ELA	SPC	3		
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-33.44	-5.09		ELA	SET	0.84		

### V.2.4.2. Armatures transversales

#### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du l'entre-sol (60×60 cm<sup>2</sup>):

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.4}{0.5} = 4.76 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 72.72 \times 10^{-3} \times 15}{50 \times 400} = 2.04$$

#### ✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

#### ✓ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(24 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 14 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

#### ✓ Quantité d'armature minimale

- zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (10 \times 50) = 2.5 \text{ cm}^2$

- zone courante :  $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (15 \times 50) = 3.75 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **6T10=4.71cm<sup>2</sup>**

### V.2.4.3. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 3 : Armatures transversales des poteaux**

Niveau	Entre sol+RDC	1 <sup>re</sup> Et 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> Et 4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> Et 6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
$L_0$ (cm)	357	306	306	306	306
$L_f$ (cm)	250	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	4.17	3.89	4.28	4.76	5.35
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5

$V_U (KN)$	138.55	132.25	111.07	82.32	37.73
$L_r (cm)$	64	56	56	48	48
$S_t z. nodale$	10	10	10	10	10
$S_t z. courante$	15	15	15	15	15
$A^t (cm^2)$	3.24	3.38	3.12	2.57	0.88
$A_{min}^t nodale$	3	2.75	2.5	2.25	2
$A_{min}^t courante$	4.5	4.125	3.75	3.375	3
$A_{adopté}^t (cm^2)$	4.71	4.71	4.71	4.71	3.02
$N^{br}$ de barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

**V.2.4.4. Vérifications**

➤ **vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Avec :

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 \times l_0$ )

$i$  : Rayon de giration  $i = \left( \frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left( \frac{b \times h^3}{12bh} \right)^{1/2} = \left( \frac{h^2}{12} \right)^{1/2} \Rightarrow i = 0.144$

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2.38}{0.144} = 16.35 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{10.50}{35} \right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.813$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (0.5 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.230 m^2$$

$$N_U = 0.813 \times \left[ \frac{0.230 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 28.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.00} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 4272.95 KN$$

$$N_{max} = 1010.1 KN < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau V.4. Vérification du flambement des poteaux**

Niveau	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>r</sub> (m)	I (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	N <sup>max</sup> (KN)
Entre sol	3.57	2.5	0.173	14.45	0.822	30.29	0.336	7667.23	2421.3828
RDC	3.06	2.142	0.173	12.38	0.83	30.29	0.336	7741.85	2138.0971
1 <sup>er</sup> étages	3.06	2.142	0.159	13.47	0.825	24.63	0.280	6392.5	1820.3862
2 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.159	13.47	0.825	24.63	0.280	6392.5	1522.622
3 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.144	14.88	0.820	23	0.230	5310	1232.241
4 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.144	14.88	0.820	23	0.230	5310	957.2286
5 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.13	16.47	0.814	18.8	0.185	4249.56	684.9453
6 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.13	16.47	0.814	18.8	0.185	4249.56	431.7173
7 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	13.57	0.144	3232.93	229.7782

On remarque bien que  $N_{max} < N_{ul}$  pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

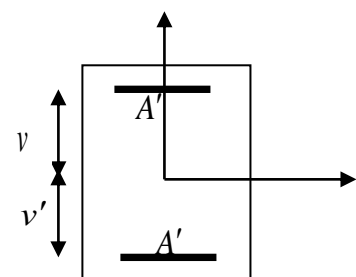
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d)^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$



**Figure. V.2. Section d'un poteau**

**Tableau V.5 : Vérification des contraintes dans le béton**

Niveau	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
Entre sol	54	30.29	33.68	26.32	0.0073	1765.6	39.96	6.75	Vérifiée
RDC	54	30.29	33.68	26.32	0.007	1558.9	61.014	7.26	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étages	49.5	24.63	29.89	25.11	0.0046	1327.3	56.97	8.17	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	49.5	24.63	29.89	25.11	0.0044	1110.3	54.30	7.45	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	45	23	27.42	22.58	0.0044	898.63	48.45	6.65	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	45	23	27.42	22.58	0.0028	698.22	46.79	7.39	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	40.5	18.80	24.70	20.30	0.0028	499.79	41.34	6.12	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étages	40.5	18.80	24.70	20.30	0.0014	315.30	40.16	8.61	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étages	36	13.57	21.80	18.2	0.0014	168.26	30.84	5.88	Vérifiée

### ➤ Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles**

Niveau	section	L <sub>f</sub> (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d(cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observations
Entre sol	60×60	2.5	4.17	0.04	54	138.55	0.42	1	Vérifiée
RDC	60×60	2.142	3.57	0.04	54	131.41	0.4	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étages	55×55	2.142	3.89	0.04	49.5	132.25	0.48	1	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étages	55×55	2.142	3.89	0.04	49.5	127.32	0.46	1	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étages	50×50	2.142	4.28	0.04	45	111.06	0.49	1	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étages	50×50	2.142	4.28	0.04	45	99.62	0.44	1	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étages	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	82.32	0.45	1	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étages	45×45	2.142	4.76	0.04	40.5	65.19	0.35	1	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étages	40×40	2.142	5.35	0.075	36	37.73	0.26	1.875	vérifiée



**V.2.4.4. Disposition constructive des poteaux**

• **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire Car à ce niveau qu'on disposera les armatures Transversales d'une façon à avoir des Espacements très rapprochés à cause de la sensibilité Decet endroit qu'est constitué par le Nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent Être faites si possible à l'extérieur de ces zones Nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte Pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

**Avec :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

Entre-sol et RDC :

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

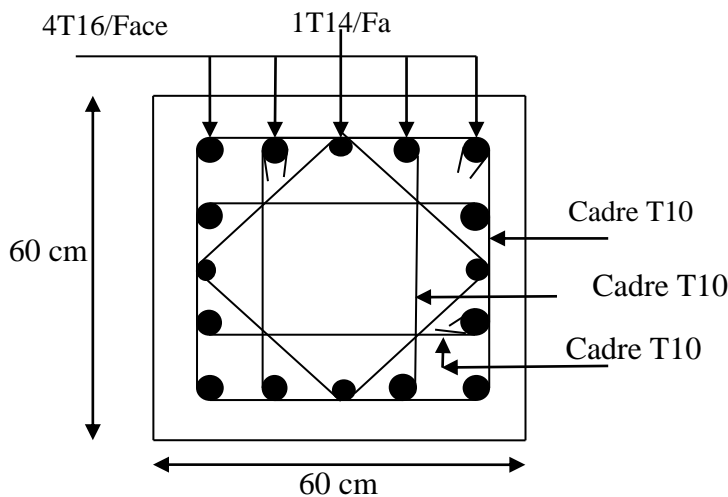
$$h' = \max(59.5, 60, 60, 60) = 60\text{cm}$$

1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage:

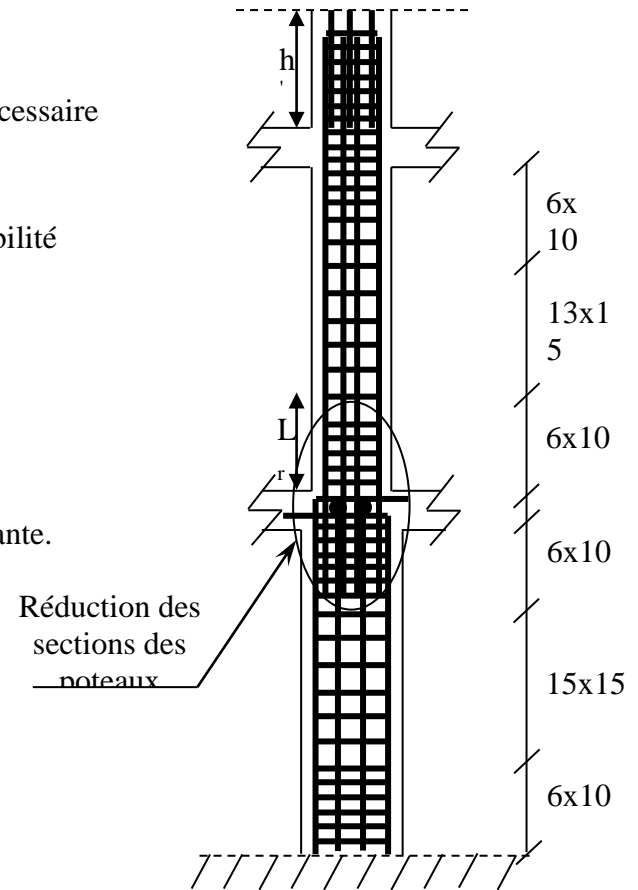
$$L' = 80\text{ cm}$$

$$H' = 60\text{ cm}$$

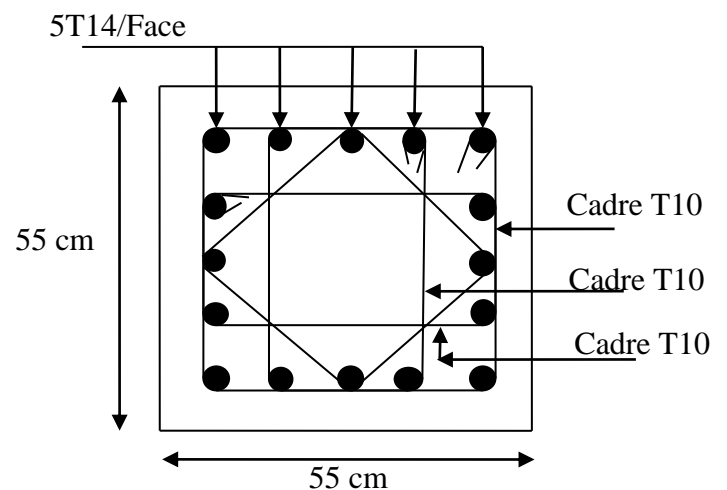
**V.2.5. Le schéma de ferrailage des poteaux**



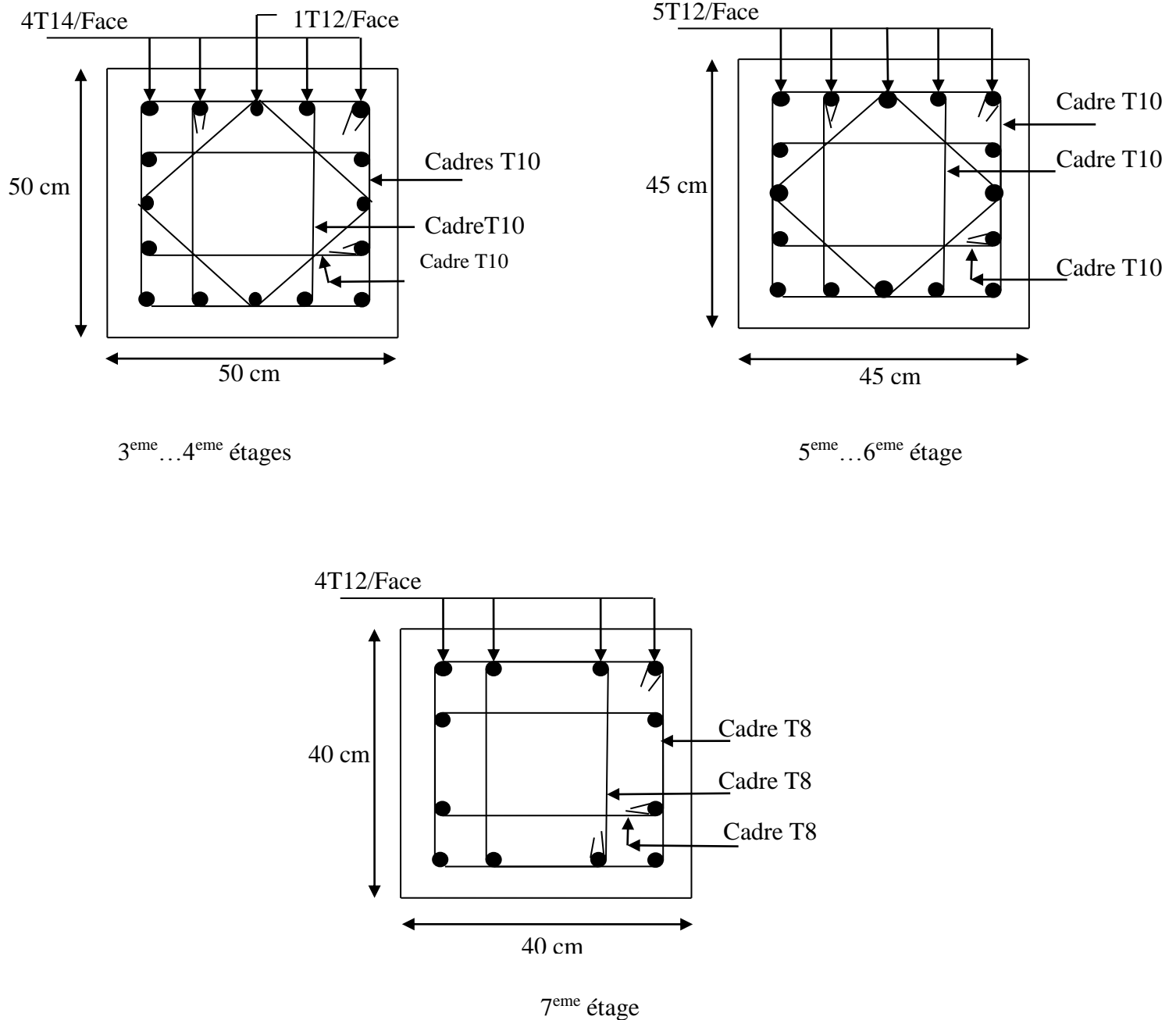
E.SOL+RDC



**Figure V. 3 :** Disposition des armatures des poteaux



1<sup>eme</sup>...2<sup>eme</sup> étages



**Figure V.4 :** schéma de ferrailage des poteaux

### V.3. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés 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 leurs 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 RPA99 :

#### a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% ,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$  .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone *Ila*).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_l \times b$  .
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l)$  . : dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre  $\phi_l$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.3.2.Ferrailage des poutres :

#### a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000, on a pris le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

**Tableau V.7** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de Poutres	Section (cm)	local	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres
E. sol+ RDC+	principale	35*40	Appui/Zc	10.32	7.00	56	10.65	3T16+3T14
			travée/Zr	9.88	7.00	84	10.65	3T16+3T14
E.courant	secondaire	35*40	Appui/Zc	8.33	7.00	56	9.24	6T14
			travée/Zr	6.82	7.00	84	8.01	3T14+3T12
Terrasse inaccessible	principale	35*40	Appui/Zc	6.12	7.00	56	6.16	4T14
			travée/Zr	3.85	7.00	84	4.62	3T14
	secondaire	35*40	Appui/Zc	3.87	7.00	56	8.01	3T14+3T12
			travée/Zr	2.05	7.00	84	6.88	3T14+2T12

**Longueur de recouvrement :**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm$$

$$\phi = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm$$

**b) Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

➤ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$  (un cadre et un étrier)

➤ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

**c) Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$\text{➤ } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 89.71cm$$

$$\text{➤ } S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 40cm \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\text{➤ } S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 51.91cm$$

$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$  on adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$S_t = \min(12.5; 16.8) = 12.5cm$  on adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 80cm$ .

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.575cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifié$$

**V.3.3. Vérifications :**

**Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) \quad (\text{F.P.N}) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

**Tableau V.8** Vérification des contraintes tangentielles

Poutre	$V_u (MPa)$	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	observation
Principales	0.10634	0.821	3.25	vérifié
Secondaires	0.09638	0,744	3.25	vérifié

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  on a pas de risque de cisaillement

**b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- en appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

**Tableau V.9** Vérification au cisaillement.

poutres	$A_l (cm^2)$	$M_u^a (MN.m)$	$A_{priv}$	$A_{p inter}$	observation
principales	10.32	0.13295	3.06	-8.42	vérifié
secondaires	9.24	0.10073	2.89	-5.92	vérifié

**c) Etat limite de compression du béton :**

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(MN)$	$I(m^4)$	$Y(m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Principales	appui	0.05430	0.00186	0.1420	4.15	vérifiée
	travée	0.03489		0.1420	2.66	vérifiée
Secondaires	appui	0.02499	0.00186	0.1361	1.83	vérifiée
	travée	0.01312		0.1287	0.91	vérifiée

**Vérification de la flèche :**

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.

Nous allons évaluer de la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (1)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad (2)$$

$$l \leq 8m \quad (3)$$

Vérifications des trois conditions :

**Tableau V.11** Résumé des résultats.

Poutres	(1)	(2)	(3)
Principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches peut-être exclu.

### V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres :

**vérification des zones nodales** Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1.25

Cette disposition tend a faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

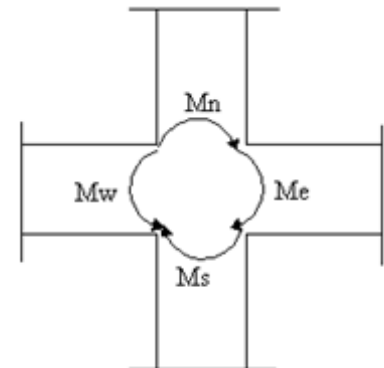
$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \text{ RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

#### 1. Détermination des moments résistants

Le moment résistant «  $M_r$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.9 \times h$$



**Figure V. 7:** diferent moment

**Poteaux****Tableau V.12** : les moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
E.SOL+RDC	60×60	54	9.58	180.02
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> étages	55×55	49.5	7.70	132.64
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	50×50	45	7.29	114.16
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	45×45	40.5	5.65	79.63
7 <sup>ème</sup> étage	40×40	36	4.52	56.62

**Poutre****Tableau V.13** : les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KNm)
De E.sol à 6 <sup>ème</sup> étage	PP	35×40	36	10.65	125.94
	PS	35×40	36	9.24	109.27
7 <sup>ème</sup> étage	PP	35×40	36	8.01	94.72
	PS	35×40	36	8.01	94.72

**Vérification des zones nodales**

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_n$ (KN.m)	$1.25( M_w  +  M_e )$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	obsrv
RDC+E.SOL	PP	125.94	180.02	360.04	314.85	540.06	vérifié
	PS	109.27	180.02	360.04	273.18	540.06	vérifié
étage 1+2	PP	125.94	132.64	265.28	314.85	397.92	vérifié
	PS	109.27	132.64	265.28	273.18	397.92	vérifié
étages 3+4	PP	125.94	114.16	228.32	314.85	342.48	vérifié
	PS	109.27	114.16	228.32	273.18	342.48	vérifié
étages 5+6	PP	125.94	79.63	159.26	314.85	238.89	N.vérifié
	PS	109.27	79.63	159.26	273.18	238.89	N.vérifié
7 <sup>ème</sup> étage	PP	94.72	56.62	113.24	236.8	169.86	N.vérifié
	PS	94.72	56.62	113.24	236.8	169.86	N.vérifié

**Remarquer** : on remarque que les rotules plastiques ne sont pas vérifiées au 3 derniers niveaux donc il faut alléger le ferrailage des poutres dans ces niveaux-là.

**Schémas de ferrailage des poutres :**

Nous prenons pour exemple de ferrailage les poutres des étages courants :

	Appuis	Travée
pp	<p>3T16 + 3T14</p> <p>Cadre T10</p> <p>Etrier T10</p> <p>3T16</p>	<p>3T16</p> <p>Cadre T10</p> <p>Etrier T10</p> <p>3T16 + 3T14</p>
ps	<p>6T14</p> <p>Cadre T8</p> <p>Etrier T8</p> <p>3T14</p>	<p>3T14</p> <p>Cadre T8</p> <p>Etrier T8</p> <p>3T14 + 3T12</p>

Figure V.5. schémas de ferrailage des poutres

**V-4. Etude des voiles**

**V.4.1. Définition :** Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Figure V.6. Voile simple

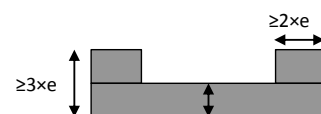


Figure V.7. Voile composé



Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

-Flexion. -flexion par effort tranchant. -Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

-Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

-Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

## V.4.2.Recommandation du RPA99

### a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement  $S$  est inférieur à l'épaisseur du voile ( $e$ ).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur de  $L/10$  dans les zones extrêmes.

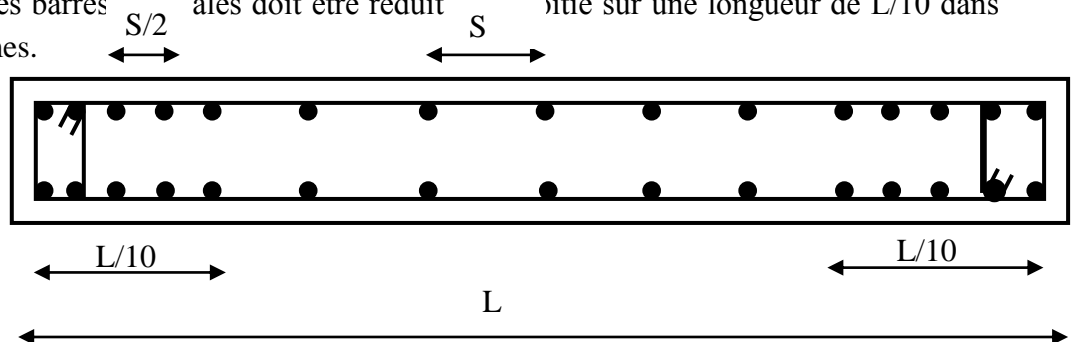


Figure V.8: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

### b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  de longueur  $10\varnothing$ .

### c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

### d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$  ..... Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$  ..... Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\varnothing < a/10$  en zone courante.

**f-Longueur de recouvrement**

$L_r = 40\varnothing$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

**V.4.3.Ferraillage des voiles**

**1. Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) comme indiquée sur la figure (V-3-4).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

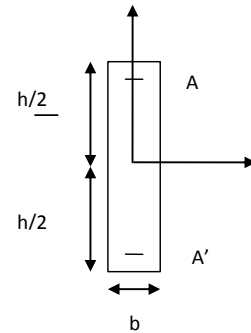
Suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$  correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

**2. Armatures horizontales :** Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$



**Tableau V.15 : ferraillage du voile Vx2**

Vx2				
Section	E.SOL	RDC Etage 1+2	Etage 3+4+5	Etage 6+7
L(m)	2	2	2	2
e(m)	0.18	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	-659.64	-391.77	-425.10	-96.67
N (KN)	-483.23	-396.22	462.52	-79.44
V(KN)	362.68	145.48	55.29	64.59
Type de section	SPC	SET	SPC	SPC
$\tau$ (MPa)	1.57	0.75	0.29	0.33
$L_t$ (m)	0.76	0.66	0.64	0.73
$L_c$ (m)	0.48	0.67	0.73	0.55
$A^V_{Calcul/face}$ (cm <sup>2</sup> )= $A_{min/bael}$	18.9	15.75	11.37	15.75
$A^{min(tendu)}$	2.74	2.41	1.92	2.19
$A^{min(courant)}$	1.36	1.205	0.96	1.095

$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face m}^2$	19.91	16.03	16.03	16.03
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	10HA14+4HA12	6HA14+6HA12	6HA14+6HA12	6HA14+6HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face (cm}^2)$	1.2	0.84	0.75	0.50
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face(cm}^2)$	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.16 : ferrailage du voile Vy2

Vy2				
Section	E.SOL	RDC +Etage 1+2+ 3	Etage 4+5+6	Etage 7
L(m)	1.85	1.85	1.85	1.85
e(m)	0.18	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	28.20	-553.90	-375.47	-161.43
N (KN)	-1169.56	-285.83	-566.19	-383.06
V(KN)	313.13	151.24	118.44	59.34
Type de section	SET	SET	SPC	SPC
$\tau$ (MPa)	1.46	0.85	0.66	0.33
$L_t$ (m)	0.85	0.78	0.49	0.25
$L_c$ (m)	0.14	0.29	0.86	1.35
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face (cm}^2) =/A_{\text{min}}/\text{bael}$	18.9	15.75	11.37	15.75
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face m}^2$	17.48	14.56	14.56	7.97
$A^{\text{min}}(\text{tendu})$	3.06	2.34	1.47	0.75
$A^{\text{min}}(\text{courant})$	0.252	0.435	1.29	2.025
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	12HA14	6HA14+6HA12	6HA14+6HA12	12HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face (cm}^2)$	1.64	0.79	0.62	0.31
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face(cm}^2)$	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

#### V.4.4. Schémas de ferrailage des voiles :

On prend comme exemple de ferrailage le voile Vy2 au niveau de RDC ( $L \times e = 185 \times 18 \text{ cm}^2$ )

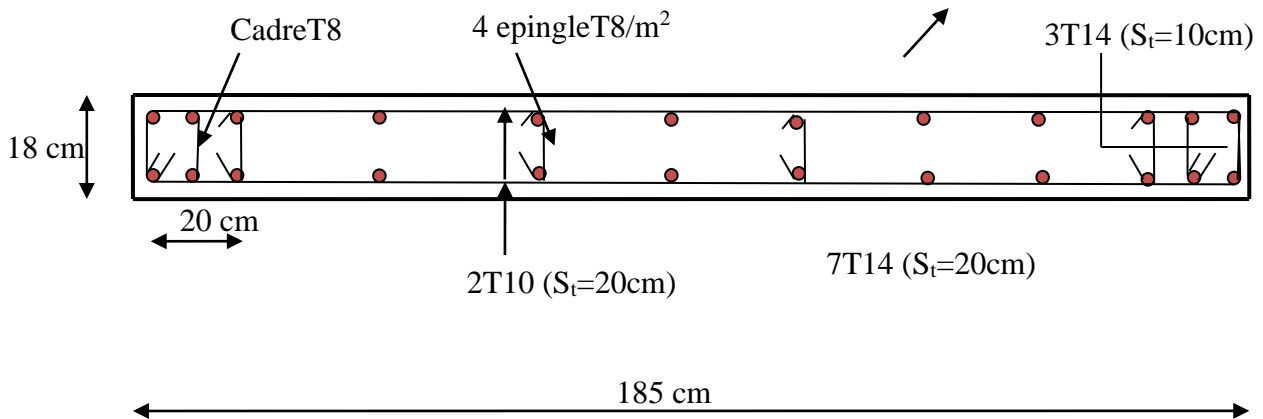


Fig. V.9 : Schéma de ferrailage du voile RDC

#### V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (ETABS2016 et Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes (version 2003).

## 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 et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

## VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.8 bars pour une profondeur de 5 m.

## VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

## VI.4. Étude des fondations :

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées (qui sont largement insuffisante dans notre cas), puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne convient pas ; on passe au radier général.

### VI.4.1. Le choix de type de fondation :

#### .2. Semelle filante :

Choisissons une semelle filante, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous un portique formé de  $\underline{8}$  poteaux.

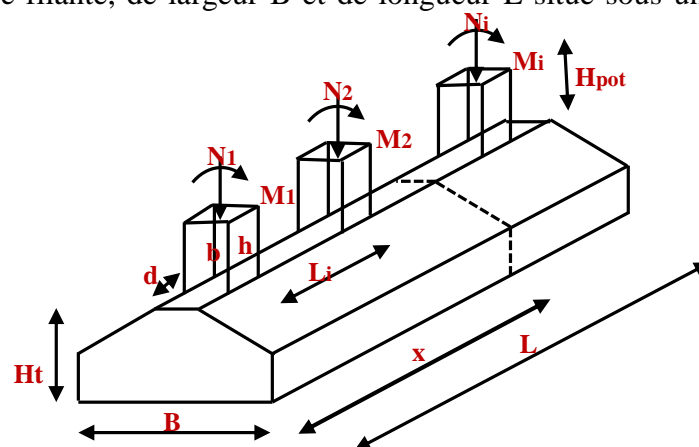


Figure VI.1 Semelle filante sous poteaux

**Avec :**

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$$\sum N_i = 13285.5 \text{ KN.}$$

$$\sum L_i = 26.6 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{13285.5 \times 10^{(-3)}}{26.6 \times 0.18} = 3.2 \text{ m}$$

On remarque qu'il n'y aura pas risque de chevauchement entre les semelles filantes, car

$$L_{\min} = 3.5 \text{ m}$$

Calcul la surface de la semelle filante :

$$- S_{SF} = B \times L = 3.2 \times 26.6 = 85.12 \text{ m}^2$$

$$. S_{\text{totale}(SF)} = 4 \times 85.12 = 340.48 \text{ m}^2$$

$$. S_{\text{sol d'assise}} = 26.6 * 13.10 = 348.46 \text{ m}^2$$

$$. S_{\text{totale}(SF)} / S_{\text{sol d'assise}} = 98\%$$

Donc le choix se fera pour un radier.

#### VI.4.1.2. Vérification de Radier général

- **Définition :** Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

#### ✓ La surface du radier

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{37779.24}{180} \Rightarrow S_{rad} \geq 209.885 \text{ m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer à partir de **etabs2016v16.2**

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 358.28 \text{ m}^2$$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 358.28 \text{ m}^2$$

#### Pré dimensionnement :

- **Condition de coffrage :**

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

$h_r$  : Hauteur de la dalle.

$L_{\max} = 4.15 \text{ m}$  : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

#### Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{415}{10} \Rightarrow h_t \geq 41.5 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 65 \text{ cm}$$

- **Dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{415}{20} \Rightarrow h_0 \geq 20.75\text{cm}; \text{ On prend } h_0 = 35\text{cm}.$$

• **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$ .

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol ;  $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$ .

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a } \begin{cases} h_t = 65\text{cm} \\ I = 0.023\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.93\text{m} \\ L_{\max} = 4.15\text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.60\text{m} \end{cases}$$

Condition vérifié

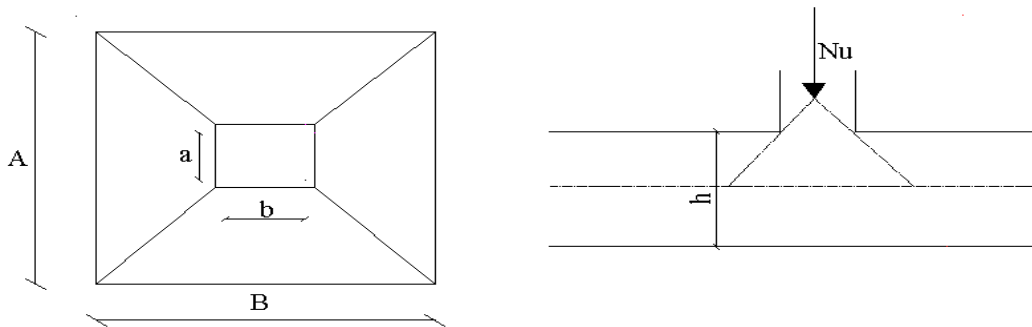
A partir de ces trois conditions, on prend :

$$h_t = 65\text{cm}$$

$$h_r = 35\text{m}$$

**Les vérifications nécessaires :**

• **Vérification au poinçonnement :**



**Figure VI.2.** Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$ : L'effort normal sur le poteau.

$$U_c = 2. (a + b + 2h_r)$$

$$U_c = 2. (0.60 + 0.6 + 2 \times 0.35) = 3.8\text{m}$$

$$N_d = 2.42\text{MN} \leq 0.045 \times 3.8 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 1.85\text{MN} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir de programme Socotec, on a tiré les nouvelles caractéristiques suivantes :

$$I_y = 22231\text{m}^4, Y_G = 6.54\text{m.}$$

$$I_x = 5115.9\text{m}^4, X_G = 13.65\text{m.}$$

$$N' = \text{KN}$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X :**  $N' = 37961.065\text{KN}$  et  $M_y = 15799.96\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.116\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.096\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.11\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.18\text{MPa} \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

**Sens-Y-Y :**  $N' = 37961.065\text{KN}$  ;  $M_x = 16057.20\text{KN.m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.13\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.085\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.12\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.18\text{MPa} \dots \dots \dots C'est vérifiée.$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99V2003 (Article 10.1.5)**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

**Sens x-x' :**

$$e = \frac{50443.74}{37961.065} = 1.33\text{m} \leq \frac{27.35}{4} = 6.83\text{m}$$

- **Sens-y-y' :**

$$e = \frac{55216.88}{37961.065} = 1.45\text{m} \leq \frac{13.1}{4} = 3.27\text{m}$$

→ Pas de risque au renversement dans les deux sens.

- **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :



$f_s = 1.5$  (Coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10KN/m^3$  (Poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 358.28m^2$  (Surface de radier).

$H = 3m$  (La hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$N = 37961.065KN \geq 1.5 \times 3 \times 358.28 \times 10 = 16122.6KN \rightarrow$  Condition vérifié

✓ **Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, appuyée sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité est le suivant  $L_x = 4.05m$ ;  $L_y = 4.15m$ .

• **Calcul des sollicitations**

$Q_U = 144.45KN/m^2$

$Q_S = 105.44KN/m^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.05}{4.15} = 0.98 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

- **A P'ELU :**  $\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} 0.0384 \\ 0.9545 \end{cases}$

$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 91.01KN.m$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 86.87KN.m$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 77.36KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 73.84KN.m \end{cases}$

**En appui :**  $\begin{aligned} M_a^x &= 0.5M_0^x = 45.51N.m \\ M_a^y &= 0.5M_0^y = 43.44N.m \end{aligned}$

- **A P'ELS :**  $\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} 0.0457 \\ 0.9694 \end{cases}$

$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 79KN.m$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 76.59KN.m$

**En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 67.16KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 65.10KN.m \end{cases}$

**En appui :**  $M_a^x = 0.5M_0^x = 39.50KN.m$

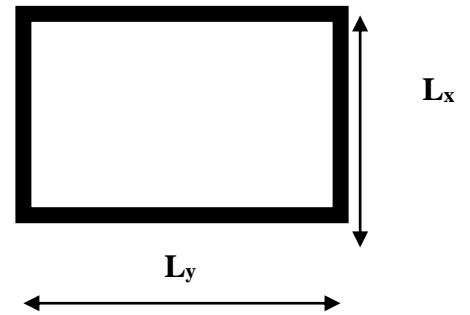
•  $M_a^y = 0.5M_0^y = 38.29KN.$

• **Calcul du ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0.35 m^2$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1.** Section des armatures du radier

		$M(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	Barres
Travée	Sens X-X	77.36	7.04	7.70	5HA14
	Sens Y-Y	73.84	6.7	7.70	5HA14
Appui x-x		45.51	4.09	5.65	5HA12
Appuis y-y		43.44	3.89	5.65	5HA12



✓ **Vérifications :**

• **Condition de non de fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12\text{cm}$  et  $\rho > 0.4$ , la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2 \\ A_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Pour des HAFeE400  $\rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_x = 2.83\text{cm}^2 \\ A_y = 2.8\text{cm}^2 \end{cases}$$

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures //L}_X : S_t = \text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 20\text{cm} \\ \text{Armatures //L}_Y : S_t = \text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 20\text{cm} \end{cases}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 195.07\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 201.51\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{206.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.64\text{Mpa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{Mpa}$$

La condition est vérifiée, on a pas besoin d'armatures transversales.

• **État limite de compression du béton :**

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

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

$$Y=7.58$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 234206\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 5.91\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **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.

a) **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

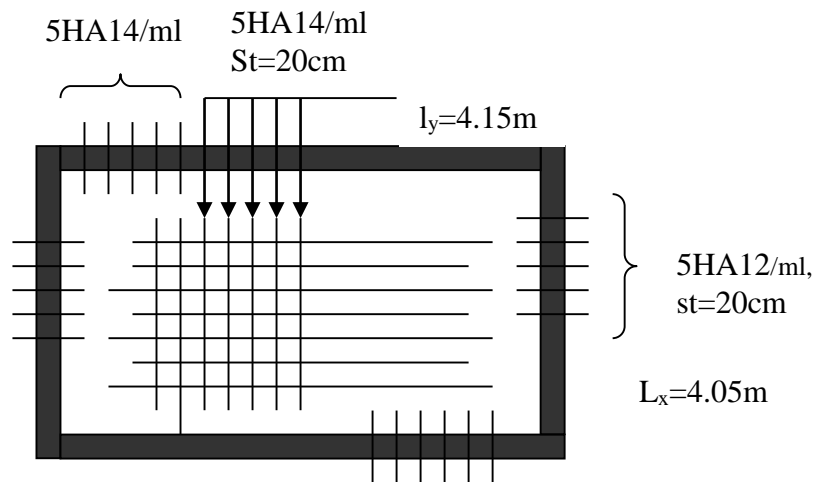
Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessus :

**Tableau VI.2.** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

		$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Travée	X-X	67.16	7.58	86244	5.91	233.61
	Y-Y	65.10	7.58	86244	5.72	181.78
Appui x-x		39.50	6.62	66434	6.64	153.87
Appuis y-y		38.29	6.62	66434	6.64	187.32

On remarque que la contrainte dans l'acier est vérifiée.

- **Schéma de ferrailage**



**Figure VI.3 :** Schéma de ferrailage du radier

### VI.5.les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

- **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

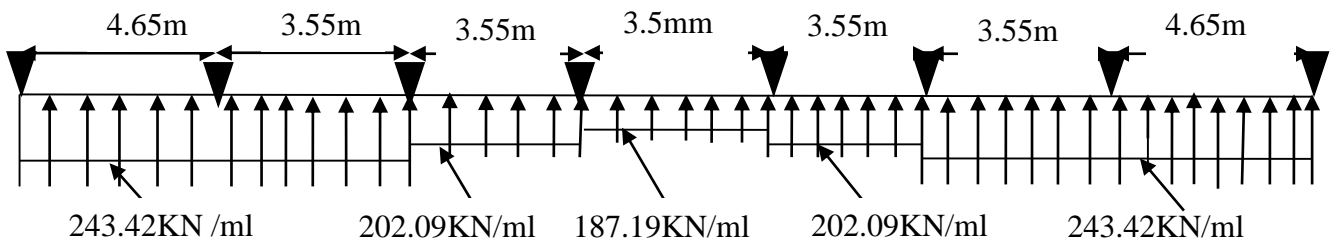
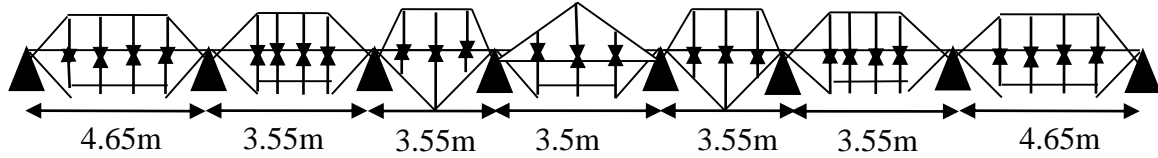
- **Charge triangulaire :**

$$P'_v = P'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$



- **Calcul des sollicitations :**
- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appui de gauche et droite respectivement.

Les nervures sont des poutres continues, de section en T. Elles sont ferrillées à la flexion simple, les Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI.3:** Tableau du ferrailage des nervures

Localisation	Moment (KN.m)	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculer (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Appuis	-741.43	6.79	33.08	6HA25+2HA16=33.47
Travée	638.42	17.21	27.74	4HA25+4HA20=32.2

**a. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 4MPa) = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{818.80 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65} = 1.94 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa$$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

**b. Vérification à l'ELS**

**État limite de compression du béton**

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

**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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 MPa \quad ; \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 MPa$$

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 :

**Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.**

Localisation	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travées	-469.43	32.2	17.15	4.16	210.42
appuis	547.55	33.08	25.30	8.59	248.99

On remarque que les contraintes dans l'acier ( $\sigma_s$ ) au niveau des travées ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer à l'ELS la section de l'acier.

Les résultats finals de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5 : Redimensionnement du Ferrailage des nervures**

Localisation	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)
Appuis	6HA25+2HA20=35.74	231.38
Travée	4HA25+4HA20=32.2	210.42

**Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right), \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

### Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t = \min(16.25; 19.2; 30) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}.$$

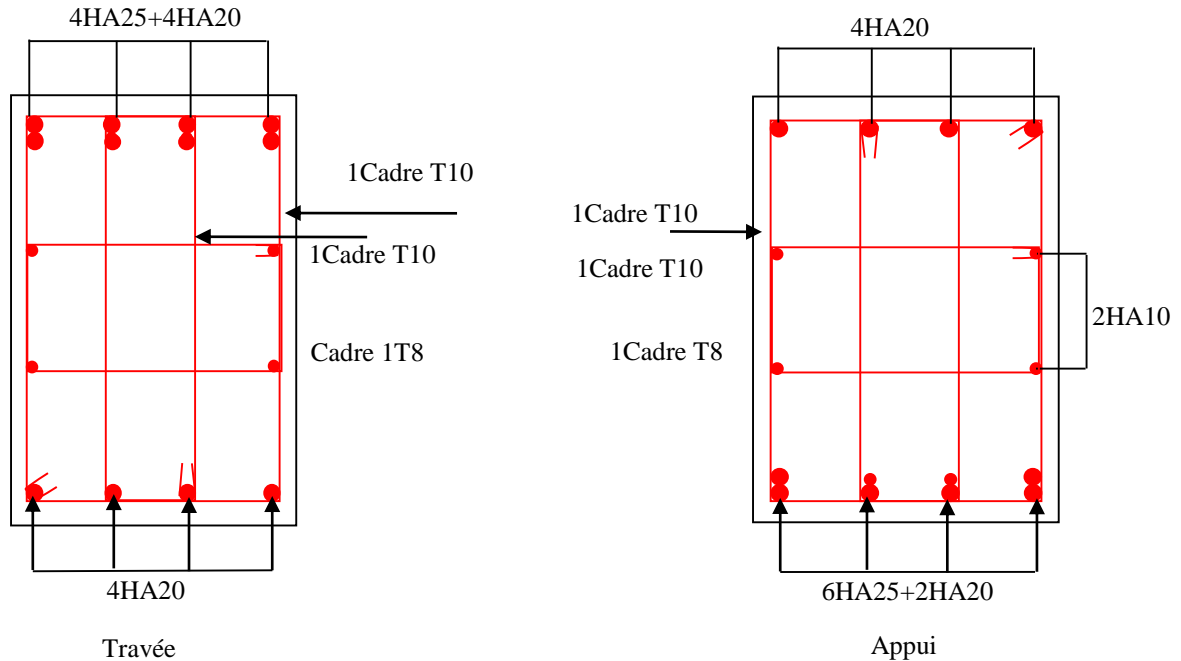


Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage de la nervure

## VI.6. Etude de voile périphérique :

### VI.6.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.6.2. Dimensionnement du voile :

La hauteur  $h=3.57$  m

L'épaisseur  $e=18\text{cm}$

### VI.6.3. Caractéristiques du sol :

$\gamma_h = 20.8\text{KN}/\text{m}^3$  : Le poids spécifique

L'angle de frottement :  $\varphi = 26^\circ$ .

La cohésion  $c = 0.35\text{KN}/\text{m}^2$

### VI.6.4. Évaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

#### a. La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow G = 28.72 \text{ KN/m}^2$$

**b. Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

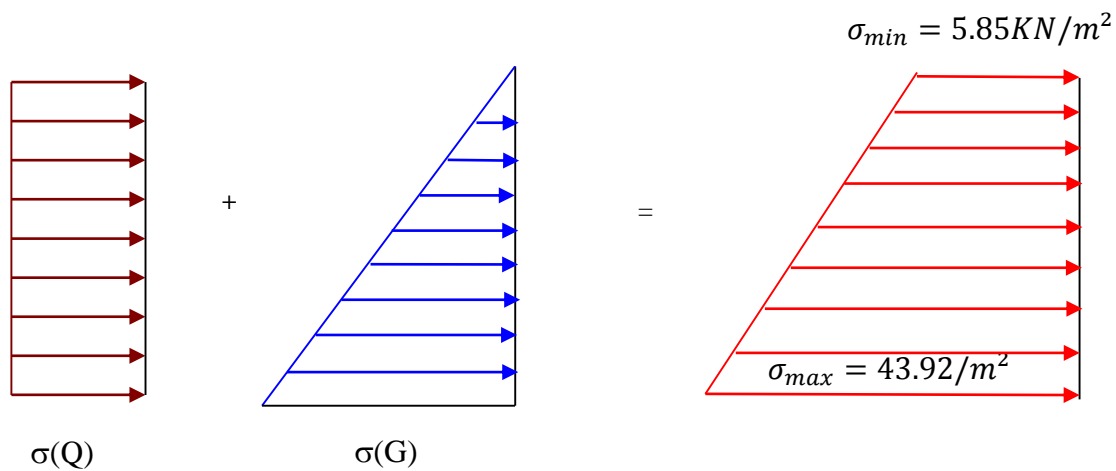
$$Q = 10 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{26^\circ}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.90 \text{ KN/m}^2$$

**VI.6.5. Ferrailage du voile :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

**Calcul à l'ELU**

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 43.92 \text{ KN/m}^2, \quad \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 5.85 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VI.6.** Diagramme des contraintes

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 34.40 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 34.40 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.57 \text{ m}; L_y = 4.05 \text{ m}; b = 100 \text{ cm}; h = 18 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

à l'ELU :  $v=0$  et  $\rho=0.88$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \Rightarrow M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 20.87 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.7438 \Rightarrow M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 15.52 \text{ KN.m} \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

**En travée**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 17.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 13.19 \text{ KN.m}$$

**En appui**

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 10.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0y} = 7.76 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de la section d'armature**

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b×h) = (1×0.18) m<sup>2</sup>.

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq 1.8 \text{ cm}$

**Tableau VI.6 : Section des armatures du voile périphérique.**

	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> )
Travée	XX	17.74	3.38	1.52	5T10=3.93
	YY	13.19	2.50	1.44	5T10=3.93
Appuis	XX	10.43	1.97	1.52	5T8=2.51
Appuis	yy	7.76	1.45	1.44	5T8=2.51

• **Les espacements :**

- Armatures // L<sub>x</sub>: St ≤ min (2e, 25 cm) = 20 cm ⇒ St= 20 cm
- Armatures // L<sub>y</sub>: St ≤ min (2e, 25 cm) = 20 cm ⇒ St= 20 cm

**VI.4.6. Vérifications :**

• **Condition de non fragilité exigée par le RPA :**

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{ct28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa, fissuration nuisible.}$$

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 48.35 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.298 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**a. Vérifications à l'E.L. S**

$$\sigma_{min} = Q = 3.9 \text{ KN/m}^2; \quad \sigma_{max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{max} = 28.72 + 3.9 \Rightarrow \sigma_{max} = 32.62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0546; \mu_y = 0.8216 \quad \text{(Annexe I)}$$



$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 17.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 14.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 15.05 \text{ KN.m}; M_{ty} = 12.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{aX} = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 7.27 \text{ kn.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

• **Etat de compression dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

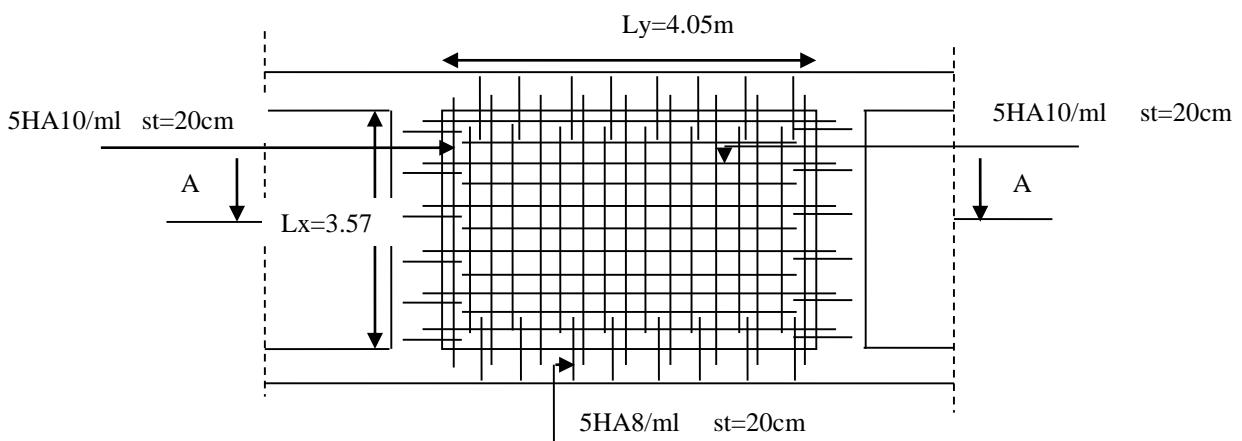
• **Etat de compression dans l'acier :** La fissuration est considéré nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.7 :** vérification des contraintes pour le voile périphérique

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	XX	15.05	3.72	9896.3	5.66	43.76
	YY	12.36	3.72	9896.3	4.65	41.65
Appuis	XX	8.85	3.06	6781.6	3.99	38.42
Appuis	YY	7.27	3.06	6781.6	3.29	31.56

**VI.6.6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique**



**Figure VI.7.** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

# *Conclusion générale*

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS2016, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux (de RDC jusqu'aux 7<sup>me</sup> étages) sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	<b>0.1</b>	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	<b>0.2</b>	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	<b>0.3</b>	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	<b>0.4</b>	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	<b>0.5</b>	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	<b>0.6</b>	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	<b>0.7</b>	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	<b>0.8</b>	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	<b>0.9</b>	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
<b>1.0</b>	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

## 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

### Sollicitations dans le voiles Vx2 et Vy2

Section Cut	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
Vx2		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
SCutv1=2	elu	1475,0441	-50,713	-0,0022	-0,036	-0,1111	46,5772
SCutv1=2	els	1076,066	-36,9312	-0,0022	-0,0264	-0,0838	33,9088
SCutv1=2	g+q+exdy Max	817,6681	-362,6847	-0,108	-0,1807	0,3198	-648,5893
SCutv1=2	g+q+exdy Min	1334,4638	288,8223	0,1036	0,1279	-0,4874	716,4069
SCutv1=2	g+q+eydy Max	1072,3905	-41,9818	-2,0304	-0,2843	7,4628	25,1918
SCutv1=2	g+q+eydy Min	1079,7414	-31,8806	2,026	0,2315	-7,6304	42,6258
SCutv1=2	0.8g+exdy Max	483,228	-350,7339	-0,1116	-0,1737	0,3256	-659,6396
SCutv1=2	0.8g+exdy Min	1000,0236	300,773	0,1001	0,1348	-0,4817	705,3566
SCutv1=2	0.8g+eydy Max	737,9504	-30,0311	-2,034	-0,2774	7,4685	14,1415
SCutv1=2	0.8g+eydy Min	745,3012	-19,9298	2,0224	0,2385	-7,6246	31,5755
SCutv2=2	elu	993,0641	-0,6271	-0,18	-0,3549	-0,5376	-94,049
SCutv2=2	els	725,5433	-0,3715	-0,1329	-0,2597	-0,4087	-68,956
SCutv2=2	g+q+exdy Max	613,7613	-145,4809	-0,248	-0,4332	1,1695	-410,6717
SCutv2=2	g+q+exdy Min	837,3252	144,7379	-0,0177	-0,0862	-1,987	272,7598
SCutv2=2	g+q+eydy Max	723,8248	-4,4246	-2,8474	-1,4226	28,9311	-79,5756
SCutv2=2	g+q+eydy Min	727,2617	3,6816	2,5816	0,9033	-29,7485	-58,3363
SCutv2=2	0.8g+exdy Max	396,2224	-144,7372	-0,2181	-0,3582	1,1757	-391,7686
SCutv2=2	0.8g+exdy Min	619,7863	145,4816	0,0122	-0,0112	-1,9808	291,6629
SCutv2=2	0.8g+eydy Max	506,2859	-3,6809	-2,8175	-1,3477	28,9373	-60,6725
SCutv2=2	0.8g+eydy Min	509,7229	4,4253	2,6115	0,9783	-29,7424	-39,4332
SCutv3=2	elu	475,1448	-5,5704	-0,437	-0,2301	-3,4362	59,9234
SCutv3=2	els	347,8457	-3,8706	-0,3216	-0,1688	-2,5295	42,8373
SCutv3=2	g+q+exdy Max	270,5872	-55,2937	-0,4209	-0,2951	-1,3125	-376,8432
SCutv3=2	g+q+exdy Min	425,1041	47,5524	-0,2224	-0,0425	-3,7465	462,5177
SCutv3=2	g+q+eydy Max	346,6106	-8,0295	-2,771	-1,2764	27,4413	34,1845
SCutv3=2	g+q+eydy Min	349,0807	0,2883	2,1278	0,9388	-32,5003	51,49
SCutv3=2	0.8g+exdy Max	171,4014	-52,6792	-0,3413	-0,2494	-0,6928	-396,574
SCutv3=2	0.8g+exdy Min	325,9182	50,1669	-0,1427	0,0031	-3,1268	442,7869
SCutv3=2	0.8g+eydy Max	247,4247	-5,4151	-2,6914	-1,2307	28,061	14,4537
SCutv3=2	0.8g+eydy Min	249,8948	2,9027	2,2074	0,9844	-31,8806	31,7592
SCutv4=2	elu	211,7425	-18,6562	-1,1	-0,2021	-1,3337	22,9242
SCutv4=2	els	155,0592	-13,7688	-0,8089	-0,1483	-0,9816	16,7517
SCutv4=2	g+q+exdy Max	123,3219	-64,5924	-0,9852	-0,257	-0,761	-91,6732
SCutv4=2	g+q+exdy Min	186,7965	37,0548	-0,6326	-0,0397	-1,2022	125,1766
SCutv4=2	g+q+eydy Max	154,4174	-16,388	-4,557	-0,9492	3,6676	13,5074
SCutv4=2	g+q+eydy Min	155,7011	-11,1496	2,9393	0,6525	-5,6309	19,9959
SCutv4=2	0.8g+exdy Max	79,4433	-61,4744	-0,7806	-0,2176	-0,5194	-96,6738
SCutv4=2	0.8g+exdy Min	142,9179	40,1728	-0,428	-0,0002	-0,9606	120,176
SCutv4=2	0.8g+eydy Max	110,5387	-13,27	-4,3525	-0,9097	3,9092	8,5069

Section Cut Vy2	Load Case/Combo	P kN	V2 kN	V3 kN	M2 kN-m	M3 kN-m
SCut vy1=1.85	elu	1169,5648	4,645	-18,9455	28,2013	5,5325
SCut vy1=1.85	els	636,1956	3,362	-13,9521	20,8647	4,0045
SCut vy1=1.85	g+q+exdy Max	561,0214	1,2728	-41,6385	82,976	-2,3049
SCut vy1=1.85	g+q+exdy Min	711,3698	5,4512	13,7342	-41,2466	10,314
SCut vy1=1.85	g+q+eydy Max	72,7102	3,2269	-313,1361	693,5216	3,8003
SCut vy1=1.85	g+q+eydy Min	899,681	3,4971	285,2319	-651,7921	4,2088
SCut vy1=1.85	0.8g+exdy Max	376,7118	0,0335	-38,2607	78,6223	-3,7797
SCut vy1=1.85	0.8g+exdy Min	527,0602	4,2118	17,112	-45,6003	8,8392
SCut vy1=1.85	0.8g+eydy Max	-111,5994	1,9876	-309,7584	689,1679	2,3255
SCut vy1=1.85	0.8g+eydy Min	1015,3714	2,2578	288,6097	-656,1458	2,734
SCut vy2=1.85	elu	622,635	7,9128	16,2633	-97,7519	79,0556
SCut vy2=1.85	els	455,8851	5,7284	11,7306	-71,0291	57,2194
SCut vy2=1.85	g+q+exdy Max	393,6625	3,3113	0,1983	-35,118	33,8096
SCut vy2=1.85	g+q+exdy Min	518,1077	8,1455	23,2628	-106,9401	80,6291
SCut vy2=1.85	g+q+eydy Max	357,8663	5,3768	-127,7753	143,7684	53,7459
SCut vy2=1.85	g+q+eydy Min	553,9039	6,08	151,2364	-285,8265	60,6928
SCut vy2=1.85	0.8g+exdy Max	264,1382	1,2083	-4,4254	-10,9779	12,7154
SCut vy2=1.85	0.8g+exdy Min	388,5834	6,0425	18,6392	-82,8001	59,5349
SCut vy2=1.85	0.8g+eydy Max	228,3419	3,2738	-132,399	167,9084	32,6516
SCut vy2=1.85	0.8g+eydy Min	424,3796	3,977	146,6128	-261,6864	39,5986
SCut vy3=1.85	elu	422,5771	9,1933	14,9618	-107,9651	89,4747
SCut vy3=1.85	els	275,3359	6,6593	10,7869	-78,8096	64,7839
SCut vy3=1.85	g+q+exdy Max	240,5034	4,2227	0,6271	-23,8395	38,0002
SCut vy3=1.85	g+q+exdy Min	310,1684	9,0959	20,9467	-133,7797	91,5677
SCut vy3=1.85	g+q+eydy Max	128,2007	6,4607	-96,8642	408,5742	61,5151
SCut vy3=1.85	g+q+eydy Min	375,4711	6,8579	118,438	-566,1934	68,0527
SCut vy3=1.85	0.8g+exdy Max	164,7768	1,807	-3,6607	0,3071	14,2891
SCut vy3=1.85	0.8g+exdy Min	234,4418	6,6801	16,6589	-109,6332	67,8566
SCut vy3=1.85	0.8g+eydy Max	52,4741	4,045	-101,152	432,7207	37,8041
SCut vy3=1.85	0.8g+eydy Min	346,7445	4,4421	114,1502	-542,0469	44,3416
SCut vy4=1.85	elu	161,4329	12,6381	27,2121	-383,0558	55,5459
SCut vy4=1.85	els	103,8076	9,1998	19,7234	-69,5041	40,1811
SCut vy4=1.85	g+q+exdy Max	92,7126	6,7494	13,1204	-34,2062	28,0846
SCut vy4=1.85	g+q+exdy Min	114,9026	11,6503	26,3264	-104,802	52,2776
SCut vy4=1.85	g+q+eydy Max	46,1823	9,1127	-19,893	244,0476	39,2438
SCut vy4=1.85	g+q+eydy Min	141,1078	9,287	59,3398	95,2251	41,1184
SCut vy4=1.85	0.8g+exdy Max	66,791	3,7452	6,0533	-12,8677	13,1074
SCut vy4=1.85	0.8g+exdy Min	88,981	8,6462	19,2594	-83,4636	37,3004
SCut vy4=1.85	0.8g+eydy Max	20,2607	6,1086	-26,9601	265,386	24,2666

# BIBLIOGRAPHIE

- ✓ **RPA99** «Règles parasismiques Algériennes /version 2003».
- ✓ **BAEL91** «Béton armé aux états limites ».
- ✓ **CBA 93** «Code du béton armé».
- ✓ **DTR BC 2.2** «Charges permanentes et surcharges d'exploitations».
- ✓ **DTR BC 2.33.1** «Règles de calcul des fondations superficielles»
- ✓ **Mémoires** des promotions précédentes empreintes à la bibliothèque de l'université



# Introduction générale

**Chapitre**

**1**

Généralités

**Chapitre**

**2**

# Pré dimensionnement

**Chapitre**

**3**

Etude des éléments secondaires

**Chapitre**

**4**

Etude dynamique

**Chapitre**

**5**

Etude des éléments principaux

**Chapitre**

**6**

# Etude de l'infrastructure

# Conclusion



# Annexe