

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

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

***En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil***  
***Option : Matériaux et structure***

### **Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial  
contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### **Présenté par :**

***M<sup>elle</sup> : HAMIDOUCHE Louiza.***

***M<sup>elle</sup> : MAKDOUD Mazigha.***

### **Encadreur :**

***M<sup>me</sup> : SELLAMIA.***

### **Jury :**

***✓ M<sup>me</sup> :SUIDI***

***✓ M<sup>me</sup> : GETTAFI***

**Promotion 2015-2016**

# *Remerciements*

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

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

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus  
durant toutes nos études.*

*A M<sup>me</sup> SELLAMI ASMA: notre promotrice, pour avoir  
accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre  
travail.*

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

*Mazigha et Louiza*

# Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

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

A ma très chère grand-mère (jida)

A ma très chère sœur Naïma et son mari.

A mes très chers frères Toufik et Saou.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis(es) : (Lydia, Fazia, Lynda, Nassima, Nassim, Menoune, sassa et Fares).

En fin, je remercie mon ami mon binôme Louisa qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mazigha

# sommaire

## **Introduction général**

### **Chapitre I : Généralités.**

I.1.Introduction .....	2
I.2.Présentation de l'ouvrage .....	2
I.3.Caracterestique de la structure .....	2
I.4 .Règlements et normes utilisés.....	3
I.5. Etats limites.....	3
I.5.1.Définition .....	3
I.5.2.Les hypothèses de calcul .....	4
I.6.2. les sollicitations.....	6
I.7.Caractéristique des matériaux .....	6
I.7.1.Le béton .....	6
I.7.2.L'acier .....	9
I.8.Hypothèses de calcul.....	10

### **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.**

II.1 Introduction .....	12
II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux .....	12
II.3.Pré dimensionnement des éléments principaux .....	22
II.4. Evaluation des charges et surcharges .....	23
II.5.Descente de charge .....	27
II.6. Conclusion.....	38

### **Chapitre III: Etude des éléments secondaires.**

III.1.Calcul des planchers.....	39
III.1.1.Introduction .....	39
III.1.2. Etude des poutrelles .....	39
III.2 Dalles pleines .....	77
III.3.Acrotère.....	99
III.4. L'ascenseur.....	108
III.5. Etude des Escaliers .....	119

# sommaire

III.6. calcul de la poutre palière.....	123
III.7. Poutres de chainages .....	128

## **Chapitre IV : Etude dynamique :**

IV.1. Introduction .....	134
IV.2. Objectifs et exigences .....	134
IV.3. Méthodes de calcul .....	134
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes .....	139
IV.5. Modalisation et résultats.....	139
IV.6 .Conclusion.....	147

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

V.1. Etude des poutres :.....	148
V.2. Etude des poteaux:.....	159
V.3. ETUDE DES VOILES.....	171
V.4. Conclusion .....	179

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

VI.1.Choix du type des fondations.....	180
VI.2.Combinaison d'action à considérer :.....	180
VI.3.Etude des fondations :.....	180
VI.3.1. Vérification des semelles isolées .....	180
V.3.2. Vérification des semelles filantes .....	181
VI.3.3. Vérification du radier général : .....	183
VI.3.4.Nervures .....	191
VI.3.5.Voile périphérique .....	198
VI.4.Conclusion : .....	204

## **Conclusion générale.**

## *Liste des figures.*

### **Chapitre I:**

Figure. I.1: Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge .....	7
Figure. I.2: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU .....	9
Figure. I.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier. ....	10

### **Chapitre II:**

Figure. II.1. Plancher à corps creux.....	13
Figure. II.2.Schéma de la disposition des poutrelles.....	13
Figure. II.3.Coupe transversale d'une poutrelle. ....	14
Figure: II.4. Dalles pleines. ....	15
Figure: II.5 Schema d'un escalier.....	17
Figure: II.6. Escalier à deux volées . ....	18
Figure: II.7. Escalier droit à une seul volée.....	19
Figure: II.8. Cage d'ascenseur. ....	20
Figure. II.9.dimension de l'acrotère (type1) .....	21
Figure. II.10.dimension de l'acrotère (type2).....	21
Figure. II.11. Coupe verticale d'un voile .....	23
Figure. II.12.Vue en plan d'identification de poteau de la descente de charge.....	28
Figure. II .13. Surface qui revient au poteau P1.....	29
Figure. II .14. Surface qui revient au poteau P2.....	33
Figure. II.15. Section brute ( $B_r$ ) .....	37

### **Chapitre III:**

Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre a 2 travées .....	40
Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre a plus de 2 travées .....	40
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2travées .....	41
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a plus de 2 travées.....	41
Figure III.5. Schéma de disposition des poutrelles. ....	43
Figure.III.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression. ....	77
Figure.III.7.Schéma statique de la console.....	78
Figure.III.8.Schéma de ferrailage de la dalle D1. ....	81
Figure.III.9. Schéma de la dalle D2. ....	81
Figure.III.10.Schéma de ferrailage de la dalle D2. ....	87

Figure.III.11.Schéma de la dalle D3.....	88
Figure.III.12.Schéma de ferrailage de la dalle D3. ....	94
Figure.III.13.Schéma de la dalle . ....	94
Figure.III.14.Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	99
Figure.III.15. Schéma statique de l'acrotère . ....	101
Figure.III.16. Ferrailage de l'acrotère . ....	108
Figure. III.17.Cage d'ascenseur.....	109
Figure. III.18.Schéma représentant la surface d'impact.....	110
Figure. III.19.Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local.....	116
Figure. III.20.Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur. ....	118
Figure. III.21.Schéma statique des escaliers. ....	119
Figure. III.22.Schéma statique. ....	120
Figure. III.23. Schéma de ferrailage des escaliers.....	123
Figure. III.24.Schéma statique de la poutre palière.....	123
Figure.III.25. Schémas de ferrailage de la poutre palière. ....	128
Figure. III.26.Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	133

#### **Chapitre IV:**

Figure. IV.1.Spectre de réponse.....	138
Figure. IV.2.Disposition des voiles. ....	140
Figure. IV.3. 1 <sup>er</sup> mode (translation suivant X).....	141
Figure. IV.4.2 <sup>ème</sup> mode (translation suivant Y).....	141
Figure. IV.5.3 <sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z). ....	142

#### **Chapitre V:**

Figure.V.1.Disposition constructives des portiques. ....	150
Figure. V.2. Schéma de ferrailage des poutres. ....	159
Figure .V.3. ferrailage des poutres principales et secondaires de sous-sol.....	159
Figure. V.4. la zone nodale. ....	160
Figure .V.5.Coupe longitudinale.....	167
Figure .V.6. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau. ....	168
Figure. V.7. disposition des voiles.....	173
FigureV.8. Section du voile. ....	175

Figure .V.9. Schéma de ferrailage du voile $V_x$ (RDC).....	178
Figure.V. 10.Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ ). .....	179

**Chapitre VI :**

Figure VI.1: Schéma d'une semelle isolée.....	181
Figure VI.2: Semelle filante.....	182
Figure. VI.3. Schéma de rupture de dalle de radier.....	187
Figure.VI.4. Schéma de ferrailage de radier. ....	191
Figure. VI.5. Charges transmises aux nervures du radier (sens x-x).....	192
Figure.VI.6.Charges transmises aux nervures du radier de (sens y-y).....	192
Figure.VI.7. Section à ferrailer.....	194
Figure.VI.8. Voile périphérique.....	199
Figure.VI.9.Répartition des contraintes sur le voile.....	199
Figure.VI.10.Schéma de ferrailage de voile périphérique. ....	203

## *Liste des tableaux.*

### **Chapitre II :**

Tableau: II.1.dimensions des volées de l'escalier a 2 volées .	18
Tableau: II.2.dimensions d'escalier a une volée:	20
Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	24
Tableau II.4. Charges permanentes du plancher terrasse accessible.....	24
Tableau II.5.Charge permanentes du plancher étage courant, .....	25
Tableau II.6. Évaluation des charges des dalles pleines.....	25
Tableau II.7. Évaluation des charges des charges des cloisons extérieures. ....	26
Tableau .II.8.Evaluation des charges des charges du palier.....	26
Tableau .II.9.Evaluation des charges des charges de la volée.....	27
Tableau .II.10.Poids propre des poteaux .....	29
Tableau .II.11. les charges revenant au poteau P1 .....	31
Tableau .II.12. les charges revenant au poteau P2. ....	34
Tableau II.13. Résultat de vérification à la compression pour le poteau P1. ....	36
Tableau II.14. Vérification au flambement . ....	38

### **Chapitre III :**

Tableau .III.1Les différents Types de poutrelles.....	44
Tableau .III.2. Combinaisons d'actions.....	45
Tableau .III.3.Sollicitations de la poutrelle (type 1) pour la terrasse inaccessible.....	51
Tableau .III.4.Sollicitations de la poutrelle (type 4) terrasse accessible. ....	52
Tableau .III.5. Sollicitations de la poutrelle (type 4) étage d'habitation.....	52
Tableau .III.6.Sollicitations de la poutrelle (type6) pour l'étage d'habitation. ....	53
Tableau .III.7.Sollicitations de la poutrelle (type 3) pour l'étage d'habitation. ....	57
Tableau .III.8.Sollicitations de la poutrelle (type 3) pour la terrasse accessible. ....	58
Tableau .III.9.Sollicitations de la poutrelle (type 3) pour l'étage commercial. ....	59
Tableau .III.10.Sollicitations de la poutrelle (type 3) pour la terrasse inaccessible.....	59
Tableau .III.11.Sollicitations de la poutrelle (type5) pour l'étage d'habitation. ....	60
Tableau .III.12.Sollicitations de la poutrelle (type7) pour l'étage d'habitation. ....	61
Tableau .III.13.Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles. ....	61
Tableau .III.14 .Les Sollicitations maximales.....	62
Tableau .III.15. Calcul des sections d'armatures des poutrelles. ....	72

Tableau .III.16. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement. ....	73
Tableau .III.17. Vérification des états limite de compression du béton. ....	74
Tableau .III.18 .vérification des états limite de déformation. ....	75
Tableau.III.19.Schéma de ferrailage des poutrelles .....	76
Tableau.III.20.Résultat de ferrailage d'un balcon sur un seul appui. ....	79
Tableau.III.21. Résultats de ferrailage de 2eme type de dalle .....	85
Tableau III.22. Les résultats de ferrailage de la dalle. ....	91
Tableau III.23. Les résultats de ferrailage de la dalle D3. ....	97
Tableau III .24.caractéristiques des acrotères . ....	101
Tableau III .25.Combinaison d'action de l'acrotère.....	102
Tableau III .26.Ferrailage de l'acrotère.....	105
Tableau III.27.Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie. ....	112
Tableau III.28. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur. ....	117
Tableau III.29. Ferrailage des escaliers.....	121
Tableau III.30.calcul de sollicitation à l'ELS. ....	122
Tableau III.31.Etat limite de compression du béton . ....	122
Tableau III.32.Evaluation de la flèche dans l'escalier . ....	122
Tableau III.33.Ferrailage de la poutre palier à la flexion simple. ....	124
Tableau III.34.Sollicitation a l'ELS. ....	125
Tableau III.35. Armatures longitudinales. ....	130
Tableau III.36.Evaluation de la flèche. ....	132

#### **Chapitre IV :**

Tableau .IV .1.Valeurs des pénalités $Pq$ . ....	135
Tableau .IV.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses .....	140
Tableau. IV.3.Vérification sous charges verticales .....	143
Tableau .IV.4.Vérification sous charges horizontales .....	143
Tableau. IV.5. Vérification de l'effort normal réduit .....	144
Tableau. IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques . ....	145
Tableau. IV.7.Vérification des déplacements. ....	145
Tableau. IV.8.Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	146

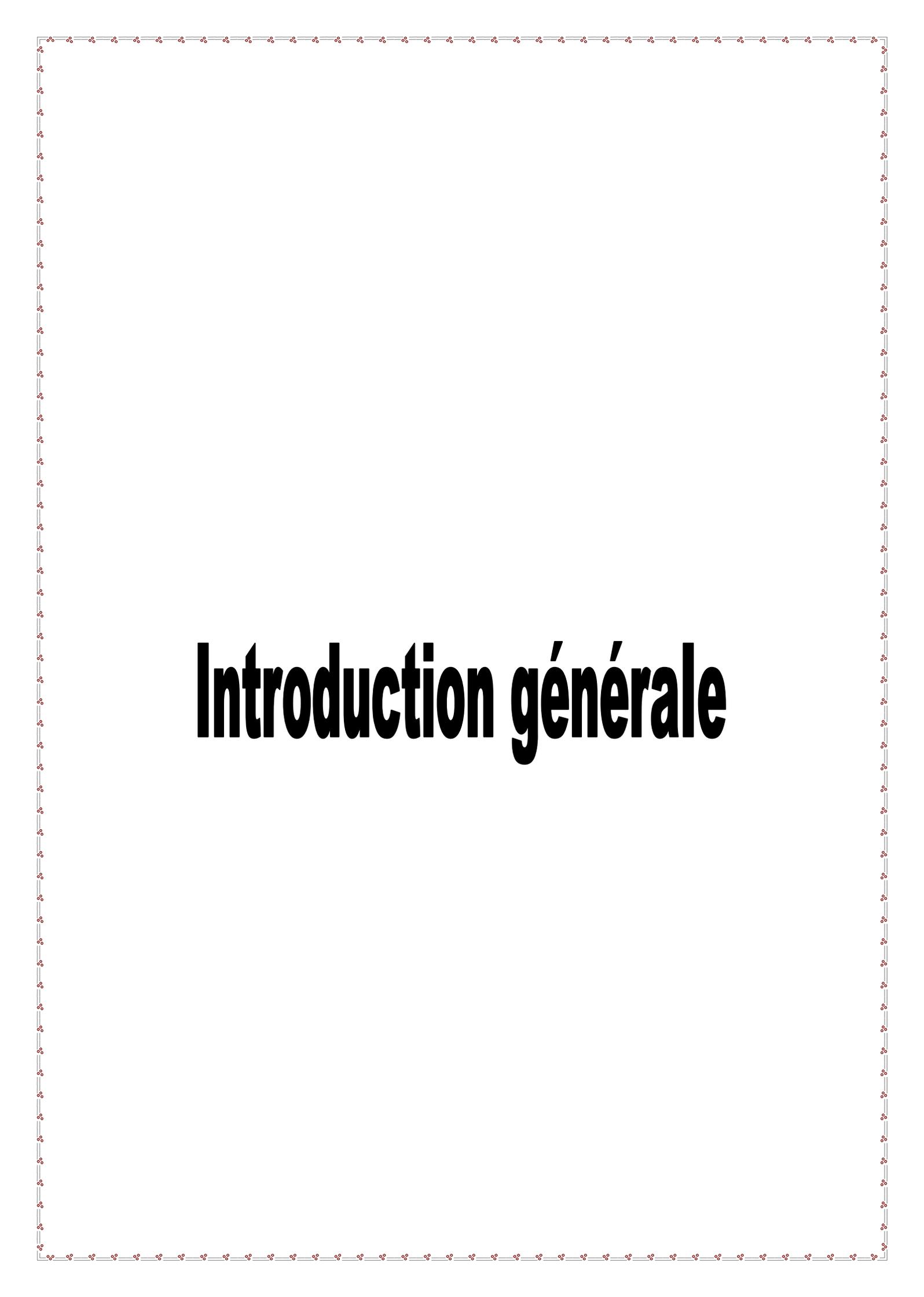
#### **Chapitre V :**

Tableau .V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	152
Tableau .V.2: Vérification des contraintes tangentielles.....	155
Tableau .V.3: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	155

Tableau .V.4: Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	156
Tableau V.5 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	156
Tableau V.6: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. ....	161
Tableau .V.7: Sollicitations dans les poteaux. ....	162
Tableau V.8: Ferrailage des poteaux.....	162
Tableau. V. 9 : Armatures transversales des poteaux.....	163
Tableau .V.10: Vérification du flambement pour les poteaux. ....	165
Tableau. V.11: Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux .....	166
Tableau .V.12: Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	167
Tableau. V.13: Les moments résistants dans les poteaux. ....	169
Tableau. V.14: Les moments résistants dans les poutres. ....	170
Tableau .V.15: Vérification de la zone nodale.....	170
Tableau .V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_x//$ à X-X. ....	173
Tableau .V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_Y//$ à Y-Y.....	174
Tableau .V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2}//$ à Y-Y.....	174
Tableau .V19.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_x//$ à X-X.....	176
Tableau .V.20: Ferrailage du voile $V_{Y1}$ .....	176
Tableau .V.21.Ferrailage du voile $V_{Y2}$ .....	177

## Chapitre VI :

Tableau .VI .1.Section des armatures du radier. ....	188
Tableau .VI.2.Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier. ....	190
Tableau .VI.3. Vérification des contraintes du radier. ....	190
Tableau .VI.4. Sollicitations de la nervure principale.....	193
Tableau. VI.5. Sollicitations de la nervure transversale.....	194
Tableau .VI.6. Résumé des résultats du ferrailage.....	195
Tableau .VI.7. Vérification de l'effort tranchant. ....	195
Tableau .VI.8. Vérification des contraintes.....	196
Tableau .VI.9. Résumé des résultats de ferrailage à l'ELS de nervure.....	196
Tableau .VI.10. Vérification des résultats de ferrailage à l'ELS. ....	167
Tableau. VI.11. Schéma de ferrailage des nervures (90*55) $\text{cm}^2$ .....	167
Tableau. VI.12. Section des armatures du voile périphérique. ....	200
Tableau.VI.13. Résultats de calcul et vérification à l'ELS. ....	203



# Introduction générale

## *NOTATIONS*

**A', A<sub>ser</sub>** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**A<sub>t</sub>** : Section d'un cours d'armature transversal.

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

**a** : Epaisseur.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

**B<sub>r</sub>** : Section réduite.

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

**C<sub>T</sub>** : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Diamètre, dalle

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

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

**E<sub>i</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>s</sub>, E<sub>c</sub>** : Sont les modules de déformation.

**e<sub>v</sub>** : épaisseur du voile.

**F** : Force ou action générale.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**f<sub>ji</sub>** : la flèche correspondant à j.

**f<sub>gi</sub>** : la flèche correspondant à g.

**f<sub>qi</sub>** : la flèche correspondant à q.

**f<sub>gv</sub>** : la flèche correspondant à v.

**$\Delta f_t$**  : la flèche totale.

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

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

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

**ht** : hauteur totale du plancher.

**h0** : épaisseur de la dalle de compression.

**he** : hauteur libre d'étage.

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

**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.

**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.

**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.

**I<sub>gv</sub>** : Moment d'inertie correspondant à v.

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité.

**q<sub>u</sub>** : charge ultime.

**q<sub>s</sub>** : charge de service..

**L** : Longueur ou portée.

**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**L<sub>x</sub>** = distance entre nus de poutrelles.

**L<sub>y</sub>** = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

**l'** : longueur fictive.

**l'<sub>g</sub> et l'<sub>d</sub>** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

**M** : Moment en général.

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.

**Mt** : Moment en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique.

**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui *i*

**M<sub>g</sub> et M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.

**M<sub>g</sub>** : Moment correspondant à g.

**M<sub>q</sub>** : Moment correspondant à q.

**Ns** : Effort normal de service.

**Nu** : Effort normal ultime

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

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

**N<sub>Tot</sub>**: Poids total transmis par la superstructure (KN).

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

**P<sub>g</sub> et P<sub>d</sub>** : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

**R** : coefficient de comportement global.

**S** : Section, surface

**S<sub>r</sub>** : surface du radier (m<sup>2</sup>).

**St** : Espacement des armatures.

**T** : Effort tranchant.

**T<sub>2</sub>**: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V** : Effort tranchant.

**W**: poids propre de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation.

**W<sub>gi</sub>** : poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

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

**Y** : Ordonnée de la fibre neutre.

**Z** : Coordonnée, bras de levier

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

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche.

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

**h<sub>t</sub>** : hauteur total du radier (m).

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**σ<sub>b</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de compression dans l'acier

**ν** : Coefficient de poisson

**σ** : Contrainte normale.

**σ<sub>j</sub>** : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

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

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

$q$  : chargement KN/ml..

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

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

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

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

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

## Introduction générale

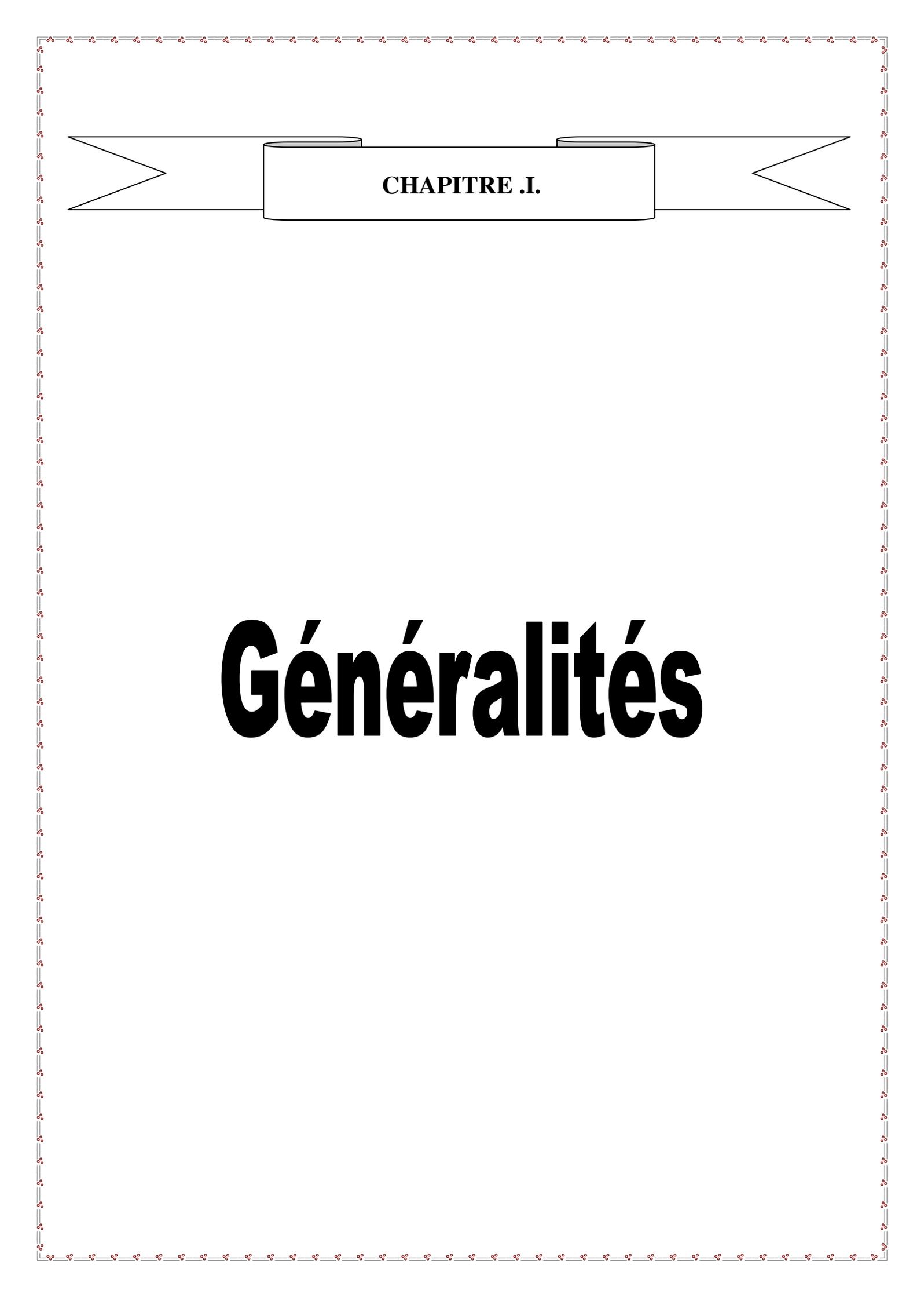
Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant une structure à la fois sécuritaire et économique.

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inévitable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début de 20<sup>ème</sup> siècle mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

L'objet du présent travail est l'étude d'un bâtiment R+8+sous-sol a usage mixte (habitation et commerciale), contreventé par un système mixte voile-portique en béton armé.

L'étude de ce bâtiment s'est faite tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R BC 22. BC 2.33.2).

Pour cela on a organisé le manuscrit en six chapitres distincts. Dont le première, on a présenté les différentes caractéristiques de l'ouvrage en question ainsi que le site d'implantation. Dans le deuxième chapitre, on a fait un pré dimensionnement des différents éléments de la structure. Le troisième chapitre est consacré aux dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux du bâtiment. Dans le quatrième chapitre, on a modélisé notre structure par élément fini à l'aide du logiciel SAP 2000 où une étude dynamique a été effectuer avec un choix judicieux de la disposition du voile de contreventement .ensuit, un cinquième chapitre qui consiste le calcul et le ferrailage des éléments structuraux du bâtiment. Le dernier chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure et le choix de type de fondation adéquate à notre bâtiment. Enfin, on termine avec une conclusion générale qui synthétisé notre travail.



**CHAPITRE .I.**

# **Généralités**

## I.1. 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 la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

## I.2: Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8+sous-sol) implanté à **Akbou**, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation et commercial, elle est classée selon le **RPA99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 Art.3.2) en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité)

## I.3. Caractéristique de la structure:

### I.3.1. Caractéristiques géométriques:

- ✓ Largeur en plan..... 19.50m.
- ✓ Longueur en plan..... 27.40m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment..... 30.60m.
- ✓ Hauteur du sous-sol..... 03.06m.
- ✓ Hauteur du RDC..... 03.06m.
- ✓ Hauteur des étages courants..... 03.06m.

### I.3.2. Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\sigma = 1.7 \text{ bars}$ .
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=1 m**

### I.3.3 : Description structurale :

❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ **Les maçonneries** :

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

❖ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse et l'accrochage de matériel elle aide à rigidifier la structure.

❖ **Balcons** :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ **L'infrastructure** :

Sera réalisée en béton armé, elle doit constituer d'un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

### I.3.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassante une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

**I.4 : Règlements et normes utilisés** : Les règlements et les normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

### I.5. Etats limites : (BAEL91)

**I.5.1 : Définition** : C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifié. Au-delà de cet état, la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents. l'ELU et l'ELS.

#### a)Etat limite ultime ELU:

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a une ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

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

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité

soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, la déformation et la compression du béton .

### I.5.2 Les hypothèses de calcul :

#### I.5.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- Conservation des sections planes, avant et après déformation .
- 2- Il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton
- 3- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- Le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d' un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

#### I.5.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- 1- Les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
  - 2- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
  - 3-  $n = E_s/E_b = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  
n : coefficient d'équivalence acier-béton
  - 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers et l'aire du béton comprimé
- Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

### I.6. Actions et sollicitations :

#### I.6.1 les actions :

##### I.6.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

On distingue:

##### ➤ 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.

a. **Combinaison d'action à l'ELU :**

✓ **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 :**

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

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

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

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

**b. Combinaison d'action à l'E L S :**

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

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

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c. Combinaisons de calcul :**

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

- Situations durables :     ELU:  $1,35G + 1,5Q$   
  ELS :  $G + Q$
- Situations accidentelles :  $G + Q \mp E$   
   $0,8G \mp E$

**I.6.2. les sollicitations:**

On appelle sollicitation les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions soit permanentes(G), variables(Q),accidentelles((FA) .

**I.7. Caractéristique des matériaux :****I.7.1. Le béton :****I.7.1.1. Définition:**

Le béton est un mélange homogène du ciment, du sable, du granulat, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

**I.7.1.2. Résistance du béton :****a) Résistance mécanique en compression  $f_{cj}$  :**

Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée ( $16 \times 32 \text{ cm}^3$ ).

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  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.46 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

- pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ .

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

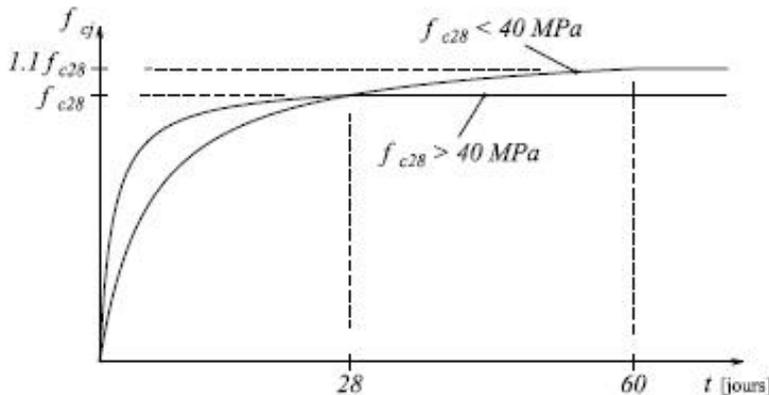


Figure. I.1: Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend :  $f_{c28} = 25$  MPa.

**b) Résistance à la traction  $f_{ij}$**  : la résistance mécanique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{ij}$ ,

est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{ij} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour :  $j=28$  jours et.  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_{i28} = 2,1$  MPa.

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :**

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

**I.7.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton:** on distingue les modules de young instantanés  $E_{ij}$  et différés  $E_{vj}$

le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantané de la durée inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égale.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij} = 3 \times E_{vj}$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance mécanique à la compression du béton:

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

#### I.7.1.4. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à  $\nu = 0.2$  pour un calcul de déformations à l'ELS

#### I.7.1.5. Module d'élasticité transversale :

Il est donné par :  $G = \frac{E}{2\nu + 1}$

$G = 0.4E$  pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$  pour le béton fissuré (ELU).

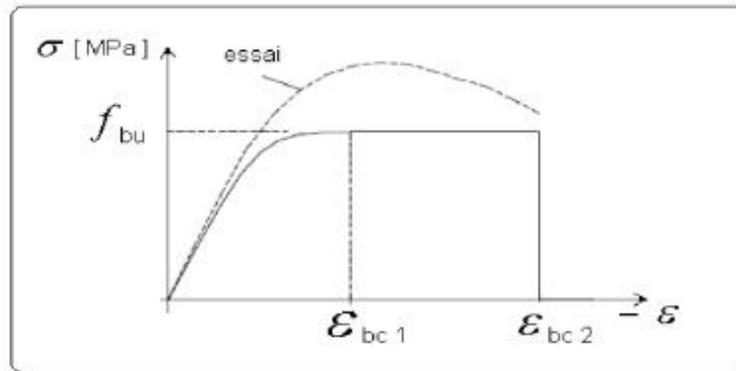
#### I.7.1.6. Modèle de calcul à l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0.2$ .

La résistance mécanique du béton tendu est négligée de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ( $E_b \approx 13333 \text{ MPa}$ ).

#### I.7.1.7. Modèle de calcul à l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contrainte déformation donné sur la Figure I-2 :



**Figure. I.2: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.**

Sur cette figure :

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- Le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles,
- $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges:  $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h,  $\theta = 0.9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h et  $\theta = 0.85$  sinon.

### I.7.2. L'acier :

Il résiste très bien à la compression et à la traction, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On utilise 2 types d'aciers :

- Acier à haute adhérence (HA) FeE400  $f_e = 400$  MPa
- Acier naturel rond lisse (RL) FeE235  $f_e = 235$  MPa

#### I.7.2.1. contraintes limites :

**ELU :**

- Fissurations peu nuisibles « FPN »

$$\overline{\sigma_s} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ en SDT}$$

$$\overline{\sigma_s} = 347.83 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1$  en SA

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

**ELS :**

- Fissurations préjudiciables « FP »

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$$\text{Avec } \eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers RL} \\ 1.6 & \text{pour les aciers HA} \end{cases}$$

### I.7.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$  Pour l'acier naturel :

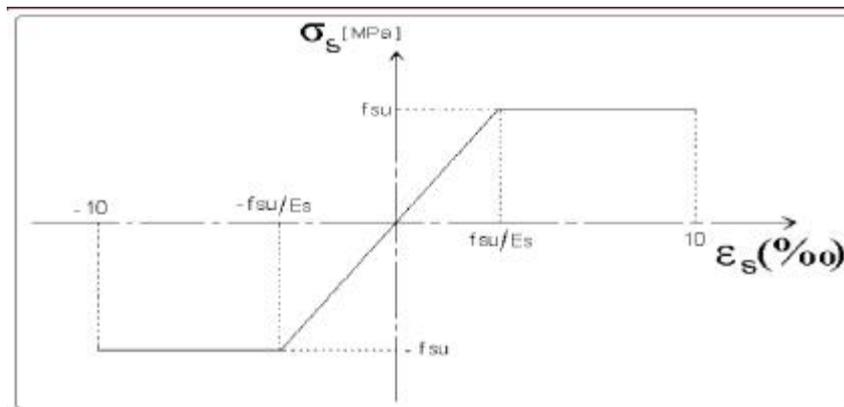


Figure.I.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

### I.8. Hypothèses de calcul :

#### a) ELU :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton .
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :  
 $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$  en flexion simple et  $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$ .
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

**b) ELS :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé

**CONCLUSION**

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.



**CHAPITRE .II.**

# **Prédimensionnement des éléments**

## II.1 Introduction

L'objectif du Pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le Pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le *RPA 99 révisé 2003*, le *BAEL 91* et le *CBA 93*.

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués

## II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

### II.2.1. Les planchers :

➤ **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

▪ Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons

#### a) Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{360-30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14.66\text{cm}$$

En prend  $h_t = 20\text{cm}$

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

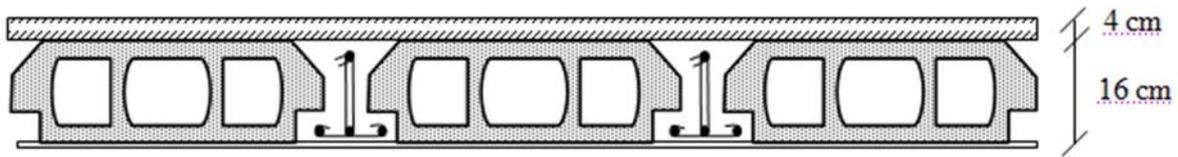


Figure. II.1. Plancher à corps creux.

**II.2.2. Les poutrelles :**

➤ **Définition :** Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.2).

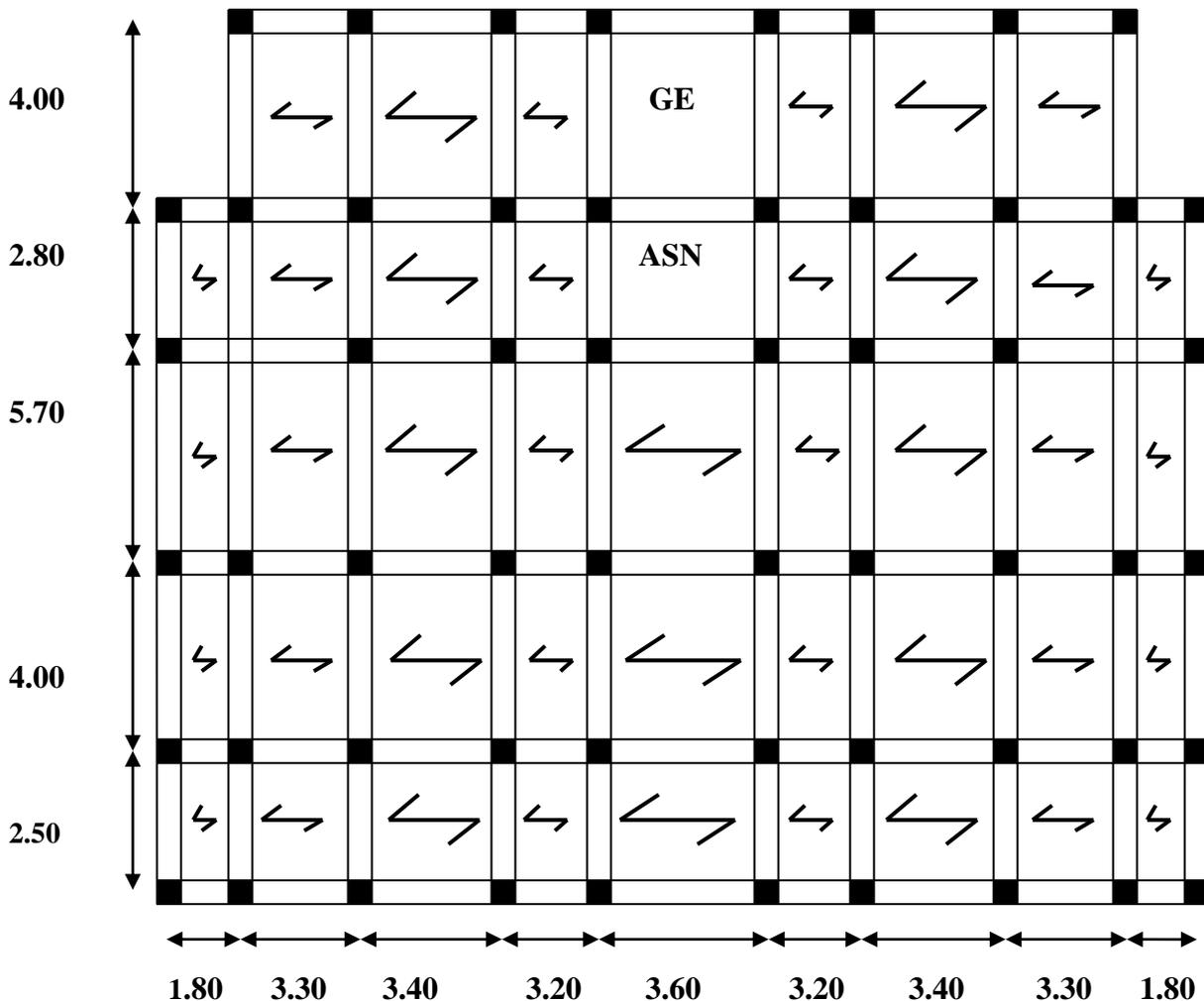


Figure. II.2. Schéma de la disposition des poutrelles.

❖ **Dimensionnement des poutrelles :**

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

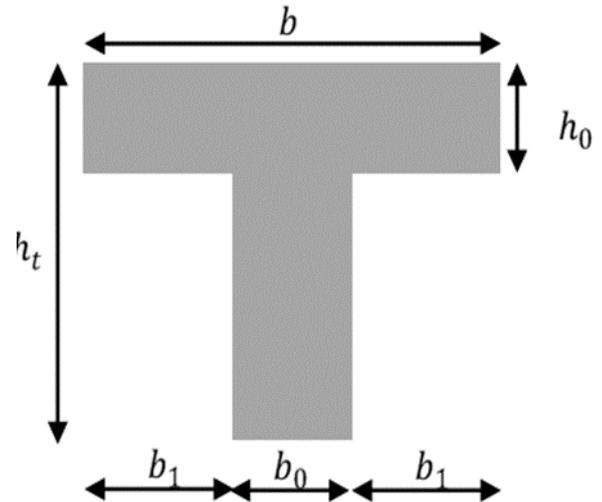
$b$  : Largeur de la table de compression.

$L_{\max}$  : Distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 53 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

En prend :  $b_0 = 10 \text{ cm}$  :



**Figure. II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.**

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 250 - 30 = 220 \text{ cm}$ )

$$b_1 \leq \left(\frac{55}{2}, \frac{220}{10}\right) = (27.5 \text{ cm}, 22 \text{ cm}).$$

On adopte :  $b_1 = 15 \text{ cm}$ .

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

$$b = 2 \times 22 + 10 = 54 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 54 \text{ cm}$ .

### II.2.3. Plancher à Dalles pleines :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

- **Critère de au feu :**

$$e \geq 07 \text{ cm} \Rightarrow 1 \text{ heure de coupe-feu}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \Rightarrow 2 \text{ heure de coupe-feu}$$

$$e \geq 14 \text{ cm} \Rightarrow 4 \text{ heure de coupe-feu}$$

- **Critère de Résistance :**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

## Chapitre II Pré dimensionnement des éléments résistants

$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_y}{30}$  Dalle reposant sur quatre appuis avec  $\rho \leq 0.4$ .

$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_y}{40}$  Pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec  $\rho > 0.4$ .

Notre projet comporte 4 types de dalle pleine :

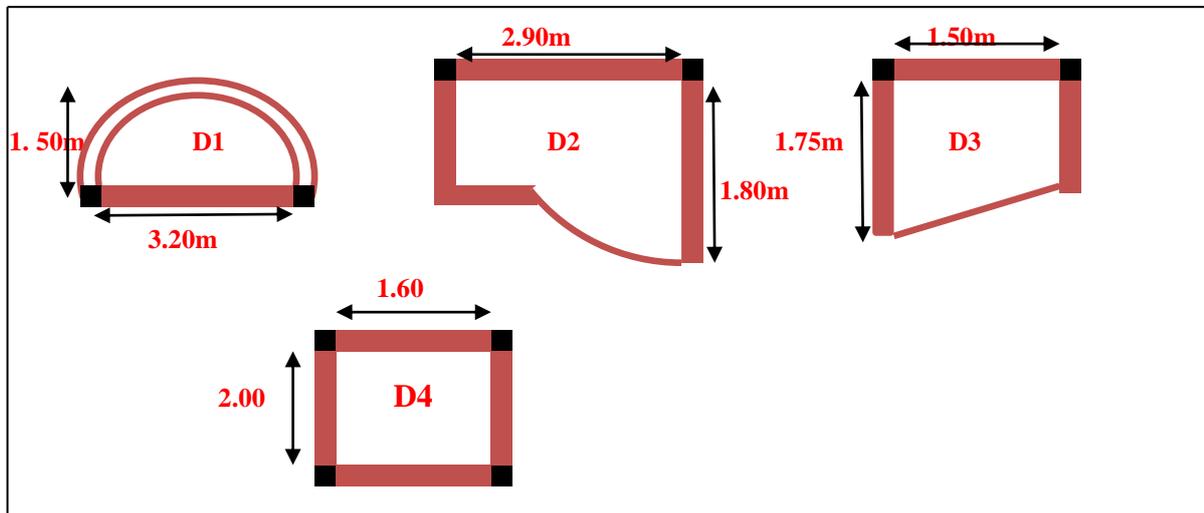


Figure. II.4. Dalles pleines.

**D1** :  $L_x = 150\text{ cm}$  ;  $L_y = 320\text{ cm}$

Dalle sur un appui

$$\rho = \frac{150}{320} = 0.47 ; \rho > 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} = 7.5\text{ cm}$$

**D2** :  $L_x = 180\text{ cm}$  ;  $L_y = 290\text{ cm}$

Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{180}{290} = 0.62 ; \rho > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$4 \leq e \leq 4.5$$

$$e = 4.25\text{ cm}$$

**D3** :  $L_x = 150\text{ cm}$  ;  $L_y = 175\text{ cm}$

Dalle sur trois appuis

$$\rho = \frac{150}{175} = 0.85 ; \rho > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$3.30 \leq e \leq 3.75$$

$$e = 3.5 \text{ cm}$$

D4 :

$$L_x = 160 \text{ cm} ; L_y = 200 \text{ cm}$$

Dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{160}{200} = 0.8 ; \rho > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$3.56 \leq e \leq 4$$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le

Pré- dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu  $e \geq 11 \text{ cm}$ .

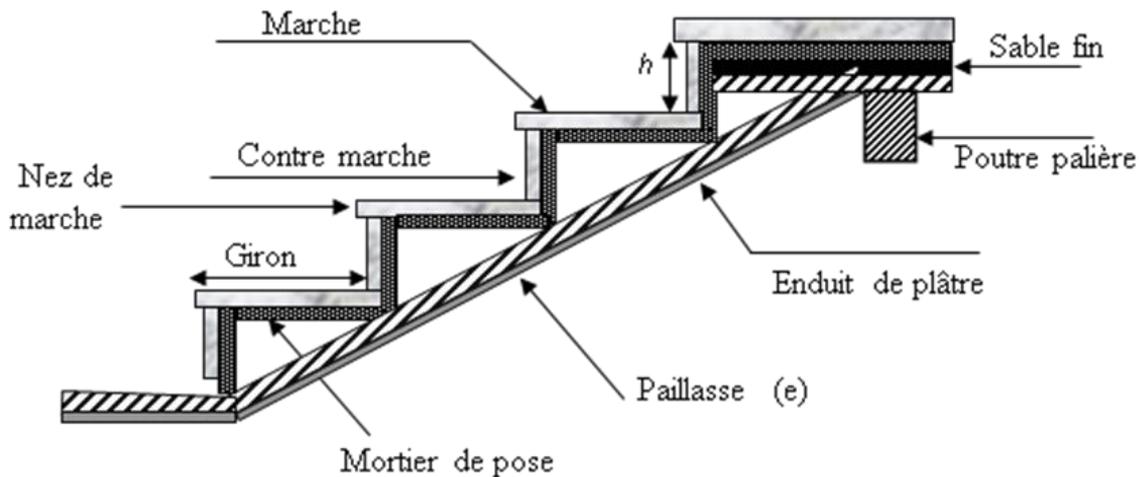
D'où on adopte pour une épaisseur :

$e = 15 \text{ cm}$ , pour les dalles pleine.

#### II.2.4. L'escalier :

L'escalier est un élément qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment.

Les différents éléments constituant un escalier sont :



**Figure: II.5 Schema d'un escalier.**

Dans notre projet on a deux types d'escaliers en béton.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche (g et h) on utilise la relation de **BLONDEL** :  $59 \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

$$\text{Or } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

n : nombre de contre marche.

n- 1: nombre de marche.

H: hauteur du volée .

$L_0$ : longueur totale d'escalier.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

**Type 1 : escalier à deux volées RDC est les étages courants :**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 240 \text{ cm}$  ;  $H = 153 \text{ cm}$ .

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n -1 = 8.**

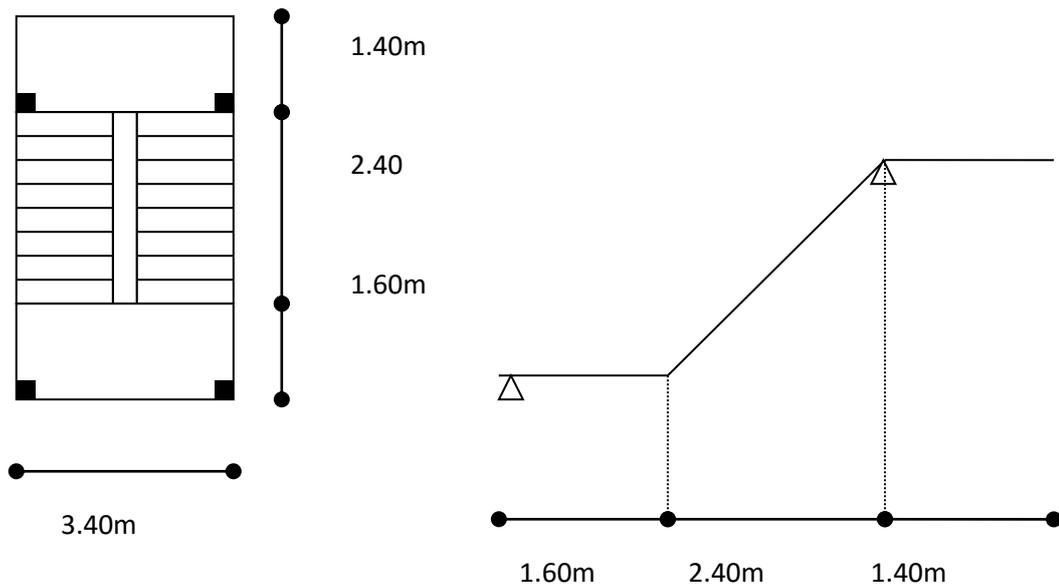


Figure: II.6. Escalier à deux volées .

- Calcul du giron( $g$ ) et la hauteur d'une contre marche ( $h$ ):

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est :  $g = 30cm$ .

La hauteur d'une contremarche est  $h = 17cm$ .

- Epaisseur de la paillasse :

$$\begin{cases} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{240}{20} \Rightarrow e \geq 12cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend :  $e = 14cm$ .

Tableau.II.1. dimensions des volées de l'escalier a 2 volées .

L(cm)	H(cm)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha$ (°)	L0(cm)	e (cm)
240	153	9	17	30	32,52	240	14

Type 2 : escalier à une volée de sous-sol vers le RDC.

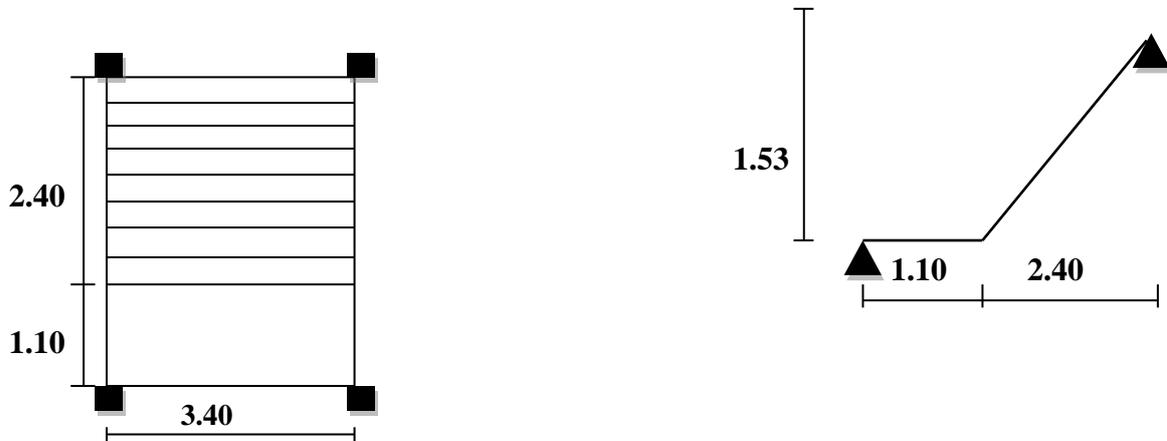


Figure: II.7. Escalier droit à une seul volée.

$H=153 \text{ cm} ; h=17 \text{ cm}$

$$n=153/17=9$$

Nombre total contre marche est : 9 ;

Nombre total des marches est : 8;

$L=240\text{cm}$

$g= L/ (n-1) \rightarrow g= 30\text{cm}$

La vérification de la formule de BLAONDEL :

$$59 \leq 30 + 2 * 17 \leq 64 \text{cm}$$

$$59 \text{cm} \leq 64 \leq 64 \text{cm}$$

L'angle de raccordement :

$$\alpha = \text{tg}^{-1} (H / L) \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse

Elle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20.$$

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier du départ ;

$L'_p$  : longueur du palier d'arrivée ;

$$L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p + L'_p$$

$$L_0 = \sqrt{153^2 + 240^2} + 110 = 395 \text{cm}$$

$$395 / 30 \leq e \leq 395 / 20$$

$$13.17 \text{cm} \leq e \leq 19.75 \text{cm}$$

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

**Tableau. II.2. dimensions d'escalier a une volée.**

L(cm)	H(cm)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha$ (°)	L0(cm)	e (cm)
240	153	9	17	30	32,52	395	16

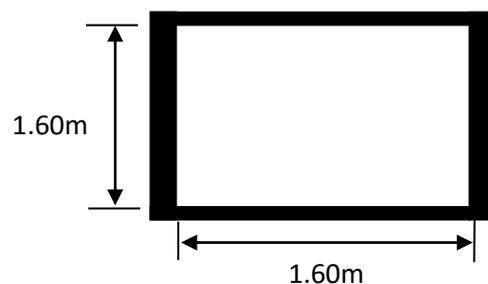
### I.2.5. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

#### Caractéristiques de l'ascenseur :

- L : longueur de l'ascenseur  $L=160$
- l: largeur de l'ascenseur  $l=160$  cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur
- W : Puissance de l'ascenseur= $6,8$  KW.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette= $145$  KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur= $15$



**Figure: II.8. Cage d'ascenseur.**

### II.2.6. L'Acrotère.

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse

Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

**Type 01** (terrasse inaccessible) :

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.10 \times 0.05) + 0.005/2$$

$$S = 0.0675\text{m}^2$$

- **Charge Permanente**

- **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0.0675$$

$$G = 1.6875\text{KN/m}$$

- **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 0.4 + 1.6875 = 2.0875\text{KN/ml}$$

- **La Surcharge d'exploitation**

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

**Type 02** (terrasse accessible) :

$$S = 0.9 \times 0.1 + (0.10 \times 0.05) + 0.005/2$$

$$S = 0.0975\text{m}^2$$

- **Charge Permanente**

- **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 2.4375\text{KN/ml}$$

- **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 0.4 + 2.4375 = 2.8375\text{KN/ml}$$

**La Surcharge d'exploitation :**

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

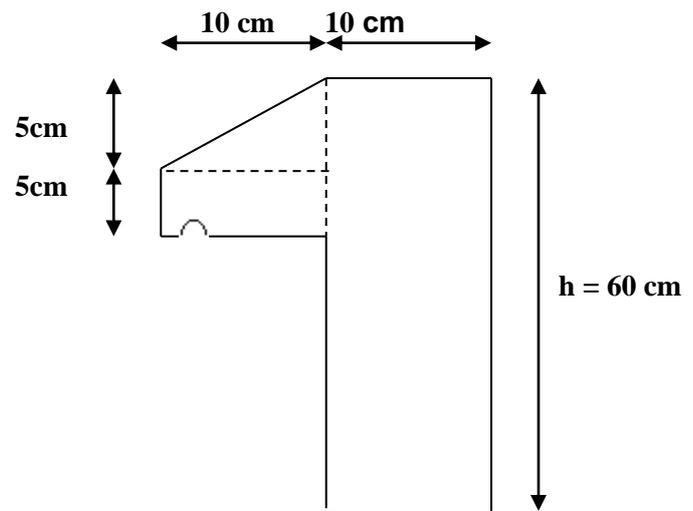


Figure II.9. Dimension de l'acrotère (type1).

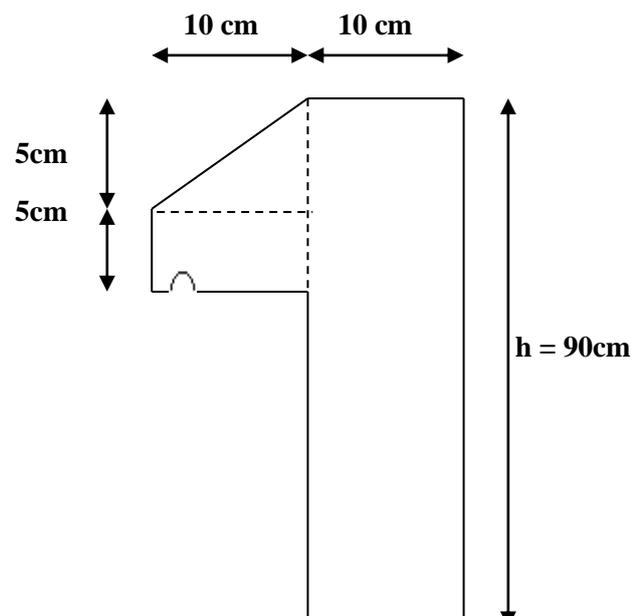


Figure II.10. Dimension de l'acrotère (type2).

### II.3. Pré- dimensionnement des éléments principaux :

#### II.3.1. Les poutres :

**1. Les Poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

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

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

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis  
 $L_{\max} = 570 - 50 = 520 \text{ cm}$       soit :  $34.67 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$ .

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \quad \text{Vérfiée.}$$

**2. Les poutres secondaires :** Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

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

$L_{\max}$ : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$$

On prend       $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \quad \text{Vérfiée.}$$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Poutres principales:  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

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

### II.3.2. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$ .....(1).
- $e > h_e / 20$ .....(2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$ .....(3).

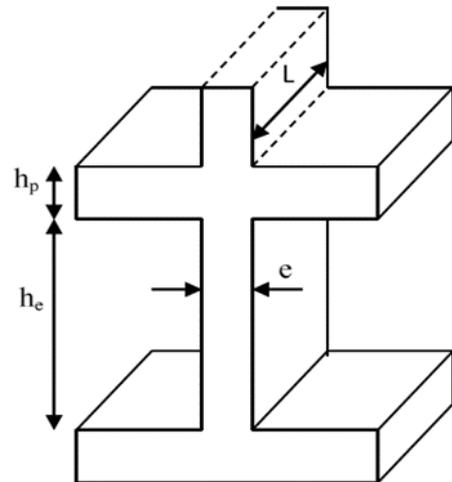
$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.



**Figure. II.11. Coupe verticale d'un voile.**

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  $e = 15 \text{ cm}$

### II.3.3. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires ou circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/2003 (Article 7.4.1) suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ .
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$ .
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$ .

On fixe les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du RPA99 Version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposés :

○ Sous-Sol et RDC	poteaux $(55.50) \text{ cm}^2$
○ 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	poteaux $(50.45) \text{ cm}^2$
○ 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	poteaux $(45.40) \text{ cm}^2$
○ 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	poteaux $(40.35) \text{ cm}^2$
○ 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	poteaux $(35.30) \text{ cm}^2$

### II.4. Evaluation des charges et surcharges :

Les charges permanentes ( $G$ ) se calculent d'après le volume des matériaux et leurs densités La plus grande dans les conditions d'emplois.

Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR charge et surcharge

#### II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers a corps creux :

##### II.4.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

Le plancher terrasse inaccessible est constitué de corps creux, dalle de compression et Protégé par un procédé d'étanchéité et isolation thermique.

**Tableau. II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.**

Designation	Poids volumique ( $KN m^3$ )	Epaisseur(m)	Poids ( $KN/m2$ )
Gravillon de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,10	2,2
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux	–	0,20	2,85
Enduit de ciment	20	0,02	0,40
		Total	6,53

Poids propre :  $Gt=6.53KN/m2$

##### II.4.1.2. Plancher terrasse accessible :

Le plancher terrasse accessible est constitué de corps creux, dalle de compression et d'un Revêtement en carrelage.

**Tableau. II.4. Charges permanentes du plancher terrasse accessible.**

Designation	poids volumique ( $KN m^3$ )	Epaisseur(m)	Poids ( $KN/m2$ )
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40

## Chapitre II Pré dimensionnement des éléments résistants

Mortier de pose	20	0,02	0,40
Forme de pente	22	0,1	2,2
Plancher à corps creux	14,25	0,20	2,85
Etanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
		Total	6,33

Poids propre :  $G_t = 6.33 \text{ KN/m}^2$

### II.4.1.3. Plancher étage courant RDC :

**Tableau. II.5. Charge permanentes du plancher étage courant.**

Designation	Poids volumique ( $\text{KN m}^3$ )	Epaisseur(m)	Poids ( $\text{KN/m}^2$ )
Cloison de séparation	10	0,1	1
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux	–	0,20	2,85
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20

Poids propre :  $G_t = 5.21 \text{ KN/m}^2$

### II.4. 2. Evaluation des charges et surcharges sur plancher à dalle pleine :

**Tableau. II.6. Évaluation des charges des dalles pleines.**

Designation	Poids volumique ( $\text{KN m}^3$ )	Epaisseur(m)	Poids ( $\text{KN/m}^2$ )
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75

## Chapitre II      Pré dimensionnement des éléments résistants

Enduit en ciment	20	0,02	0,40
		Total	5,31

Poids propre :  $G_t = 5.31 \text{ KN/m}^2$

**Tableau. II.7. Évaluation des charges des cloisons extérieures.**

Designation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Brique creuse	8,66	0,15	1,30
Ame d'air	0	0,05	00
Brique creuse	9	0,10	0,90
Enduit de ciment	20	0,02	0,4
		Total	2,80

Poids propre :  $G_t = 2.80 \text{ KN/m}^2$

### ❖ Le Palier .

**Tableau. II.8. Evaluation des charges des charges du palier.**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ m <sup>2</sup> )
Revêtement	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,16	25	4
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
		Total	5,36

Poids propre :  $G_t = 5.36 \text{ KN/m}^2$

### ❖ La Volée.

**Tableau. II.9. Evaluation des charges des charges de la volée.**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ $m^3$ )	Poids (KN / $m^2$ )
Revêtement horizontale	0,02	20	0,4
Revêtement verticale	0,02×17/30	20	0,23
Mortier de pose horizontale	0,02	20	0,4
Mortier de pose verticale	0,02×17/30	20	0,23
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	22	1,87
Paillasse	0,16/cos32, 52	25	4,74
Enduit de plâtre	0,02/cos32, 52	10	0,24
<b>Total</b>			<b>8,46</b>

Poids propre :  $G_t = 8.46 \text{ KN/m}^2$

#### **b) charges d'exploitations :**

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est  $Q=1 \text{ (KN/} m^2 \text{)}$

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible et d'étage courant est  $Q=1.5 \text{ (KN/} m^2 \text{)}$

La charge d'exploitation à prendre pour Sous-sol est  $Q=5 \text{ (KN/} m^2 \text{)}$

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est  $Q=3.5 \text{ (KN/} m^2 \text{)}$

La charge d'exploitation des escaliers est  $Q=2.5 \text{ (KN/} m^2 \text{)}$

#### **II.5. Descente de charges**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

## Loi de dégression

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

$Q$  à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : .....  $Q_0$ .
- Sous le 8<sup>ème</sup> étage : .....  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous le 7<sup>ème</sup> étage : .....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le 6<sup>ème</sup> étage : .....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Sous le 5<sup>ème</sup> étage : .....  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Sous le 4<sup>ème</sup> étage : .....  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ .
- Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

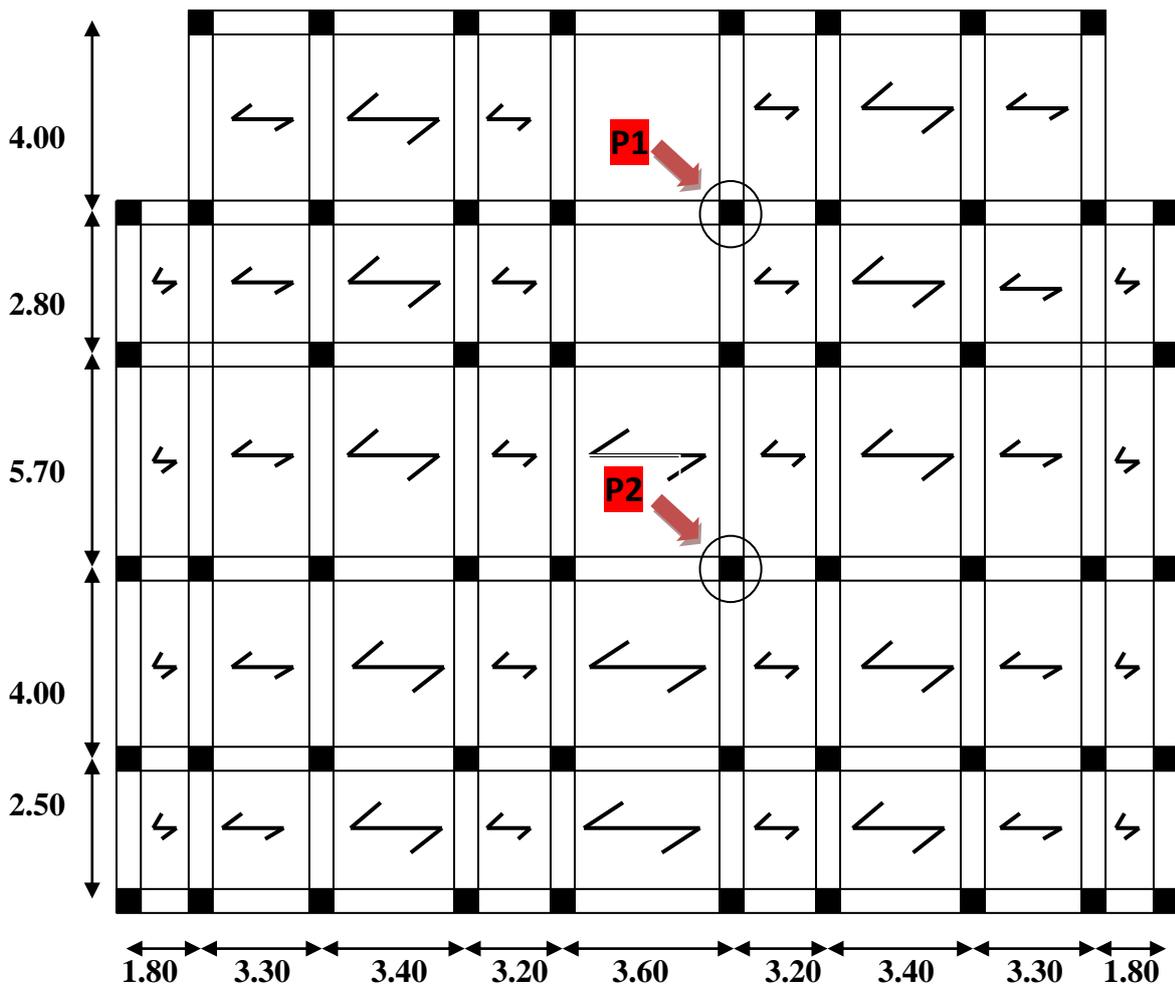


Figure. II.12. Vue en plan d'identification de poteau de la descente de charge.

Tableau.II.10.Poids propre des poteaux .

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Poids propre des poteaux (KN)
Sous-sol, RDC	55*50	$(0,55*0,50*3,06)*25=21,04$
1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	50*45	$(0,5*0,45*3,06)*25=17,21$
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	45*40	$(0,45*0,4*3,06)*25=13,77$
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	40*35	$(0,4*0,35*3,06)*25=10,71$
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	35*30	$(0,35*0,30*3,06)*25=8,03$

➤ Poteau P1 :

- La surface totale :

$$S = 11,56 m^2$$

$$S = 3,40 * 3,40 = 11,56 m^2$$

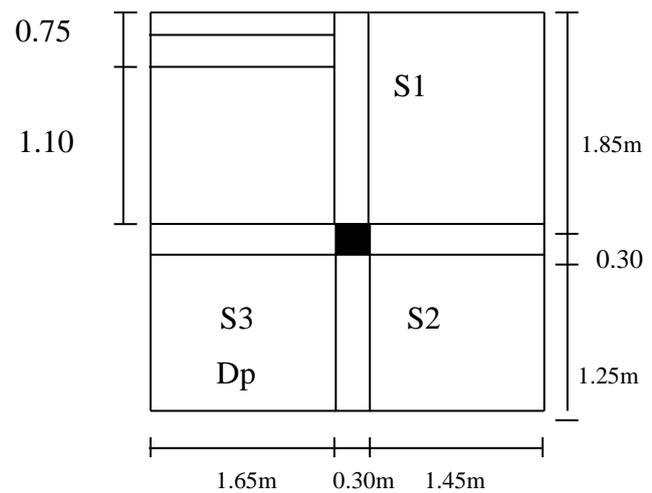


Figure. II .13. Surface qui revient au poteau P1.

La surface afférente RDC → Etage 8.

$$S = (1,45 * 1,85) + (1,45 * 1,25) = 4,495 m^2$$

$$SE = (1,65 * 0,75) = 1,24 m^2$$

$$Sp = (1,65 * 1,10) = 1,815 m^2$$

$$SDP = (1,60 * 1,25) = 2 m^2$$

Poids propre des poutres :

- Poutres principales

## Chapitre II      Pré dimensionnement des éléments résistants

$$P_{pp} = 25 * 0,45 * 0,3 * 3,1 = 10,46 \text{ m}^2$$

- Poutres secondaires :

$$P_{ps} = 25 * 0,3 * 0,4 * 3,1 = 9,3 \text{ m}^2$$

$$P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 19,76 \text{ m}^2$$

Le calcul du poids des poteaux est donné dans le tableau suivant :

### Les charges et sur charges :

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 6,53 * 7,547 = 49,28 \text{ KN} \\ Q = 1 * 4,496 = 4,49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC au étage 8 : } \begin{cases} G = 5,21 * 4,496 = 23,42 \text{ KN} \\ Q = 1,5 * 4,496 = 6,74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Volée du RDC au étage 8 : } \begin{cases} G = 8,47 * 1,24 = 10,50 \text{ KN} \\ Q = 2,5 * 1,24 = 3,10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Palier du RDC au étage 8 : } \begin{cases} G = 5,36 * 1,815 = 9,73 \text{ KN} \\ Q = 2,5 * 1,815 = 4,54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine du RDC au étage 8 : } \begin{cases} G = 5,27 * 2 = 10,54 \text{ KN} \\ Q = 2,5 * 2 = 5 \text{ KN} \end{cases}$$

**Tableau.II.11. les charges revenant au poteau P1.**

Niveau	Désignation	G [KN]	G cumulée [KN]	Q [KN]	Q cumulée [ KN]	$Nu=1.35Gc+1.5Qc$	$Nu^* = 1.1 Nu$
N8	Plancher terrasse inaccessible	49,28	87,94	5	5	126,46	139,10
	Poutres	19,76					
	Poteaux	8,03					
	Dalle pleine	10,54					
N7	Venant de N8	87,94	170,25	6,74	11,74	247,69	272,46
	Plancher étage courant	23,42					
	Poutres	19,76					
	Poteaux	8,03					
	Escalier (V+P)	20,23					
	Dalle pleine	10,54					
N6	Venant de N7	170,25	255,24	6,74	17,966	371,52	408,67
	Plancher étage courant	23,42					
	Poutres	19,76					
	Poteaux	10,71					
	Escalier (V+P)	20,23					
	Dalle pleine	10,54					
N5	Venant de N6	255,24	340,23	6,74	23,358	494,34	542,78
	Plancher étage courant	23,42					
	Poutres	19,76					
	Poteaux	10,71					
	Escalier (V+P)	20,23					
	Dalle pleine	10,54					
N4	Venant de N5	340,23	428,28	6,74	28,076	620,29	682,32
	Plancher étage courant	23,42					
	Poutres	19,76					
	Poteaux	13,77					
	Escalier (V+P)	20,23					
	Dalle pleine	10,54					

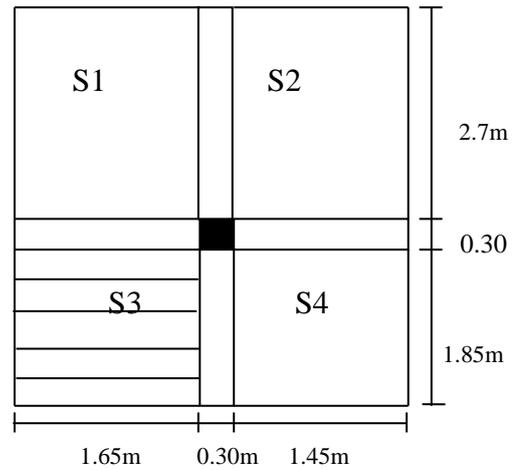
N3	Venant de N4	428,28	516,33	6,74	32,12	745,22	819,75
	Plancher étage courant	23,42					
	Poutres	19,76					
	Poteaux	13,77					
	Escalier (V+P)	20,23					
	Dalle pleine	10,54					
N2	Venant de N3	516,33	607,82	6,74	35,49	873,79	961,17
	Plancher étage courant	23,42					
	Poutres	19,76					
	Poteaux	17,21					
	Escalier (V+P)	20,23					
	Dalle pleine	10,54					
N1	Venant de N2	607,82	699,31	6,74	38,186	1001,35	1101,48
	Plancher étage courant	23,42					
	Poutres	19,76					
	Poteaux	17,21					
	Escalier (V+P)	20,23					
	Dalle pleine	10,54					
RDC	Venant de N1	699,31	794,63	6,74	42,23	1136,09	1249,70
	Plancher RDC	23,42					
	Poutres	19,76					
	Poteaux	21,04					
	Escalier (V+P)	20,23					
	Dalle pleine	10,54					
Sous-Sol	Venant de RDC	794,63	835,43	35,7	64,91	1225,19	1347,71
	Poutres	19,76					
	Poteaux	21,04					

➤ Poteau P2 :

- La surface totale :

$$S = 16,49 \text{ m}^2$$

$$S = 4,85 * 3,40 = 16,49 \text{ m}^2$$



**Figure. II .14. Surface qui revient au poteau P2.**

La surface afférente RDC :

$$S = S1 + S4 = (1,65 * 2,7) + (1,85 * 1,45) = 7,14 \text{ m}^2$$

$$SE = (1,65 * 1,85) = 3,05 \text{ m}^2$$

La surface afférente Etage 1 → Etage 8.

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 14,105 \text{ m}^2$$

Poids propre des poutres :

- Poutres principales

$$P_{pp} = 25 * 0,45 * 0,3 * 4,55 = 15,36 \text{ m}^2$$

- Poutres secondaires :

$$P_{ps} = 25 * 0,3 * 0,4 * 3,1 = 9,3 \text{ m}^2$$

$$P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 24,66 \text{ m}^2$$

Le calcul du poids des poteaux est donné dans le tableau suivant :

**Les charges et sur charges :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 6,53 * 14,105 = 92,10 \text{ KN} \\ Q = 1 * 14,105 = 14,105 \text{ KN} \end{cases}$$

## Chapitre II Pré dimensionnement des éléments résistants

Plancher étage du 1 au 8 :

$$\begin{cases} G=5.21*14,105=73,49 \text{ KN} \\ Q=1,5*14,105 =21,157 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher RDC :

$$\begin{cases} G=5,21*7,14=37,20 \text{ KN} \\ Q=5*2,68+1,5*4,46=20,09 \text{ KN} \end{cases}$$

Escalier du sous-sol au RDC :

$$\begin{cases} G=8,47*3.05=25,83 \text{ KN} \\ Q=2,5*3.05=7,625 \text{ KN} \end{cases}$$

**Tableau.II.12. les charges revenant au poteau P2.**

Niveau	Désignation	G [KN]	G cumulée [KN]	Q [KN]	Q cumulée [ KN]	Nu=1.35Gc+1.5Qc	Nu* = 1.1 Nu
N8	Plancher terrasse inaccessible	92,10	124,79	14,105	14,105	189,62	208,58
	Poutres	24,66					
	Poteaux	8,03					
N7	Venant de N8	124,79	230,97	21,157	35,262	364,70	401,17
	Plancher étage courant	73,49					
	Poutres	24,66					
	Poteaux	8,03					
N6	Venant de N7	230,97	339,83	21,157	54,30	540,22	594,24
	Plancher étage courant	73,49					
	Poutres	24,66					
	Poteaux	10,71					
N5	Venant de N6	339,83	448,69	21,157	71,23	712,57	783,83
	Plancher étage courant	73,49					
	Poutres	24,66					
	Poteaux	10,71					

N4	Venant de N5	448,69	560,61	21,157	86,04	885,88	974,47
	Plancher étage courant	73,49					
	Poutres	24,66					
	Poteaux	13,77					
N3	Venant de N4	560,61	672,53	21,157	98,73	1056,01	1161,61
	Plancher étage courant	73,49					
	Poutres	24,66					
	Poteaux	13,77					
N2	Venant de N3	672,53	787,89	21,157	109,31	1227,62	1350,38
	Plancher étage courant	73,49					
	Poutres	24,66					
	Poteaux	17,21					
N1	Venant de N2	787,89	903,25	21,157	117,77	1396,04	1535,65
	Plancher étage courant	73,49					
	Poutres	24,66					
	Poteaux	17,21					
RDC	Venant de N1	903,25	1011,98	20,09	129,73	1560,77	1716,84
	Plancher RDC	37,20					
	Poutres	24,66					
	Poteaux	21,04					
	Escalier	25,83					
Sous-Sol	Venant de RDC	1011,98	1083,51	35,7	150,03	1687,78	1856,56
	Poutres	24,66					
	Poteaux	21,04					
	Escalier	25,83					

En conclu pour le poteau P2:

$G_{totale}=1083,51$  KN,  $Q_{totale}=150,03$  KN,  $N_u = 1687,78$ KN

D'où :

D'après le CBA93 (Article B.8.11) l'effort normale du poteau P1 doit être majoré de 10%

On aura donc :  $N_u^* = 1856,56$  KN

### Vérification

#### ▪ Compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1856,56 \times 10^{-3}}{14.2} = 0,131 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0,1321 \quad \text{On a } B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2$$

$B = 0.275 \geq 0,132 \text{ m}^2$  . Condition vérifiée

**Tableau II.13. Résultat de vérification à la compression pour le poteau P2.**

<b>Niveaux</b>	<b>Sous-sol et RDC</b>	<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage</b>
$N_u^*$ (KN)	<b>1856,56</b>	<b>1535,65</b>	<b>1161,61</b>	<b>783,83</b>	<b>401,17</b>
$\sigma_{bc}$ (MPa)	<b>14,2</b>	<b>14,2</b>	<b>14,2</b>	<b>14,2</b>	<b>14,2</b>
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	<b>0,275</b>	<b>0,225</b>	<b>0,18</b>	<b>0,14</b>	<b>0,105</b>
$B_{cal}$ (m <sup>2</sup> )	<b>0,131</b>	<b>0,108</b>	<b>0,081</b>	<b>0,055</b>	<b>0,028</b>

### Vérification au flambement :

D'après le CBA 93 (Article B.8.2.1), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

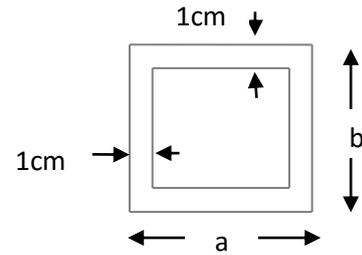
$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

## Chapitre II Pré dimensionnement des éléments résistants

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement tel que

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$



**Figure. II.15. Section brute (Br).**

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1,5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f = 0,7 \times l_0$  : la longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$   $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$A_s \geq 0,8\% \times Br.$  On prend  $A_s = 1\% \times Br.$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \text{ RPA99 (7.4.2.1)}$$

$Br = (a-2) \times (b-2).$  Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement

**Tableau. II.14. Vérification au flambement.**

<b>Poteaux</b>	<b>Sous-sol et RDC</b>	<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage</b>	<b>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage</b>	<b>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage</b>
$N_u^*$ (KN)	<b>1856,56</b>	<b>1535,65</b>	<b>1161,61</b>	<b>783,83</b>	<b>401,17</b>
B ( $m^2$ )	<b>0,275</b>	<b>0,225</b>	<b>0,18</b>	<b>0,14</b>	<b>0,105</b>
$l_0$ (m)	<b>2,61</b>	<b>2,61</b>	<b>2,61</b>	<b>2,61</b>	<b>2,61</b>
$l_f$ (m)	<b>1,827</b>	<b>1,827</b>	<b>1,827</b>	<b>1,827</b>	<b>1,827</b>
$I \times 10^{-3}$	<b>5,208</b>	<b>4,687</b>	<b>3,417</b>	<b>3,037</b>	<b>2,133</b>
$i(10^3)$	<b>0,144</b>	<b>0,144</b>	<b>0,129</b>	<b>0,129</b>	<b>0,115</b>
$\lambda$	<b>12,687</b>	<b>12,687</b>	<b>14,163</b>	<b>14,163</b>	<b>15,887</b>
$\alpha$	<b>0,835</b>	<b>0,835</b>	<b>0,831</b>	<b>0,831</b>	<b>0,827</b>
$B_{radp}(m^2)$	<b>0,281</b>	<b>0,230</b>	<b>0,185</b>	<b>0,144</b>	<b>0,109</b>
$B_{rcal}(m^2)$	<b>0,103</b>	<b>0,085</b>	<b>0,065</b>	<b>0,044</b>	<b>0,023</b>

### II.6. 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 :

- Poutres principales :  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$  .
- Poutres secondaires :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$  .
- Poteaux du sous-sol et RDC :  $(55 \times 50) \text{ cm}^2$  .
- Poteaux de l'étage 1 et 2:  $(50 \times 45) \text{ cm}^2$  .
- Poteaux de l'étage 3 et 4 :  $(45 \times 40) \text{ cm}^2$  .
- Poteaux de l'étage 5 et 6 :  $(40 \times 35) \text{ cm}^2$  .
- Poteaux de l'étage 7 et 8 :  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$  .



**CHAPITRE .III.**

# **Etude des éléments secondaires**

### III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). 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 d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

#### III.1. Calcul des planchers :

##### III.1.1. Introduction :

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

##### III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres sur plusieurs appuis, à la flexion simple.

##### III.1.2.1. Poutrelles des planchers à corps creux (16+4) :

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

- La plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus grand nombres d'appuis disponibles.

##### III.1.2.2. Méthode de calcul :

Les méthodes appropriées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

##### a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

##### 1. Condition d'application (B.6.210) :

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées : – plancher est à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).

- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

## 2. Application de la méthode :

### • Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

a.  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b.  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$  dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓  $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓  $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

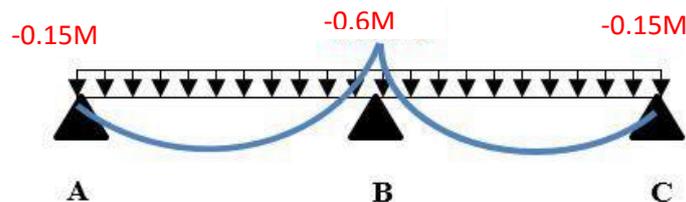


Figure.III.1.Diagramme des moments des appuis pour une poutre a 2 travées.

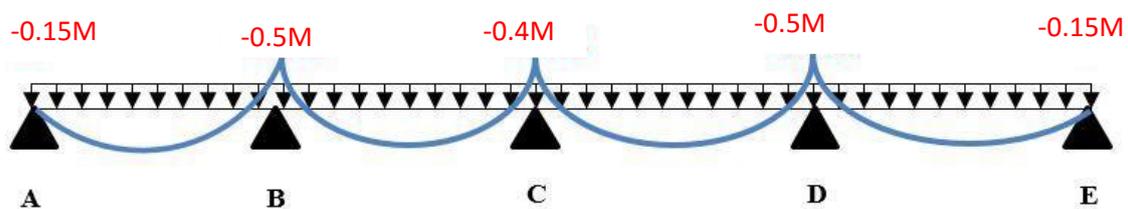


Figure. III.2.Diagramme des moments des appuis pour une poutre a plus de 2 travées.

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$ . Tel que  $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

Tranchant isostatique  $V_0$  de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

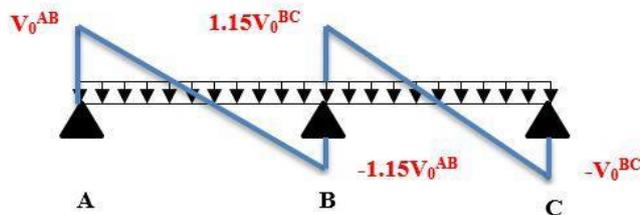


Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

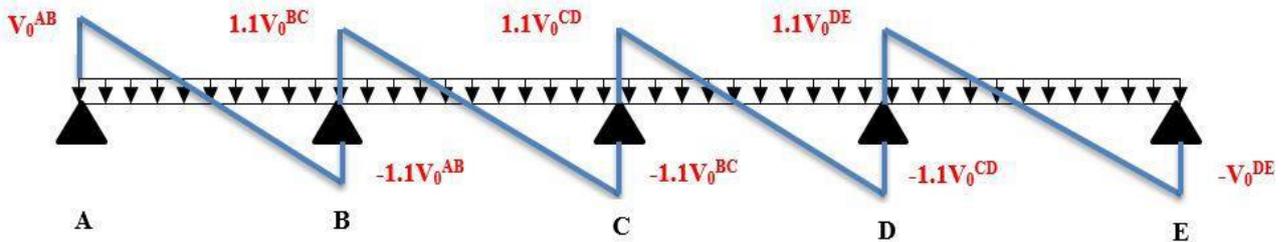


Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

**b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$ ).

Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression ( $b$ ) qui dépend de ( $L_y$ ) de chaque travée.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

- **Calcul des moments :**

- a). **Moment en travée :**

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

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

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}.$$

- b). **En appuis :**

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

Tel que :

✓  $L'_g$  et  $L'_d$  : longueurs fictives.

✓  $q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- **L'effort tranchant :**

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

**NB :** Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

Disposition des poutrelles

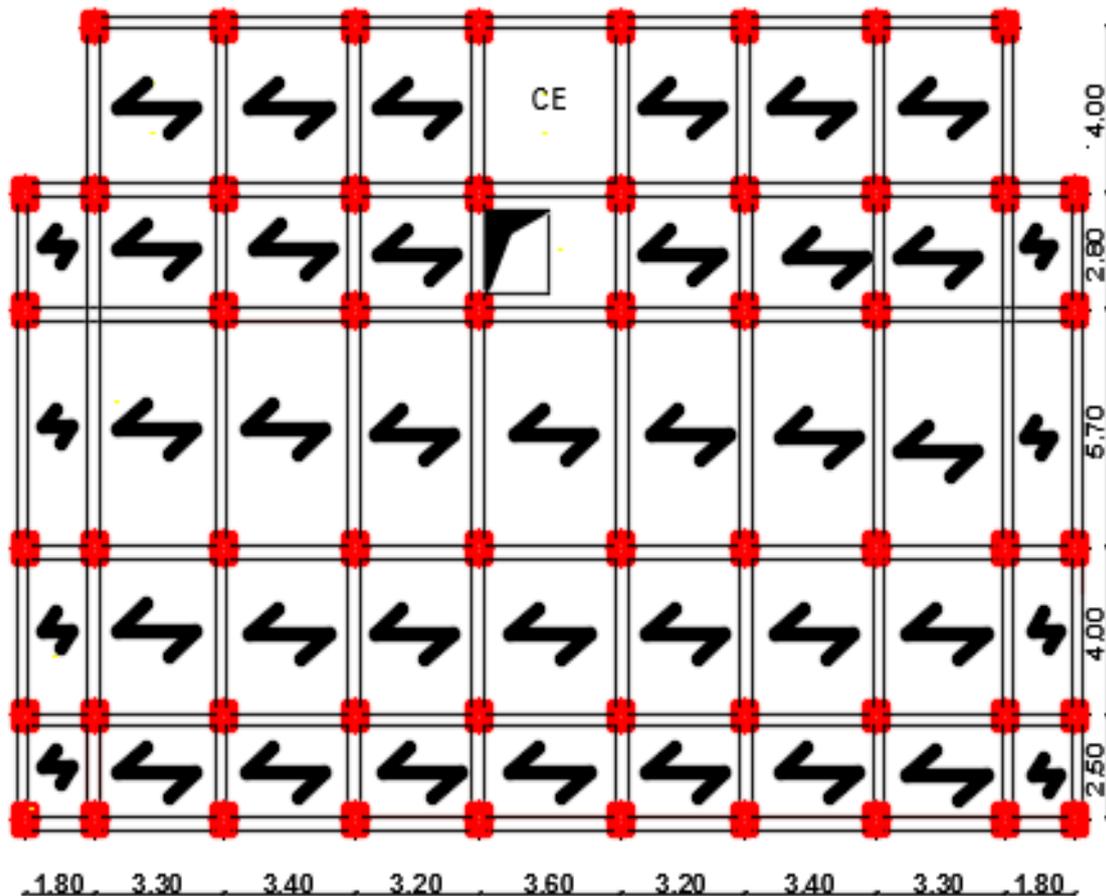
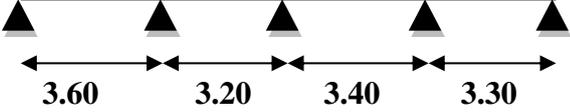
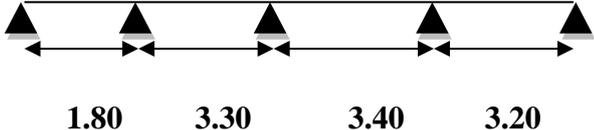
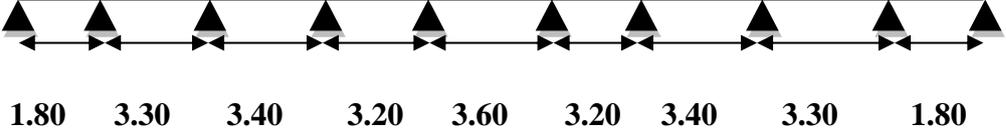
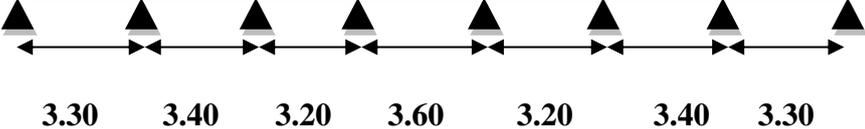
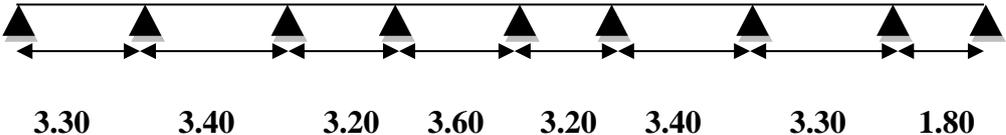


Figure III.5. Schéma de disposition des poutrelles.

III.1.2.3 : Les différents types de poutrelles

Tableau. III.1 Les différents Types de poutrelles.

Types	Schéma statique
	
<p><b>2<sup>ème</sup> type</b> -Terrasse inaccessible</p>	
<p><b>3<sup>ème</sup> type</b> -Terrasse accessible - Habitation. -Etage commercial</p>	
<p><b>4<sup>ème</sup> type</b> -Terrasse accessible - Habitation.</p>	
<p><b>5<sup>ème</sup> type</b> - Habitation.</p>	
<p><b>6<sup>ème</sup> type</b> - Habitation.</p>	
<p><b>7<sup>ème</sup> type</b> - Habitation.</p>	

- Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les types 1, 4, 6.
- Les types 2,3, 5, 7, seront calculé par la méthode de Caquot.
- **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

L’ELU :  $P_u=1.35G+1.5Q$  ;  $q_u=0.65 P_u$

L’ELS :  $P_s=G+Q$  et  $q_s=0.65 P_s$

**Tableau. III.2. Combinaisons d’actions.**

Désignation	G	Q	Pu	Qu	Ps	qs
Terrasse inaccessible	6,53	1	10.31	6.70	7.53	4.89
Terrasse accessible	6.33	1.5	10.79	7.01	7.83	5.09
Etage courant	5.21	1.5	9.28	6.03	6.71	4.36
Etage commercial	5.21	5	14.53	9.44	10.21	6.64

- **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse inaccessible.**

Etude d’une poutrelle à 4travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

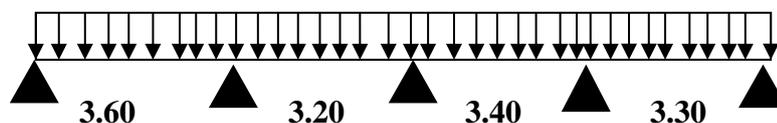
**a. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :**

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 1, 5 \text{KN/m}^2) = 2 \text{ KN/m}^2$  .....vérifiée.
- $I = \text{constant}$  .....vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = \frac{3.6}{3.2} = 1.12$  ;  $\frac{3.2}{3.4} = 1.06$  ;  $\frac{3.4}{3.3} = 1.03$  compris entre 0.8 et 1.25 .....vérifiée.
- F.P.N .....vérifiée.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l’appliquons pour le calcul.

Plancher Terrasse inaccessibles

$q_u=6.70\text{KN/m}$  ;  $q_s=4.89\text{KN/m}$



➤ Calcul à l'ELU :

- Les moments isostatiques :  $M_0 = \frac{qul^2}{8}$

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{qul_{AB}^2}{8} = \frac{6.70 \times 3.6^2}{8} = 10.862 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = \frac{qul_{BC}^2}{8} = \frac{6.70 \times 3.2^2}{8} = 8.582 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0 = \frac{qul_{CD}^2}{8} = \frac{6.70 \times 3.4^2}{8} = 9.687 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_0 = \frac{qul_{DE}^2}{8} = \frac{6.70 \times 3.3^2}{8} = 9.127 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul à l'ELS :

- Les moments isostatiques :  $M_0 = \frac{qsl^2}{8}$

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{qul_{AB}^2}{8} = \frac{4.89 \times 3.6^2}{8} = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = \frac{qul_{BC}^2}{8} = \frac{4.89 \times 3.2^2}{8} = 6.266 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0 = \frac{qul_{CD}^2}{8} = \frac{4.89 \times 3.4^2}{8} = 7.073 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_0 = \frac{qul_{DE}^2}{8} = \frac{4.89 \times 3.3^2}{8} = 6.663 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments sur les appuis à l'ELU :

$$M_A = M_E = 0 ; \quad M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{DE})$$

$$\text{Les moments effectifs } M_A = M_E = 0.15M_0$$

$$M_A = M_E = -0.15 \times 10.85 = -1.63 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 10.862 ; M_B = -5.431 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 9.687 ; M_C = -3.876 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times 9.687 ; M_D = -4.844 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments sur les appuis à l'ELS :

$$M_A = M_E = 0 ; \quad M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{DE})$$

Les moments effectifs  $M_A = M_E = 0.15M_0$

$$M_A = M_E = -0.15 \times 7.93 = -1.19 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 7.93 ; M_B = -3.965 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 7.073 ; M_C = -2.829 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times 7.073 ; M_D = -3.537 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travées à l'ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.53} 0.133 ; \quad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.620 ; \quad \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.520 ; (1+0.3\alpha) = 1.04 .$$

Travée AB :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1+0.3\alpha) \times M_0; (1.05M_0)]$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_B = -5.431 \text{ KN.m} ; M_A = 0 \text{ KN.m} ; M_0 = 10.862 \text{ KN.m}$$

$$\max[(1+0.3\alpha) \times M_0; (1.05M_0)] = \max(1.04; 1.05)M_0 = 1.05M_0$$

$$M_{t(1)} + \frac{0 + 5.431}{2} \geq 1.05 \times 10.862 \Rightarrow M_{t(1)} \geq 8.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2)} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.133}{2} \times 10.862 \Rightarrow M_{t(2)} = 6.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = \max(M_{t(1)}; M_{t(2)}) \Rightarrow M_t^{AB} = 8.69 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_d = M_c = -3.876 \text{ KN.m} ; M_g = M_B = -5.431 \text{ KN.m} ; M_0 = 8.582 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1)} + \frac{3.876 + 5.43}{2} \geq 1.05 \times 8.582 \Rightarrow M_{t(1)} \geq 3.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2)} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.133}{2} \times 8.582 \Rightarrow M_{t(2)} = 4.462 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = \max(M_{t(1)}; M_{t(2)}) \Rightarrow M_t^{BC} = 4.462 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_d = M_D = -4.845 \text{ KN.m} ; M_g = M_C = -3.876 \text{ KN.m} ; M_0 = 9.687 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1)} + \frac{3.876 + 4.845}{2} \geq 1.05 \times 9.687 \Rightarrow M_{t(1)} \geq 5.813 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2)} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.133}{2} \times 9.687 \Rightarrow M_{t(2)} = 5.03 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = \max(M_{t(1)}; M_{t(2)}) \Rightarrow M_t^{CD} = 5.813 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_d = M_E = 0 \text{ KN.m} ; M_g = M_D = -4.845 \text{ KN.m} ; M_0 = 9.127 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1)} + \frac{0 + 4.845}{2} \geq 1.05 \times 9.127 \Rightarrow M_{t(1)} \geq 7.161 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2)} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.133}{2} \times 9.127 \Rightarrow M_{t(2)} = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = \max(M_{t(1)}; M_{t(2)}) \Rightarrow M_t^{DE} = 7.161 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travées à l'ELS :

Travée AB :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha) \times M_0; (1.05M_0)]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_B = -3.965 \text{ KN.m} ; M_A = 0 \text{ KN.m} ; M_0 = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$\max[(1 + 0.3\alpha) \times M_0; (1.05M_0)] = \max(1.04; 1.05)M_0 = 1.05M_0$$

$$M_{t(1)} + \frac{0 + 3.96}{2} \geq 1.05 \times 7.93 \Rightarrow M_{t(1)} \geq 6.344 \text{KN.m}$$

$$M_{t(2)} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.133}{2} \times 7.93 \Rightarrow M_{t(2)} = 4.91 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = \max(M_{t(1)}; M_{t(2)}) \Rightarrow M_t^{AB} = 6.344 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$M_d = M_c = -2.829 \text{KN.m} ; M_g = M_B = -3.965 \text{KN.m} ; M_0 = 6.266 \text{KN.m}$$

$$M_{t(1)} + \frac{2.829 + 3.965}{2} \geq 1.05 \times 6.266 \Rightarrow M_{t(1)} \geq 3.18 \text{KN.m}$$

$$M_{t(2)} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.133}{2} \times 6.266 \Rightarrow M_{t(2)} = 3.258 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = \max(M_{t(1)}; M_{t(2)}) \Rightarrow M_t^{BC} = 3.258 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$M_d = M_D = -3.53 \text{KN.m} ; M_g = M_C = -3.53 \text{KN.m} ; M_0 = 7.07 \text{KN.m}$$

$$M_{t(1)} + \frac{3.53 + 3.53}{2} \geq 1.05 \times 7.07 \Rightarrow M_{t(1)} \geq 3.89 \text{KN.m}$$

$$M_{t(2)} \geq \frac{1 + 0.30.133}{2} \times 7.07 \Rightarrow M_{t(2)} = 3.67 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} = \max(M_{t(1)}; M_{t(2)}) \Rightarrow M_t^{CD} = 3.89 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$M_d = M_E = 0 \text{KN.m} ; M_g = M_D = -3.53 \text{KN.m} ; M_0 = 6.66 \text{KN.m}$$

$$M_{t(1)} + \frac{0 + 3.53}{2} \geq 1.05 \times 6.66 \Rightarrow M_{t(1)} \geq 5.23 \text{KN.m}$$

$$M_{t(2)} \geq \frac{1.2 + 0.30.133}{2} \times 6.66 \Rightarrow M_{t(2)} = 4.13 \text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} = \max(M_{t(1)}; M_{t(2)}) \Rightarrow M_t^{DE} = 5.23 \text{KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants à l'ELU :

$$\text{On calcul } V_0 = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$\text{Travée AB : } V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.70 \times 3.60}{2} = 12.06 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1.1 \frac{6.70 \times 3.60}{2} = -12.27 \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1.1 \frac{6.70 \times 3.2}{2} = 11.79 \text{KN} ; V_C = -1.1 \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -1.1 \frac{6.70 \times 3.2}{2} = -11.79 \text{KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1.1 \frac{q_u \times l_{CD}}{2} = 1.1 \frac{6.70 \times 3.4}{2} = 12.53 \text{KN} ; V_D = -1.1 \frac{q_u \times l_{CD}}{2} = -1.1 \frac{6.70 \times 3.4}{2} = -12.53 \text{KN}$$

Travée DE :

$$V_D = 1.1 \frac{q_u \times l_{DE}}{2} = 1.1 \frac{6.70 \times 3.3}{2} = 12.16 \text{KN} ; V_E = -1.1 \frac{q_u \times l_{DE}}{2} = -1.1 \frac{6.70 \times 3.3}{2} = -11.06 \text{KN}$$

➤ Les efforts tranchants à l'ELS :

$$\text{On calcul } V_0 = \frac{q_s \times l}{2}$$

$$\text{Travée AB : } V_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} = \frac{4.89 \times 3.60}{2} = 8.80 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{q_s \times l_{AB}}{2} = -1.1 \frac{4.89 \times 3.60}{2} = -9.68 \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \frac{q_s \times l_{BC}}{2} = 1.1 \frac{4.89 \times 3.2}{2} = 8.61 \text{KN} ; V_C = -1.1 \frac{q_s \times l_{BC}}{2} = -1.1 \frac{4.89 \times 3.2}{2} = -8.61 \text{KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1.1 \frac{q_s \times l_{CD}}{2} = 1.1 \frac{4.89 \times 3.4}{2} = 9.14 \text{KN} ; V_D = -1.1 \frac{q_s \times l_{CD}}{2} = -1.1 \frac{4.89 \times 3.4}{2} = -9.14 \text{KN}$$

Travée DE :

$$V_D = 1.1 \frac{q_s \times l_{DE}}{2} = 1.1 \frac{4.89 \times 3.3}{2} = 8.87 \text{KN} \quad ; \quad V_E = -\frac{q_s \times l_{DE}}{2} = -\frac{4.89 \times 3.3}{2} = -8.07 \text{KN}$$

Tableau. III.3. Sollicitations de la poutrelle (type 1) pour la terrasse inaccessible.

			ELU	ELS
Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)	Appuis de rive	A-E	-1.63	-1.18
		Appuis intermédiaires	B	-5.43
	C		-3.87	-2.83
	D		-4.84	-3.53
	Moment en travées	AB	8.68	6.43
		BC	4.46	3.26
		CD	5.12	3.24
		DE	7.16	5.24
Evaluation des efforts tranchants (Kn)	Travées		Vg	Vd
		AB	12.06	-13.27
		BC	11.80	-10.73
		CD	11.35	-12.53
		DE	12.16	-11.06

- Type (4).

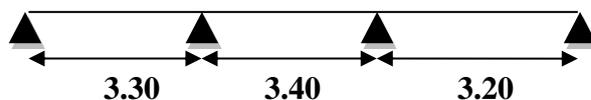


Tableau. III.4. Sollicitations de la poutrelle (type 4) terrasse accessible.

			ELU	ELS
<b>Evaluation des moments fléchissent (Kn.m)</b>	<b>Appuis de rive</b>	<b>A-D</b>	<b>-1.52</b>	<b>-1.10</b>
	<b>Appuis intermédiaires</b>	<b>B</b>	<b>-5.07</b>	<b>-3.68</b>
		<b>C</b>	<b>-5.07</b>	<b>-3.68</b>
	<b>Moment en travée</b>	<b>AB</b>	<b>7.57</b>	<b>5.48</b>
		<b>BC</b>	<b>5.65</b>	<b>4.10</b>
		<b>CD</b>	<b>6.96</b>	<b>5.05</b>
<b>Evaluation des efforts tranchants (Kn.m)</b>	<b>Travées</b>		<b>Vg</b>	<b>Vd</b>
		<b>AB</b>	<b>11.58</b>	<b>-12.73</b>
		<b>BC</b>	<b>13.12</b>	<b>-13.12</b>
		<b>CD</b>	<b>12.35</b>	<b>-11.23</b>

Tableau. III.5. Sollicitations de la poutrelle (type 4) étage d'habitation.

			ELU	ELS
<b>Evaluation des moments fléchissent (Kn.m)</b>	<b>Appuis de rive</b>	<b>A-D</b>	<b>-1.31</b>	<b>-0.94</b>
	<b>Appuis intermédiaires</b>	<b>B</b>	<b>-4.36</b>	<b>-3.15</b>
		<b>C</b>	<b>-4.36</b>	<b>-3.15</b>
	<b>Moment en travée</b>	<b>AB</b>	<b>6.58</b>	<b>4.76</b>
		<b>BC</b>	<b>4.94</b>	<b>3.57</b>
		<b>CD</b>	<b>6.06</b>	<b>4.38</b>
			<b>Vg</b>	<b>Vd</b>
		<b>AB</b>	<b>9.95</b>	<b>-10.95</b>

Evaluation des efforts tranchants (Kn.m)	Travées	BC	11.28	-11.28
		CD	10.62	-9.65

- type (6).

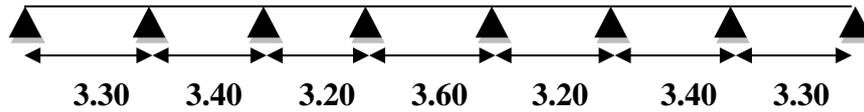
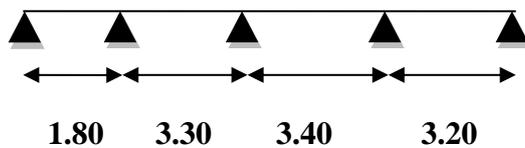


Tableau. III.6. Sollicitations de la poutrelle (type6) pour l'étage d'habitation.

Travée	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN )	V <sub>d</sub> (KN )	M <sub>g</sub> ELS(K N.m)	M <sub>d</sub> ELS (KN.m)	M <sub>t</sub> ELS(KN. m)
AB	-1.33	-4.36	6.58	9.95	-10.95	-0.89	-3.15	4.76
BC	-4.36	-3.49	5.38	11.28	-10.26	-3.15	-2.52	3.89
CD	-3.49	-3.91	4.54	9.65	-9.65	-2.52	-2.83	3.28
DE	-3.91	-3.91	6.52	10.86	-10.86	-2.83	-2.83	4.71
EF	-3.91	-3.49	4.54	9.65	-9.65	-2.83	-2.52	3.28
FG	-3.49	-4.36	5.38	10.25	-11.28	-2.52	-3.15	3.89
GH	-4.36	-1.33	6.58	10.95	-9.95	-3.15	-0.89	4.76

- Application de la méthode de Caquot minoré pour le ( type3) de plancher a usage d'habitation .



$L_i/L_{i+1}=1,80/3.30=0.54 \notin [0,8;1,25]$  .....Codition non vérifiée

On remarque que la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.21 = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.51 \text{ KN/m}$$

$$P_S = (G' + Q) \times 0.65 = 3.23 \text{ KN/m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_x = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

• **A'ELU :**

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

**Appui B:**

$$P_g = P_d = 4.51 \text{ KN/m}; L_g' = L_g = 1.80 \text{ m}; L_d' = 0.8L_d = 2.64 \text{ m.}$$

$$M_B = - \frac{(4.51)(1.8)^3 + (4.51)(2.64)^3}{8.5 \times (1.8 + 2.64)} = -2.89 \text{ KN.m}$$

**Appui C:**

$$L_g' = 0.8L_g = 2.64 \text{ m}; L_d' = 0.8L_d = 2.72 \text{ m}$$

$$M_C = - \frac{(4.51)(2.64)^3 + (4.51)(2.72)^3}{8.5 \times (2.64 + 2.72)} = -3.81 \text{ KN.m}$$

**Appui D:**

$$L_g' = 0.8L_g = 2.72 \text{ m}; L_d' = L_d = 3.2 \text{ m.}$$

$$M_D = - \frac{(4.51)(2.72)^3 + (4.51)(3.2)^3}{8.5 \times (2.72 + 3.2)} = -4.74 \text{ KN.m}$$

• **A'ELS :**

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

**Appui B:**

$$P_g = P_d = 3.23 \text{ KN/m}; L_g' = L_g = 1.80 \text{ m}; L_d' = 0.8L_d = 2.64 \text{ m.}$$

$$M_B = -\frac{(3.23)(1.8)^3 + (3.23)(2.64)^3}{8.5 \times (1.8 + 2.64)} = -2,07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Appui C :**

$$L_g' = 0.8L_g = 2.64 \text{ m} ; L_d' = 0.8L_d = 2.72 \text{ m}.$$

$$M_C = -\frac{(3.23)(2.64)^3 + (3.23)(2.72)^3}{8.5 \times (2.64 + 2.72)} = -2,73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Appui D:**

$$L_g' = 0.8L_g = 2.72 \text{ m} ; L_d' = L_d = 3.2 \text{ m}.$$

$$M_D = -\frac{(3.23)(2.72)^3 + (3.23)(3.2)^3}{8.5 \times (2.72 + 3.2)} = -3.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

$$P_U = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = 6.03 \text{ KN/m}$$

$$P_S = (G + Q) \times 0,65 = 4.36 \text{ KN/m}$$

• **A l'ELU :**

**Travée AB :**

$$X = \frac{1.8}{2} - \frac{0 - (-2.89)}{6.03 \times 1.8} = 0.63 \text{ m}$$

$$M_t(x) = \frac{6.03 \times 0.63}{2} \times (1.80 - 0.63) + (-2.89 \times \frac{0.63}{1.8}) = 1.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée BC :**

$$X = \frac{3.3}{2} - \frac{(-2.89 + 3.81)}{6.03 \times 3.3} = 1.60 \text{ m}$$

$$M_t(x) = \frac{6.03 \times 1.60}{2} \times (3.3 - 1.60) + \left[ -2.89 \left(1 - \frac{1.60}{3.3}\right) \right] + \left( -3.81 \times \frac{1.60}{3.3} \right) = 4.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée CD :**

$$X = \frac{3.4}{2} - \frac{(-3.81 + 4.74)}{6.03 \times 3.4} = 1.65 \text{ m}$$

$$M_t(x) = \frac{6.03 \times 1.65}{2} \times (3.4 - 1.65) + \left[ -3.81 \left( 1 - \frac{1.65}{3.4} \right) \right] + \left( -4.74 \times \frac{1.65}{3.4} \right) = 4.44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée DE:**

$$X = \frac{3.2}{2} - \frac{(0 - 4.74)}{6.03 \times 3.2} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_t(x) = \frac{6.03 \times 1.84}{2} \times (3.2 - 1.84) + \left[ -4.74 \left( 1 - \frac{1.84}{3.2} \right) \right] = 5.53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **A P'ELS :**

**Travée AB :**

$$X = \frac{1.8}{2} - \frac{0 - (-2.07)}{4.36 \times 1.8} = 0.63 \text{ m}$$

$$M_t(x) = \frac{4.36 \times 0.63}{2} \times (1.80 - 0.63) + \left( -2.07 \times \frac{0.63}{1.8} \right) = 0.88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée BC :**

$$X = \frac{3.3}{2} - \frac{(-2.07 + 2.73)}{4.36 \times 3.3} = 1.60 \text{ m}$$

$$M_t(x) = \frac{4.36 \times 1.60}{2} \times (3.3 - 1.60) + \left[ -2.07 \left( 1 - \frac{1.60}{3.3} \right) \right] + \left( -2.73 \times \frac{1.60}{3.3} \right) = 3.54 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée CD :**

$$X = \frac{3.4}{2} - \frac{(-2.73 + 3.398)}{4.36 \times 3.4} = 1.65 \text{ m}$$

$$M_t(x) = \frac{4.36 \times 1.65}{2} \times (3.4 - 1.65) + \left[ -2.73 \left( 1 - \frac{1.65}{3.4} \right) \right] + \left( -3.398 \times \frac{1.65}{3.4} \right) = 3.24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée DE:**

$$X = \frac{3.2}{2} - \frac{(0 - 3.398)}{4.36 \times 3.2} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_t(x) = \frac{4.36 \times 1.84}{2} \times (3.2 - 1.84) + \left[ -3.396 \left( 1 - \frac{1.84}{3.2} \right) \right] = 4.01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{6.03 \times 1.8}{2} + \frac{-2.89 - 0}{1.80} = 3.82 \text{KN} ; V_B = -\frac{6.03 \times 1.80}{2} + \frac{-2.89 + 0}{1.80} = -7.03 \text{KN}.$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{6.03 \times 3.3}{2} + \frac{(-2.89 + 3.81)}{3.3} = 9.67 \text{KN} ; V_C = -\frac{6.03 \times 3.3}{2} + \frac{(-3.81 + 2.89)}{3.3} = -10.23 \text{KN}.$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{6.03 \times 3.4}{2} + \frac{(-4.47 + 3.81)}{3.4} = 9.98 \text{KN} ; V_D = -\frac{6.03 \times 3.40}{2} + \frac{(-4.47 + 3.81)}{3.4} = -10.53 \text{KN}$$

**Travée DE :**

$$V_D = \frac{6.03 \times 3.2}{2} + \frac{0 - (-4.74)}{3.2} = 11.13 \text{KN} ; V_E = -\frac{6.03 \times 3.2}{2} + \frac{0 - (-4.74)}{3.2} = -8.17 \text{KN}$$

**Tableau. III.7. Sollicitations de la poutrelle (type 3) pour l'étage d'habitation.**

			ELU	ELS
<b>Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)</b>	<b>Appuis de rive</b>	<b>A-E</b>	<b>-1.25</b>	<b>-0.87</b>
		<b>B</b>	<b>-2.89</b>	<b>-2.07</b>
	<b>Appuis intermédiaires</b>	<b>C</b>	<b>-3.81</b>	<b>-2.73</b>
		<b>D</b>	<b>-4.74</b>	<b>-3.39</b>
		<b>Moment en travées</b>	<b>AB</b>	<b>1.21</b>
		<b>BC</b>	<b>4.86</b>	<b>3.54</b>
		<b>CD</b>	<b>4.44</b>	<b>3.24</b>
		<b>DE</b>	<b>5.53</b>	<b>4.01</b>
<b>Evaluation des efforts tranchants (Kn)</b>	<b>Travées</b>		<b>Vg</b>	<b>Vd</b>
		<b>AB</b>	<b>3.82</b>	<b>-7.03</b>
		<b>BC</b>	<b>9.67</b>	<b>-10.23</b>
		<b>CD</b>	<b>9.98</b>	<b>-10.53</b>
		<b>DE</b>	<b>11.13</b>	<b>-8.17</b>

Tableau. III.8. Sollicitations de la poutrelle (type 3) pour la terrasse accessible.

			ELU	ELS
<b>Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)</b>	<b>Appuis de rive</b>	<b>A-E</b>	<b>-1.34</b>	<b>-0.98</b>
		<b>B</b>	<b>-3.31</b>	<b>-2.38</b>
	<b>Appuis intermédiaires</b>	<b>C</b>	<b>-4.37</b>	<b>-3.14</b>
		<b>D</b>	<b>-5.43</b>	<b>-3.91</b>
		<b>AB</b>	<b>1.42</b>	<b>1.04</b>
	<b>Moment en travées</b>	<b>BC</b>	<b>5.72</b>	<b>4.17</b>
		<b>CD</b>	<b>5.25</b>	<b>3.83</b>
		<b>DE</b>	<b>6.47</b>	<b>4.71</b>
<b>Vg</b>		<b>Vd</b>		
<b>Evaluation des efforts tranchants (Kn)</b>	<b>Travées</b>	<b>AB</b>	<b>4.47</b>	<b>-8.16</b>
		<b>BC</b>	<b>11.26</b>	<b>-11.89</b>
		<b>CD</b>	<b>11.62</b>	<b>-12.24</b>
		<b>DE</b>	<b>12.92</b>	<b>-9.53</b>

Tableau. III.9. Sollicitations de la poutrelle (type 3) pour l'étage commercial.

			ELU	ELS
<b>Evaluation des moments fléchissant (Kn.m)</b>	<b>Appuis de rive</b>	<b>A-E</b>	<b>-1.52</b>	<b>-1.06</b>
		<b>B</b>	<b>-5.09</b>	<b>-3.54</b>
	<b>Appuis intermédiaires</b>	<b>C</b>	<b>-6.69</b>	<b>-4.66</b>
		<b>D</b>	<b>-8.33</b>	<b>-5.79</b>
		<b>AB</b>	<b>1.71</b>	<b>1.21</b>
	<b>Moment en travées</b>	<b>BC</b>	<b>6.98</b>	<b>4.95</b>
		<b>CD</b>	<b>6.15</b>	<b>4.38</b>
		<b>DE</b>	<b>8.29</b>	<b>5.85</b>

<b>Evaluation des efforts tranchants (Kn)</b>	<b>Travées</b>		<b>Vg</b>	<b>Vd</b>
		<b>AB</b>	<b>5.68</b>	<b>-11.33</b>
		<b>BC</b>	<b>15.09</b>	<b>-16.07</b>
		<b>CD</b>	<b>15.58</b>	<b>-16.54</b>
		<b>DE</b>	<b>17.72</b>	<b>-12.51</b>

- Type 2.

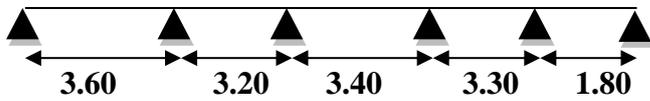


Tableau. III.10. Sollicitations de la poutrelle (type 3) pour la terrasse inaccessible.

Travée	M <sub>g</sub> KN. m	M <sub>d</sub> KN. m	M <sub>t</sub> KN.m	V <sub>g</sub> (KN )	V <sub>d</sub> (KN )	M <sub>g</sub> ELS( KN.m)	M <sub>d</sub> ELS (KN.m)	M <sub>t</sub> ELS(KN. m)
<b>AB</b>	<b>-1.59</b>	<b>-5.81</b>	<b>8.15</b>	<b>10.45</b>	<b>-13.68</b>	<b>-1.16</b>	<b>-4.21</b>	<b>5.96</b>
<b>BC</b>	<b>-5.81</b>	<b>-3.94</b>	<b>3.73</b>	<b>11.31</b>	<b>-10.14</b>	<b>-4.21</b>	<b>-2.86</b>	<b>2.74</b>
<b>CD</b>	<b>-3.94</b>	<b>-4.05</b>	<b>5.69</b>	<b>11.36</b>	<b>-11.43</b>	<b>-2.86</b>	<b>-2.94</b>	<b>4.17</b>
<b>DE</b>	<b>-4.05</b>	<b>-3.01</b>	<b>5.56</b>	<b>11.36</b>	<b>-10.77</b>	<b>-2.94</b>	<b>-2.23</b>	<b>4.08</b>
<b>EF</b>	<b>-3.01</b>	<b>-1.59</b>	<b>1.39</b>	<b>7.74</b>	<b>-4.32</b>	<b>-2.23</b>	<b>-1.16</b>	<b>1.02</b>

- Type 5.

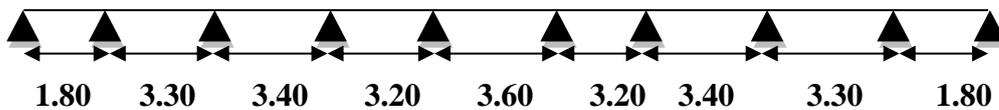


Tableau. III.11. Sollicitations de la poutrelle (type5) pour l'étage d'habitation.

Travée	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)	$M_{gELS}$ (KN.m)	$M_{dELS}$ (KN.m)	$M_t$ ELS(KN.m)
AB	-0.48	-2.89	1.21	3.82	-7.04	-0.20	-2.07	0.88
BC	-2.89	-3.81	4.86	9.68	-10.23	-2.07	-2.73	3.54
CD	-3.81	-3.71	4.96	10.29	-10.23	-2.73	-2.66	3.61
DE	-3.71	-3.97	3.88	9.57	-9.73	-2.66	-2.84	2.83
EF	-3.97	-3.97	5.81	10.86	-10.86	-2.84	-2.84	4.22
FG	-3.97	-3.71	3.88	9.73	-9.57	-2.84	-2.66	2.83
GH	-3.71	-3.81	4.96	10.23	-10.29	-2.66	-2.73	3.61
HI	-3.81	-2.89	4.86	10.23	-9.68	-2.73	-2.07	3.54
IJ	-2.89	-0.48	1.21	7.04	-3.82	-2.07	-0.20	0.88

- Type 7.

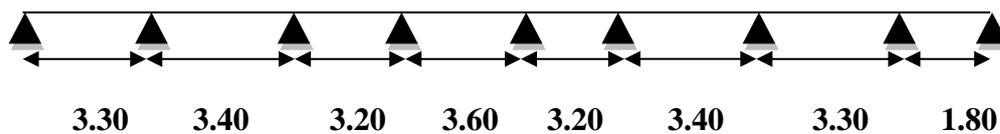


Tableau. III.12. Sollicitations de la poutrelle (type7) pour l'étage d'habitation.

Travée	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)	$M_{gELS}$ (KN.m)	$M_{dELS}$ (KN.m)	$M_t$ ELS(KN.m)
AB	-1.23	-4.94	5.93	8.46	-11.45	-0.89	-3.54	4.29
BC	-4.94	-3.71	4.40	10.62	-9.89	-3.54	-2.66	3.21
CD	-3.71	-3.97	3.88	9.57	-9.73	-2.66	-2.84	2.83
DE	-3.97	-3.97	5.81	10.86	-10.86	-2.84	-2.84	4.22
EF	-3.97	-3.71	3.88	9.73	-9.57	-2.84	-2.66	2.83
FG	-3.71	-3.81	4.40	10.23	-10.29	-2.66	-2.73	3.61
GH	-3.81	-2.89	4.86	10.23	-9.67	-2.73	-2.07	3.54
HI	-2.89	-1.23	1.21	7.04	-3.82	-2.07	-0.89	0.88

Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Tableau. III.13. Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles.

Type d'étage	Type de poutrelle	ELU				ELS	
		$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$v^{max}$ (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{max}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	Type 1	5.43	8.68	13.27	1.63	3.96	6.43
	Type 2	5.81	8.15	11.36	1.59	4.21	5.96
Plancher D'habitation	Type 3	4.74	5.53	11.36	1.25	3.39	4.01
	Type 4	5.07	7.57	13.12	1.52	3.68	5.48
	Type 5	3.97	5.81	10.86	0.48	2.84	4.22
	Type 6	4.36	6.58	11.28	1.33	3.15	4.76

	Type7	4.94	5.81	10.86	1.23	3.54	4.29
Plancher Commercial	Type 3	8.33	8.29	17.72	1.52	5.79	5.85
	Type 4	4.36	6.58	11.28	1.31	3.15	4.76

Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables :

Tableau. III.14. Les Sollicitations maximales.

Type d'étage	ELU				ELS	
	$M_a^{inter}$ (KN. m)	$M_t^{max}$ (KN. m)	$v^{max}$ (KN )	$M_a^{rive}$ (KN. m)	$M_a^{max}$ (KN. m)	$M_t^{max}$ (KN. m)
Terrasse inaccessible	5.81	8.68	13.27	1.63	4.21	5.96
Plancher D'habitation	5.07	7.57	13.12	1.52	3.68	5.48
Plancher commercial	8.33	8.29	17.72	1.52	5.79	5.85
Terrasse accessible	5.43	6.58	12.92	1.34	3.91	4.76

**III.1.2.6 : Ferrailage de poutrelles**

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ **Calcul à l'ELU****Exemple de calcul Plancher terrasse inaccessible :**

Le calcul se fera pour une section en T.

**En travée**

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_{t_{\max}} = 8.68 \text{ KN.m}$$

**En appui**

$$M_{a_{riv}}^{\max} = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{int}}^{\max} = 5.81 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 13.27 \text{ KN}$$

**-Ferrailage en travée :**

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2) \dots \dots \dots$  Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,54 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 49,07 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 49,07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$  La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h_t = (54 \times 20) \text{ cm}^2$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8,68 \times 10^6}{540 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0349 ; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0349 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,0445$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,177 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{8,68 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,46 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,54 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 < A_t = 1,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**-Ferrailage en appuis :**

**En appui intermédiaire :**

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de  $b_0 \times h$ .

$$M_{ai} = 5,81 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{5,81 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,126;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,126, \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,126 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,169$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,167 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{5,81 \times 10^{-3}}{0,167 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ai} = 1,02 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 1,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour: } A_{ai} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

**En appui de rive**

$$M_{a \text{ riv}} = -1,63 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{1,63 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,035; \Rightarrow \mu_{bu} = 0,035$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,045$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{Ma_{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{3,27 \times 10^{-3}}{0,173 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{a\ rive} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour : 1HA10 = 0,79 cm<sup>2</sup>.

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELU**

• **Cisaillement**

$$V_u = 13,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13,27 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,737 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Pas risque de cisaillement.

• **Choix des armatures transversales**

$$\Phi_{t \leq} \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_t^{\min}, \frac{b_0}{10} \right) \dots\dots \text{BAEL91 ( Article .III.3)}$$

$$\Phi_{t \leq} \min \left( \frac{200}{35}, 8, \frac{100}{10} \right)$$

$\Phi_{t \leq} 5,7 \text{ mm} \Rightarrow$  on choisit un étrier  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

• **L'espacement St :**

L'espacement des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) St \leq \text{Min} (0,9d, 40 \text{ cm}) = St \leq \text{Min} (0,9 * 18; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} K)} \Rightarrow S_t = 0,57 \frac{0,8 \times 400}{10 \times (0,737 - 0,3 \times 2,1)} = 140 \text{ cm}$$

(Article A.5.1.2.2)

- Flexion simple
  - Fissuration peut nuisible
  - Pas de reprise de bétonnage
- ⇒ K=1

$$3) St \leq \frac{A_r \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

St = min (1; 2; 3)  $\Rightarrow$  on opte pour St = 15cm.

• **Vérification de la jonction table nervure :**

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,22\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0,835\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5\text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

$\Rightarrow$  Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

• **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ) au niveau l'appui :

**En appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 13,27 \times 10^{-3} = 0,385\text{cm}^2 \dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**En appuis intermédiaire :**

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} = 3\text{HA}10 + 2\text{HA}10 = 3,93\text{cm}^2$$

$$A_l \geq [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 1,84\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

**Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1])}$$

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 16,20\text{cm}$$

$$V_u = 13,23\text{KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135\text{MN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.}$$

-En travée

$$M_t = 5,96 \text{ KN.m} \quad A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,54 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -6,36 \times 10^{-5} < 0$$

donc l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

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

$$\frac{0,1}{2} y^2 + [15 \times 2,36 \times 10^{-4} + (0,54 - 0,1) \times 0,04] y - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times 0,18 - (0,54 - 0,1) \times \frac{(0,04)^2}{2} = 0$$

$$0,05y^2 + 0,02114y - 0,0009892 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,0254$$

$$y = 4,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,54}{3} \times (0,0425)^3 - \frac{(0,54 - 0,1) \times (0,0425 - 0,04)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0425)^2$$

$$\Rightarrow I = 8074,3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5,92 \times 10^{-3}}{8074,3 \times 10^{-8}} \times 0,0425$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,12 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

-En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 4,21 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,54 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -4,26 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$H = 1,02 \times 10^{-4} > 0.$$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

Calcule comme une section rectangulaire b\*h.

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 15 \times A + (d - y) = 0$$

$$\frac{0,1}{2}y^2 + (15 \times 1,57 \times 10^{-4})y - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times 0,18 = 0$$

$$0,05y^2 + 0,002355y - 0,0004239 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,0095$$

$$y = 7,14 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{0,54}{3} \times (0,0714)^3 + 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0714)^2$$

$$\Rightarrow I = 9329,37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4,21 \times 10^{-3}}{9329,37 \times 10^{-8}} \times 0,0714$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,22 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M<sub>t</sub> : Moment en travée

M<sub>0</sub> : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  condition vérifiée.

$$\frac{20}{360} = 0,055 \geq \frac{5,96}{15 \times 7,93} = 0,050 \Rightarrow \text{condition} - \text{vérifiée.}$$

$$\frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition - non - vérifié.}$$

Donc on doit faire une **vérification de la flèche**.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

**Valeur limite de la flèche.**

Article B.6.5.3(CBA93)

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5m$$

Sinon à :  $0,005 + \frac{l}{1000}$  pour  $l > 5m$

Dans notre cas on a :  $l = 3.6m \Rightarrow f_{adm} = \frac{360}{500} = 0.72cm$

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

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

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

• **Evaluation des moments en travée :**

-  $q_{jser} = 0.65 \times G'$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$$q_{jser} = 0,65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0,65 \times 6.53 = 4.24 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0,65 \times 7,53 = 4,89 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} * l^2}{128} = 0.75 \frac{1.85(3.60)^2}{8} = 2.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} * l^2}{8} = 0.75 \frac{4.24(3.60)^2}{8} = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} * l^2}{8} = 0.75 \frac{4.89(3.60)^2}{8} = 5.94 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre  $\Rightarrow y = 4.25$  cm

**Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (54 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2,36 \times 18')}{(10 \times 20) + (54 - 10) \times 4 + 15 \times (2,36)}$$

$v = 7,26$  cm

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

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = \frac{54 \times 7.26^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 7.26)^3}{3} - \frac{(54 - 10) \times (7.26 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 (18 - 7.26)^2$$

$I_0 = 17355,66 \text{ cm}^4$  ..... (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) ( $\text{cm}^4$ ))

$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \rho = 0,0131$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 54 \times 2,1}{(2 \times 54 + 3 \times 10) \times 0,0131} = 3,14 \text{ ..... Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,25 \text{ ..... Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$  ..... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$ .

$E_v = 1/3 \times E_i$  ..... Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721,40 \text{ MPa}$ .

• **Contraintes :**

$\sigma_s$ : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y = 4.25 \text{ cm}; I = 8074,3 \text{ cm}^4; I_0 = 17355,66 \text{ cm}^4; A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{2.25 \times (0,18 - 0,0425)}{8074.3 \times 10^{-8}} = 57.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{5.15 \times (0,18 - 0,0425)}{8074.3 \times 10^{-8}} = 131.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{5.94 \times (0,18 - 0,0425)}{8074.3 \times 10^{-8}} = 151.73 \text{ MPa}$$

• Inerties fictives ( $I_f$ ) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0131 \times 57.47 + 2,1} = 0.28 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0131 \times 131.51 + 2,1} = 0.59 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0131 \times 151.73 + 2,1} = 0.64 > 0$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 17355.66}{1 + 3,14 \times 0,28} = 10159,23 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 17355.66}{1 + 3,14 \times 0,59} = 6692,57 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 17355.66}{1 + 3,14 \times 0,64} = 6343,44 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 17355.66}{1 + (1,25 \times 0,59)} = 10987,75 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$f_{ji} = \frac{3 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 321642 \times 10159,23 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0,99 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{6.87 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 321642 \times 6692,57 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 3,35 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{7.93 \times 10^{-3} \times 3.60^2}{10 \times 32164.2 \times 6343.44 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 4,04mm$$

$$f_{vg} = \frac{6.87 \times 10^{-3} \times 3.60^2}{10 \times 10721.4 \times 10987.75 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 6,09mm$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 6,09 - 0,99 + 4,04 - 3,35 \Rightarrow \Delta f_t = 5,79mm$$

$$\Delta f_t = 5,79mm < f_{adm} = 7,2mm.$$

La flèche est vérifiée

### III.1.2.7 : Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles :

Tableau. III.15. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage Transversale	
		Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>T. Inacc ssible</b>	Travée	8.68	0,03 49	0,04 45	0,17 7	1,46	1,17	3HA10 =2,36	2HA 6=0, 57	15
	Appui inter	5.81	0,12 6	0,16 9	0,16 7	1,02	0,22	2HA10 =1,57	2HA 6=0, 57	15
	Appui de rive	1.63	0,03 5	0,04 5	0,17 6	0,26	0,22	1HA10 =0,79	2HA 6=0, 57	15
<b>Habita tion</b>	Travée	7.57	0.03 1	0.03 9	0.17 7	1.25	1,17	3HA10 =2,36	2HA 6=0, 57	15
	Appui inter	5.07	0.11 0	0.14 6	0.16 9	0.98	0,22	2HA10 =1,57	2HA 6=0, 57	15

	<b>Appui de rive</b>	<b>1.52</b>	<b>0.03</b> <b>3</b>	<b>0.04</b> <b>2</b>	<b>0.17</b> <b>7</b>	<b>0.25</b>	<b>0,22</b>	<b>1HA10</b> <b>=0,79</b>	<b>2HA</b> <b>6=0,</b> <b>57</b>	<b>15</b>
<b>Comm</b> <b>ercial</b>	<b>Travée</b>	<b>8.29</b>	<b>0.03</b> <b>34</b>	<b>0.04</b> <b>2</b>	<b>0.17</b> <b>6</b>	<b>1.56</b>	<b>1,17</b>	<b>3HA10</b> <b>=2,36</b>	<b>2HA</b> <b>6=0,</b> <b>57</b>	<b>15</b>
	<b>Appui inter</b>	<b>8.33</b>	<b>0.18</b> <b>1</b>	<b>0.25</b> <b>1</b>	<b>0.16</b> <b>2</b>	<b>1.48</b>	<b>0,22</b>	<b>2HA10</b> <b>=1,57</b>	<b>2HA</b> <b>6=0,</b> <b>57</b>	<b>15</b>
	<b>Appui de rive</b>	<b>1.52</b>	<b>0.03</b> <b>3</b>	<b>0.04</b> <b>2</b>	<b>0.17</b> <b>7</b>	<b>0.25</b>	<b>0,22</b>	<b>1HA10</b> <b>=0,79</b>	<b>2HA</b> <b>6=0,</b> <b>57</b>	<b>15</b>
<b>T.</b>  <b>Access</b> <b>ible</b>	<b>Travée</b>	<b>6.58</b>	<b>0.02</b> <b>65</b>	<b>0.03</b> <b>36</b>	<b>0.17</b> <b>7</b>	<b>1.07</b>	<b>1,17</b>	<b>3HA10</b> <b>=2,36</b>	<b>2HA</b> <b>6=0,</b> <b>57</b>	<b>15</b>
	<b>Appui inter</b>	<b>5.43</b>	<b>0.11</b> <b>8</b>	<b>0.15</b> <b>7</b>	<b>0.16</b> <b>8</b>	<b>0.92</b>	<b>0,22</b>	<b>2HA10</b> <b>=1,57</b>	<b>2HA</b> <b>6=0,</b> <b>57</b>	<b>15</b>
	<b>Appui de rive</b>	<b>1.34</b>	<b>0.02</b> <b>9</b>	<b>0.03</b> <b>7</b>	<b>0.17</b> <b>7</b>	<b>0.22</b>	<b>0,22</b>	<b>1HA10</b> <b>=0,79</b>	<b>2HA</b> <b>6=0,</b> <b>57</b>	<b>15</b>

Tableau. III.16. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement.

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui inter	Appui de rive	
T. Inaccessible	0,737<3,33	13,27<108,135	3,93>1,84	3,14>0,385	0,835<3,33
Habitation	0,729<3,33	13,12<108,135	3,93>1,66	3,14>0,377	0.825<3,33
Commerce	0,984<3,33	17,72<108,135	3,93>2,59	3,14>0,509	1,114<3,33
T. accessible	0,718<3,33	12,92<108,135	3,93>1,74	3,14>0,371	0.812<3,33

Tableau. III.17. Vérification des états limite de compression du béton.

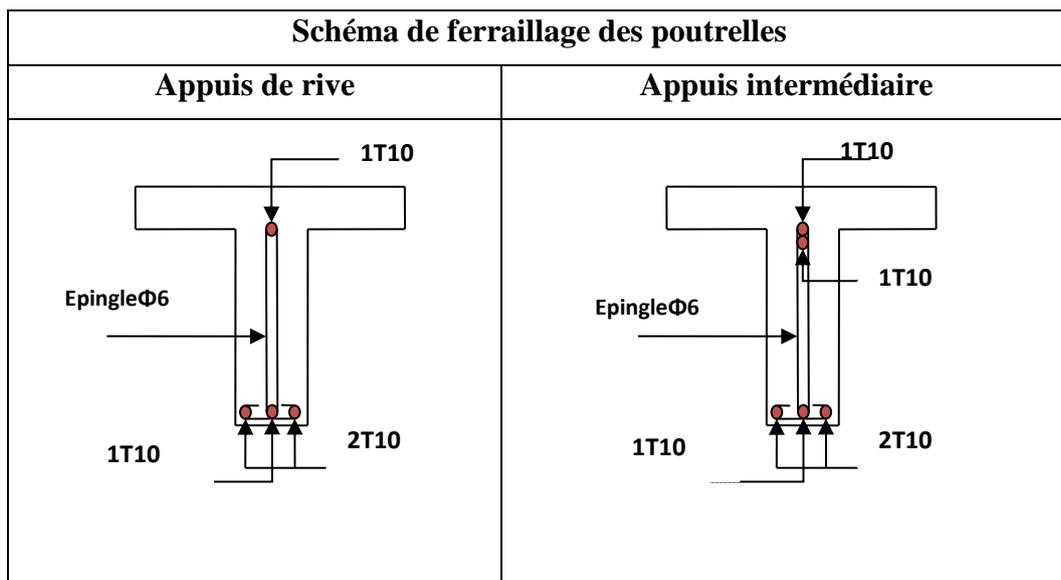
Type de plancher	Travée				Appui				Observation
	M <sub>t</sub> K N.m	Y <sub>cm</sub>	IC <sub>m</sub> <sup>4</sup>	σ MPa	M <sub>a</sub> KN .m	Y <sub>cm</sub>	IC <sub>m</sub> <sup>4</sup>	σ <sub>M</sub> Pa	
T. Inaccessible	6.43	4.25	8074.3	3.11	4.21	7.14	9329.37	3.22	Vérifier
Habitation	5.48	4.25	8074.3	3.11	3.68	7.14	9329.37	3.22	Vérifier
Commerce	5.85	4.25	8074.3	3.11	5.79	7.14	9329.37	3.22	Vérifier
T. Accessible	4.76	4.25	8074.3	3.11	3.91	7.14	9329.37	3.22	Vérifier

Tableau. III.18. Vérification des états limite de déformation.

Plancher	T. Inaccessible	Plancher d'habitation	Plancher Commercial	T. Accessible
$q_{jser}(KN/m)$	1,85	2,50	2,50	1,85
$q_{gser}(KN/m)$	4,24	3,38	3,38	4,11
$q_{pser}(KN/m)$	4,89	4,36	6,64	5,09
$M_{jser}(KN.m)$	2,25	3,04	3,04	2,25
$M_{gser}(KN.m)$	5,15	4,11	4,11	4,99
$M_{pser}(KN.m)$	5,94	5,59	8,07	6,18
$I (cm^4)$	8074,3	8074,3	8074,3	8074,3
$I_0 (cm^4)$	17355,66	17355,66	17355,66	17355,66
$\lambda_i$	3,14	3,14	3,14	3,14
$\lambda_v$	1,25	1,25	1,25	1,25
$\sigma_{sj}(MPa)$	57,47	77,61	77,61	57,43
$\sigma_{sg}(MPa)$	131,51	104,92	104,92	127,58
$\sigma_{sp}(MPa)$	151,73	135,35	206,12	158,01
$\mu_j$	0,28	0,40	0,40	0,28
$\mu_g$	0,59	0,52	0,52	0,58
$\mu_p$	0,64	0,60	0,72	0,65
$I_{ji}(cm^4)$	10159,27	8420,5	8420,5	10150
$I_{gi}(cm^4)$	6692,57	7289,6	7289,3	6761
$I_{pi}(cm^4)$	6343,44	6625	5889,3	6311
$I_{gv}(cm^4)$	10987,75	10818,86	10818,86	10818,86

$f_{ji}$ (mm)	0,99	1,44	1,44	0,88
$f_{gi}$ (mm)	3,35	2,25	2,25	2,95
$f_{pi}$ (mm)	4,04	3,19	5,47	3,91
$f_{gv}$ (mm)	6,09	4,24	4,24	5,42
$\Delta f$ (mm)	5,79	3,75	6,02	5,49
$f_{adm}$ (mm)	7.2	7.2	7.2	7.2
Observations	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau.III.19. Schéma de ferrailage des poutrelles des différents types.



**III.1.2.8 Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ (cm}^2/\text{ml)} \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit :

$5TS6/ml=1.41cm^2$  perpendiculaires aux poutrelles  $\rightarrow St=25cm \leq 33cm$ ..... Condition vérifiée.

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

On choisit :

$4TS6/ml=1.13cm^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St=25cm < 44cm$ .....condition vérifiée

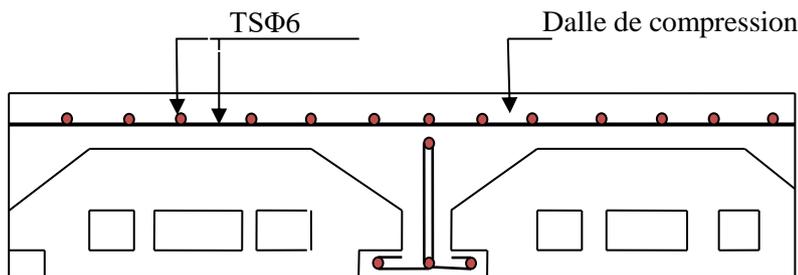


Figure.III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.2 Dalles pleines**

**III.2.1. Introduction :**

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans les cas de notre projet, les balcons et les portes à faux sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15cm.

**III.2.2. Calcul des différents types dalles**

➤ **Dalle sur un seul appui :** c'est balcon de type console (dalle sur un seul appui).

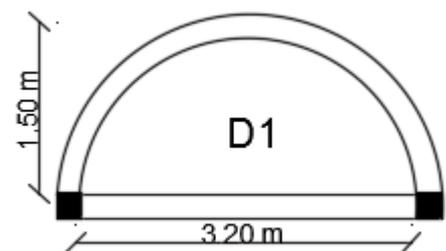
**Evaluation des charges**

Charges permanentes :  $G = 5.27 KN/m^2$  .

$P = 2.80 KN.m$

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 KN/m^2$  .

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**



$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ KN / ml}$$

$$P = 1.35 \times 2.80 = 3.78 \text{ KN}$$

$$M_u = -\frac{p_u \times l^2}{2} - P \times l$$

$$M_u = -19.57 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} + P$$

$$V_u = 13.05 \text{ KN}$$

**Sens x-x :**

### Les armatures principales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On à:  $b = 100\text{cm}$ ,  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  et  $f_e = 400\text{Mpa}$ ;

$e = 15\text{cm}$

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm. soit : } \Phi = 14\text{mm} .$$

$$\text{Le sens x-x : } dx = h - \frac{\phi}{2} - e = 12.3\text{cm} .$$

$$\text{Le sens y-y : } dy = dx - \phi = 10.9\text{cm} .$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123^2 \times 14.2}$$

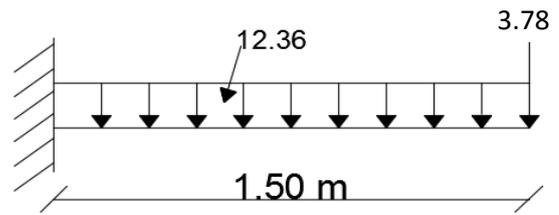
$$\mu_{bu} = 0.091 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.119$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.117\text{m}$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$



**Figure. III.7. Schéma statique de la console.**

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_s} = \frac{19.5 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 4.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s > A_{\min}$$

Donc on ferraille avec  $A_s = 4.78 \text{ cm}^2$

On choisit 5HA12=5.65 cm<sup>2</sup>/ml.

**Sens-y-y**

**Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>/ml.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau.III.20. Résultat de ferrailage d'un balcon sur un seul appui.**

M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adoptée}$ cm <sup>2</sup>
15.93	0.090	0.119	0.117	4.78	1.2	5HA12=5.65

**Calcul des espacements :**

$$S_{TX} = \min(33 \text{ cm}, 3 \times e) = \min(33 \text{ cm}, 3 \times 14) : \text{soit} : S_{TX} = 25 \text{ cm}.$$

$$S_{TY} = \min(45 \text{ cm}, 4 \times e) = \min(45 \text{ cm}, 4 \times 15) : \text{soit} : S_{TY} = 25 \text{ cm}.$$

**Vérifications : [BAEL91] :**

**L'effort tranchant.**

b = 100 cm, d = 123cm, Vu = 13KN.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123} = 0.105 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.123 \times \frac{2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2 < A_s \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Les sollicitations à l'ELS**

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P = 2.76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} + P \times l \Rightarrow M_{ser} = 14 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$Y = 3.79 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 6263.936 \text{ m}^4$$

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14 \times 10^{-3}}{6263.936 \times 10^{-8}} \times 0.0379 = 8.47 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\text{On a : Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{14 \times 10^{-3}}{6263.936 \times 10^{-8}} (0.123 - 0.0379)^2 = 24.27 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma} = 201.6 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

**Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.1 \geq 0.1 \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0045 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

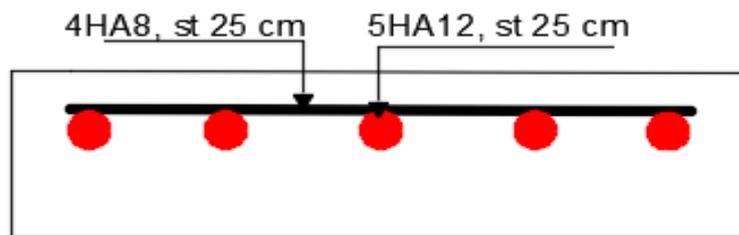


Figure.III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D1.

➤ **Type1 (dalles sur 02 appuis)**

On a:  $L_x = 1.80\text{m}$

$L_y = 2.90\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.62$$

Donc la dalle travaille selon deux sens

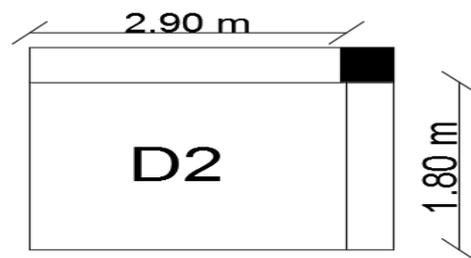


Figure.III.9. Schéma de la dalle D2.

**Evaluation des charges :**

$$G = 5.27 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.62 > 0.4$$

Le balcon travail suivant les deux sens

**Calcul des sollicitations**

A L'ELU et L'ELS :

$$p_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$p_u = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$p_s = G + Q = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{KN} / \text{m}^2$$

**Calcul de  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$  :**

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0794 \times 12.36 \times 1.8^2 = 3.17 \text{KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.3205 \times 3.17 = 1.01 \text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0844 \times 8.77 \times 1.8^2 = 2.39 \text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.4892 \times 2.39 = 1.16 \text{KN.m}$$

Tel que  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients tirés des tableaux BAEL en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

### Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- **En travées :**

On a un panneau de rive alors :

$$M_u^x = 0.85 \times M_{0u}^x = 2.69 \text{KN.m}$$

$$M_u^y = 0.85 \times M_{0u}^y = 0.85 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 2.03 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.98 \text{KN.m}$$

- **En appuis :**

Le balcon est reposé deux appuis de rives :

$$M_u^x = M_u^y = -0.3 \times M_{0u}^x = -0.951 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3 \times M_{0ser}^x = -0.717 \text{KN.m}$$

### Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml

$$d_x = 12.3 \text{cm} \quad d_y = 10.9 \text{cm}$$

*Sens-x-x :*

- **En travée :**

$$M_u^x = 2.69 \text{kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^x}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_{bu} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.016$$

$$z = d_x \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0.1222m$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{0.1222 \times 348} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

♦ **En appuis**

$$M_t^x = 0.3M_x = 0.951 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0044$$

$$\alpha = 0,0055$$

$$z = 0,1227m$$

$$A_a^x = 0.222 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Sens-y-y :**

• **En Travée :**

$$M_t^y = 0.85 * M_y = 0.85 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times f_{bu} \times d_y^2} = \frac{0,85 \times 10^{-3}}{1 \times 14,2 \times 0.109^2} = 0,0050$$

$$\mu_{bu} = 0.005 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.006$$

$$z = d_y \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,108m$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = \frac{0,85 \times 10^{-3}}{0,108 \times 348} = 0.226 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_t^y = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **En appuis :**

$$M_a^y = 0,3M_x = 0.951 \text{ KN.m}$$

Soit :  $A_a^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Emplacement:****En travée**

$$\text{sens } x-x : S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{sens } y-y : S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis } S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) \dots \text{vérifiée.}$$

**Verification:****Effort tranchant:**

$$\rho > 0,4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{12.36 \times 1.8}{2} \times \frac{2.9^4}{1.8^4 + 2.9^4} = 9.68\text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^y = \frac{12.36 \times 2.9}{2} \times \frac{1.8^4}{1.8^4 + 2.9^4} = 2.31\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123} = 0.0786\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Condition de non fragilités :**

$$e > 12\text{cm}, \rho > 0.4 \text{ et } \rho_0 = 0.0008$$

**Sens x-x :**

$$A_{t\text{ cal}}^x \succ A_{\text{min}}^x = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3-0.62)}{2} \times 100 \times 15 = 1.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{condition}$$

vérifiée

$$\text{Soit : } A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens-y-y :**

$$A_{t\text{ cal}}^y \succ A_{\text{min}}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^y = 3\text{HA}8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \succ \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Soit : } A_t^y = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Tableau.III.21. Résultats de ferrailage de 2<sup>eme</sup> type de dalle.**

En travée				
Sens-x	A cal (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> /ml)	A opt(cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
	0.63	1.42	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.226	1.2	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens-x, Sens-y	0.222	1.36	4HA8=2.01	25

**Verification l'ELS:**

**La contrainte dans le béton :**

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

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

$$A'_s = 0$$

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

- En travées

Sens x-x

$$M_x^t_{ser} = 2.03KN.m$$

$$\frac{100y^2}{2} + 15 \times 2.03 \times y - 15 \times 2.03 \times 12.3 = 0$$

$$y = 2.44cm$$

$$I = 100 \frac{2.44^3}{3} + 15 \times 2.03(12.3 - 2.44)^2 \Rightarrow I = 3415.41cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.44 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

Sens-y-y

$$M^T_{ser} = 0.98KN.m$$

$$Y = 0.76 cm$$

$$I = 1526.08cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.488 < \bar{\sigma} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- En appuis

Sens x-x

$$M_y^a_{ser} = 0.717KN.m$$

$$Y = 0.71$$

$$I = 1621.82MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.313MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens-y-y

$$M_y^a_{ser} = 0.717KN.m$$

$$Y = 0.67cm$$

$$I = 1148.54MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.42MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification des contraintes dans les aciers tendus :**

$$Fissuration\ nuisible \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 MPa.$$

$$M_{x\ ser}^t = 2.01 \text{ kn.m}$$

$$Y = 2.43 \text{ cm}$$

$$I = 3415.41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 87.99 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Etat limite de déformation (la flèche) :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

**Sens x-x**

$$1. \frac{h}{l_x} > \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_x^{t\ ser}}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow \frac{0.15}{1.8} = 0.0833 > \left( \frac{3}{80} ; \frac{2.03}{20 \times 2.39} \right) = 0.0424 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

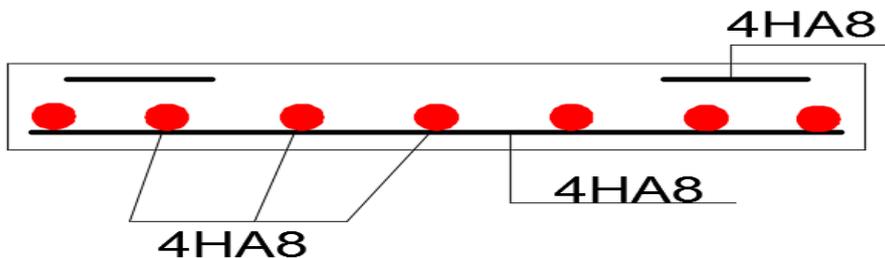
$$2. \frac{A_s}{b \times d_y} = \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.123} = 0.0016 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Sens-y-y**

$$1. \frac{h}{l_y} > \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_y^{t\ ser}}{20 \times M_{0y}} \right) \Leftrightarrow \frac{0.15}{2.9} = 0.0517 > \frac{0.98}{20 \times 1.16} = 0.0422 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d_y} = \frac{1.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.109} = 0.0013 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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



**Figure.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D2.**

- Type3 (dalles sur 03 appuis)

Evaluation des charges :

$$G = 5.27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35Q + 1.5Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5) = 12.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

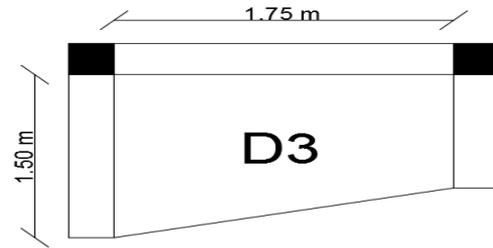


Figure.III.11. Schéma de ferrailage de la dalle D2.

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations :

$$L_x = 1.5 \text{ m}$$

$$L_y = 1.75 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \text{ Donc la dalle travaille selon deux sens}$$

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} = 1.45$$

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \rightarrow M_0^x = \frac{P \times l_x^2}{8(l_x - \frac{l_y}{2})} + \frac{P \times l_y^3}{48}$$

$$\rightarrow M_0^y = P \times \frac{l_y^3}{24}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \rightarrow M_0^y = P \times \frac{l_x^3}{6}$$

$$\rightarrow M_0^x = \left( P \times l_x^2 \times \frac{l_y}{2} \right) - \left( 2 \times P \times \frac{l_y^3}{3} \right)$$

A'LEU :

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} = 0.85 \quad M_0^y = \frac{12.36 \times 1.75^2}{8} \times \left(1.5 - \frac{1.75}{2}\right) + \frac{12.36 \times 1.5^2}{48} = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_0^x = 12.36 \times \frac{1.75^3}{24} = 2.76 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 1.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 3.00 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_0^x = 0.828 \text{ KN.m}$$

**Le Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur  $b=1\text{m}$  et d'épaisseur  $e=15\text{cm}$

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm. soit : } \Phi = 14 \text{ mm.}$$

$$\text{Le sens x-x : } dx = h - \frac{\phi}{2} - e = 12.3 \text{ cm.}$$

$$\text{Le sens y-y : } dy = dx - \phi = 10.9 \text{ cm.}$$

- **En travée :**

$$\text{Sens x-x : } M_x^t = 1.99 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{1.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123^2 \times 14.2} = 0.009 < \mu_t = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.122 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{z \times f_s} = \frac{1.99 \times 10^{-3}}{0.122 \times 384} = 0.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2 / ml$$

$$A_s \leq A_{\min}$$

On choisit :

$$A_{\min} = 2HA8 = 1.01cm^2 / ml$$

**Sens-y-y :**

$$M_y^t = 3KN.m$$

$$1.99 \rightarrow 1.01$$

$$3 \rightarrow A_t^y$$

$$A_t^y = \frac{3 \times 1.01}{1.99} = 1.52cm^2 / ml$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2 / ml$$

$$A_{\min} = 1.2cm^2 / ml \leq A_s$$

Donc on ferraille avec  $A_s$

On opte pour : 3HA10=2.36cm<sup>2</sup>/ml

**Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.828KN.m$$

$$1.99 \rightarrow 1.01$$

$$0.828 \rightarrow A_a$$

$$A_a = \frac{0.828 \times 1.01}{1.99} = 0.42cm^2 / ml$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2 / ml$$

$$A_{\min} \succ A_s$$

On opte pour 3HA8=1.51cm<sup>2</sup>/ml

Tableau III.22. Les résultats de ferrailage de la dalle.

En travée				
Sens-x	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
	0.42	1.2	3HA8=1.51	33
Sens-y	2.10	1.2	3HA10=2.36	33
En appuis				
Sens-x, Sens-y	0.42	1.2	3HA8=1.51	33

Vérification diverse :

Vérification l'effort tranchant :

♦ A l'ELU :

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{12.36 \times 1.5}{2} \times \frac{1.75^4}{1.5^4 + 1.75^4} = 6.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  .....condition vérifier

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

♦ A l'ELS :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{8.77 \times 1.75^3}{24} = 1.95 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{8.77 \times 1.5^2}{8} \times (1.5 - \frac{1.75}{2}) + \frac{8.77 \times 1.75^3}{48} = 4.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments réels :****En travées :**

$$M_x^t = 0.85M_0^x = 0.85 \times 1.95 = 1.65 \text{ kn.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_0^y = 0.85 \times 4.92 = 4.18 \text{ kn.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -0.3 \times 1.95 = -0.585 \text{ KN.m}$$

**La vérification de la contrainte dans le béton :**▪ **En travées**

**Selon x-x :**

$$M_x^t = 1.65 \text{ kn.m}$$

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

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

$$50y^2 + 1.51 \times 15y - 15 \times 1.51 \times 12.3 = 0$$

$$y = 2.14 \text{ cm}$$

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

$$I = 2664.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.25 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ pas de risque de fissuration du béton}$$

**Selon y-y :**

$$M_y^t = 4.18 \text{ kn.m}$$

$$Y = 2.56 \text{ cm}$$

$$I = 3021.50 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.54 \leq 15MPa \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

▪ **En appuis**

**Selon x :**

$$M_x^a = 0.585kn.m$$

$$Y=2.14cm$$

$$I = 2674.89cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.46 \leq 15MPa \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

**Selon y :**

$$M_x^a = 0.585kn.m$$

$$Y=2.44cm$$

$$I=3017.86cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.472 \leq 15MPa \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

**La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63MPa$$

**Selon x -x:**

$$M_x^t = 1.65kn.m$$

$$y = 2.14cm$$

$$I = 2664.73cm^4$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 94.36MPa.$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

**Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^{t^{ser}}}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > \frac{1.65}{20 \times 2.76} = 0.029 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2. 2. \frac{A_s}{b \times d_x} = \frac{1.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.123} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$\text{ferraillage : } \begin{cases} A_s^x = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 33 \text{ cm} \\ A_s^y = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 33 \text{ cm} \\ A_a^x = A_a^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

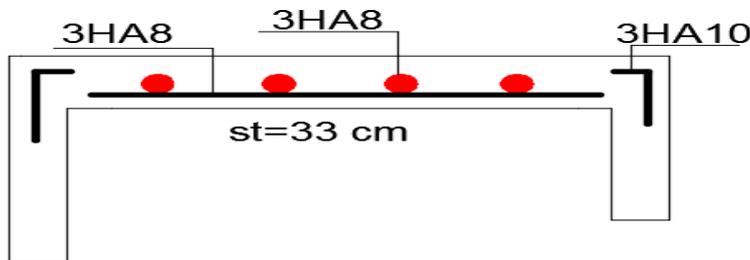


Figure.III.12. Schéma de ferraillage de la dalle D3.

♦ Dalle sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur

▪ Evaluation des charges : e=15cm

$$G=5.27 \text{ kn/m}^2$$

$$Q=2.5 \text{ kn/m}^2$$

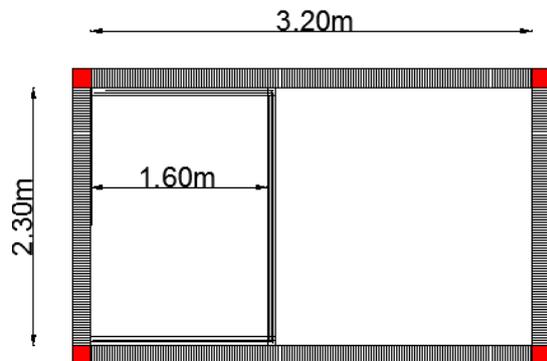
$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{ KN / m}^2$$

▪ Calcul de sollicitations :

Calcul des moments a L'ELU :

$$L_x=3.20 \text{ m}$$

$$L_y=2.30 \text{ m}$$



$$\rho = 0.71 > 0.4$$

Figure.III.13. Schéma de la dalle

Donc la dalle travaille dans les deux sens le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 0.0671 \times (10.86 \times 2.3^2) = 3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.4471 \times 3.85 = 1.72 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

**En travées :**

$$M_x^t = 0.75M_0^x = 0.75 \times 3.85 = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_0^y = 0.75 \times 1.72 = 1.29 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_0^x = -0.5 \times 2.88 = -1.44 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

**En travée :**

♦ Sens x-x

$$M_x^t = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0163$$

$$Z = 0.122 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.88 \times 10^{-3}}{0.122 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.71 > 0.4$$

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

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.71) \times 100 \times 15 = 1.374 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_x^{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_s$$

On ferraille avec :  $A^{\min}$

On opte pour 4HA8=2.01  $cm^2$

♦ **Sens-y-y :**

$$M_y^t = 1.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0076 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0095$$

$$z = 0.108 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.29 \times 10^{-3}}{0.108 \times 348} = 0.343 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_s$$

On opte pour 3HA8=1.51  $cm^2 / \text{ml}$

**Aux appuis :**

♦ **Sens (x-x et y-y) :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 2.88 = -1.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0067 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.008$$

$$Z = 0.122 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.44 \times 10^{-3}}{0.122 \times 348} = 0.339 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.123 \times \frac{2.1}{400} = 1.485 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_s < A_{\min}$  donc ferraille avec  $A_{\min}$

On opte pour 3HA8=1.51 cm<sup>2</sup> / ml

**Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

**En travée**

$$\text{sens } x - x : S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{sens } y - y : S_t = \left(\frac{100}{3}\right) = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis } S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Tableau III.23. Les résultats de ferrailage de la dalle D3.**

En travée				
Sens-x	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
	<b>0.67</b>	<b>1.374</b>	<b>4HA8=2.01</b>	<b>25</b>
Sens-y	<b>0.343</b>	<b>1.2</b>	<b>3HA8=1.51</b>	<b>33</b>
En appuis				
Sens-x, Sens-y	<b>0.339</b>	<b>1.485</b>	<b>3HA8=1.51</b>	<b>25</b>

**Vérification :**

**A l'ELU :**

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{10.86 \times 2.30}{2} \times \frac{3.20^4}{2.30^4 + 3.20^4} = 9.85\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123} = 0.08\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**A l'ELS :**

$$p_s = 7.77 \text{ KN / ml}$$

$$M_x = \mu_x \times (P_s \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 0.0731 \times (7.77 \times 2.30^2) = 3.00 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.5940 \times 3 = 1.782 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments réels :**

♦ **En travées :**

$$M_x^t = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 3 = 2.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 1.782 = 1.33 \text{ KN.m}$$

♦ **Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 3 = -1.5 \text{ KN.m}$$

**La vérification de la contrainte dans le béton**

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

$$\frac{b}{2} y^3 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$y = 2.43 \text{ cm}$$

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

$$I = 3415.416 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.6 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ pas de risque de fissuration du béton}$$

**La contrainte dans l'acier :**

La fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification à faire.

**Etat limite de déformation**

Selon x :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{2.30} = 0.065 \geq \left[ \frac{2.25}{20 \times 3} \right] = 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

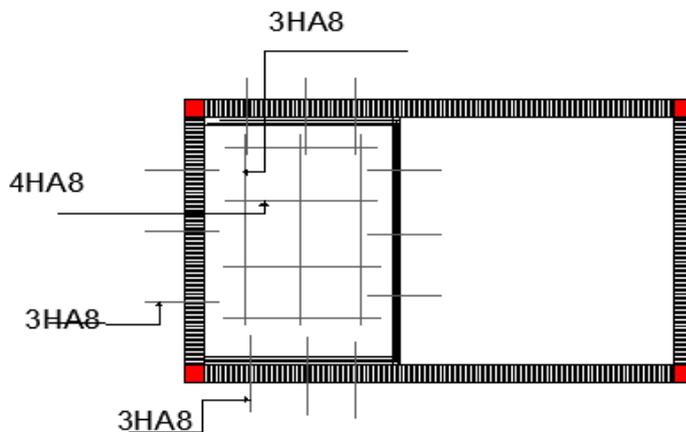
Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Sens-y-y :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{3.20} = 0.046 \geq \left[ \frac{1.33}{20 \times 1.75} \right] = 0.038 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.013 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

**Figure. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.****III.3. Acrotère**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toutes chutes, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique

**III.3.1. Hypothèse de calcul**

1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

2-) Type de fissuration est préjudiciable.

3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

### III.3.2. Evaluation des charges et surcharges

#### ✓ Type 1 (terrasse inaccessible)

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.10 \times 0.05) + 0.005/2$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

Poids propre:  $G_T = 2.0875 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de  $F_p = 4 A C_p W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2)  $\Rightarrow A = 0.15$

$C_p$  : Facteur de la force horizontale

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

Avec :  $A = 0.15$  (zone IIa, groupe 2)

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = G_T = 2.0875 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.0875 = 1.002 \text{ KN/ml}$$

Type 2 :

#### ✓ Calcul de centre de gravité de la section

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 5) \times 15 + (10 \times 5) \times (1/2) \times 13.33]}{(60 \times 10) + (10 \times 5) + (10 \times 5) \times (1/2)} = 6.05 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 5) \times 52.5 + (10 \times 5) \times (1/2) \times 56.66]}{60 \times 10 + 10 \times 5 + (10 \times 5) \times (1/2)} = 32.654 \text{ cm}$$

**Tableau III.24:** Caractéristiques des acrotères.

Acrotère	Type 1	Type 2
G(KN)	2.0875	2.8375
Q(KN)	1	1
S (m <sup>2</sup> )	0.0675	0.0975
CDG (cm)	X <sub>G</sub> =6.05 Y <sub>G</sub> =32.654	X <sub>G</sub> =5.726 Y <sub>G</sub> =47.99
F <sub>p</sub> (KN)	1.002	1.362

**III.3.3. Calcul des sollicitations**✓ **Type 1**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre  $N_G = 2.0875 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge  $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique  $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

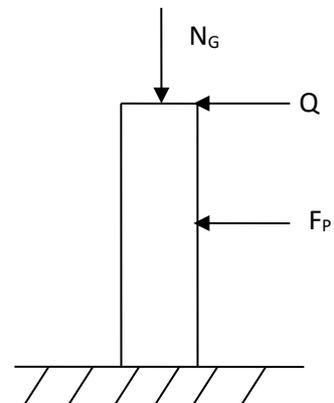
$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.002 \times 0.32654 = 0.327 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ **Type 2**

$$N_G = 2.8375 \text{ KN} \quad ; \quad M_Q = 0.9 \text{ KN} \cdot \text{m}; \quad M_F = 0.6536 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**III.3.4. Combinaison d'action****Figure III.15.** Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml

**Tableau III.25:** Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitation		RPA 99	ELU	ELS
		G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	Type 1	2.0875	2.818	2.0875
	Type 2	2.8375	3.83	2.8375
M (KN .m)	Type 1	0.927	0.9	0.6
	Type 2	1.55	1.35	0.9

**- Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion composée :

✓ **Type 01**

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.0875} = 0.44 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimé  $\Rightarrow$  le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$

Par  $e$  (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec  $e_1$  : excentricité structurelle = 0.44m

$e_a$  = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.44 + 0.02 = 0.46 \text{ m}$$

$e_2$  : excentricité du second ordre.

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

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section  $h_0 = 10 \text{ cm}$

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$\phi$  : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.44}{0.1}\right) = 88$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité  $e_2$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.44 + 0.02 + 0.009 = 0.469 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont :  $N_u = 2.818 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 2,818 \times 0.469 = 1.32 \text{ KN.m}$$

### À l'ELU

$$N_u = 2.818 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.32 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.32}{2.818} = 0.469 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.469 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{(c) à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée (spc).

Spc  $\Rightarrow$  Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \rightarrow M_{ua} = 1.32 + 2.818 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.018$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.4 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.818 \times 10^{-3}}{348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.42 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopt: } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

**-Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2.01}{3} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4 \text{ HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$

**-L'espace**

**-Armature principale**

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

**-Armature de répartition**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

**Tableau III.26: Ferrailage de l'acrotère.**

	<b>M<sub>UA</sub></b> (KN.m)	<b>μ<sub>bu</sub></b>	<b>α</b>	<b>Z</b> (cm)	<b>A<sub>1</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>s</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A<sub>min</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>A adoptée</b> (cm <sup>2</sup> )
<b>Type 1</b>	<b>1.4</b>	<b>0.015</b>	<b>0.018</b>	<b>7.9</b>	<b>0.51</b>	<b>0.42</b>	<b>0.97</b>	<b>A<sub>s</sub> = 4HA8 = 2,01</b> <b>A<sub>r</sub> = 4 HA6 = 1.13</b>
<b>Type2</b>	<b>1.612</b>	<b>0.0177</b>	<b>0.022</b>	<b>7.93</b>	<b>0.584</b>	<b>0.438</b>	<b>0.97</b>	<b>A<sub>s</sub> = 4HA8 = 2,01</b> <b>A<sub>r</sub> = 4 HA6 = 1.13</b>

**Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.1 f_{28} \quad \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times (F_p + Q) \Rightarrow V_u = 1.5 \times (1.002 + 1) \Rightarrow V_u = 3.003 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{3.003 \cdot 10^{-3}}{1.0 \cdot 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

**-vérification de l'adhérence**

**(RPA article. A.6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \pi \times 0.8 \Rightarrow \sum \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3.003 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 10.048 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_{se} = 0.415 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \text{ (RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\psi$  : Coefficient de scellement.

$$\Rightarrow \bar{\tau}_s = 2.84 \text{ MPa ; avec } \psi : 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**-À l'ELS**

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

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

- Contrainte limite de béton :

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

- Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

### Position de l'axe neutre

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.0875} = 0.287 \text{ m}$$

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

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

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.287 - 0.05 = 0.237 \text{ m}$$

Avec  $c < 0$  et  $y_c > 0$

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

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times (-0.237)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.237) = -0.1627 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times (-0.237)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.237)^2 = 0.0248 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.1627 y_c + 0.0248 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow c \leq y_c \leq h + c \Rightarrow 0.237 \leq y_c \leq 0.337$$

$$y_c = 0.2581 \text{ m}$$

$$y = 0.2581 - 0.237 = 0.0211\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.0211^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.0211) = 4.502 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.0875 \times 10^{-3} \times 0.0211}{4.502 \times 10^{-5}} = 0.978 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{2.0875 \times 10^{-3}}{4.502 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.0211) = 40.966 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

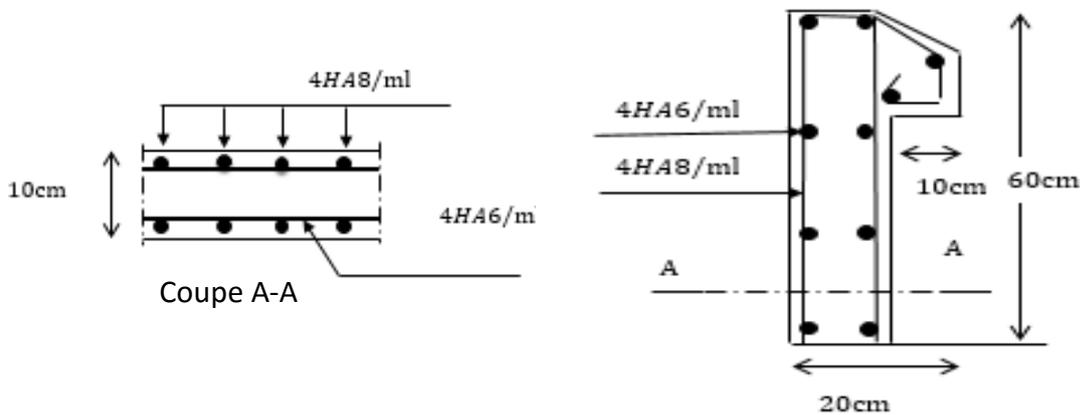


Figure III.16. Ferrailage de l'acrotère.

**III.4. L'ascenseur :**

**III.4.1. Définition :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,60 \text{ m}$
- $T_s = 1.60 \text{ m}$
- $H_k = 2,20 \text{ m}$

- $P_M=1500$  daN
- $D_M=4300$  daN
- $F_c=5000$  daN
- $v = 0,63$  m/s

Avec :  $B_s$ ,  $T_s$ ,  $H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

$P_M$  : Charge due à la dalle des machines.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

#### III.4.2. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

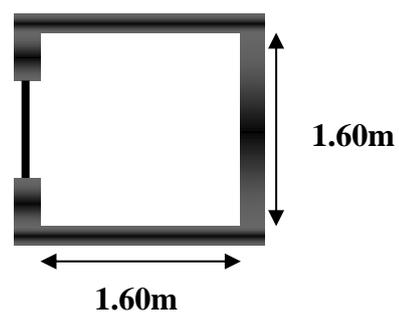


Figure. III.17. Cage d'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$

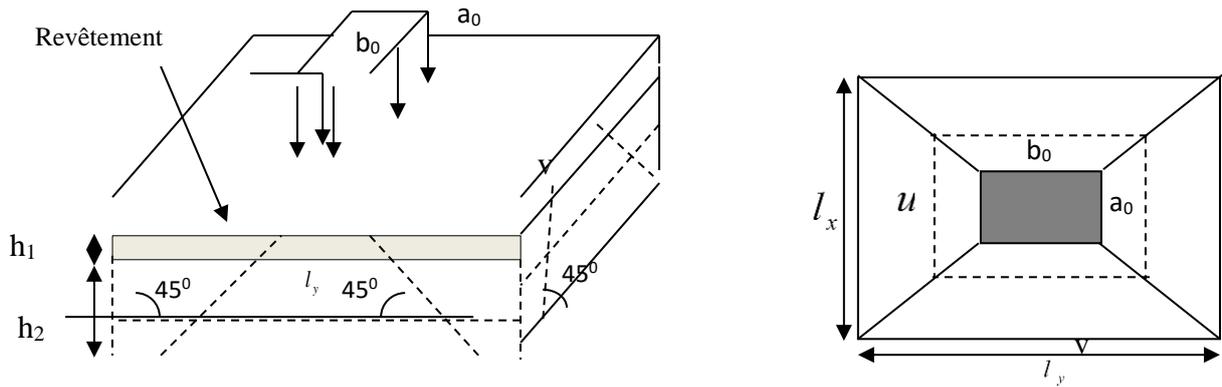


Figure.III.18. Schéma représentant la surface

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (4cm)

$\xi$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi=1$ )

$$\begin{cases} U = 114 \text{ cm} & \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 160 \text{ cm} \end{cases} \\ V = 114 \text{ cm} & \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.} \begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,60 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{160} = 0,60 \end{cases}$$

**III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :**

**a)  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système :**

$M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec :  $\nu$  est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

$M_1$  et  $M_2$  : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

D'où :  $M_1 = 0,064$

$$M_2 = 0,064$$

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 85,05 \text{ KN(avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 5.44 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 5.44 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

**b)  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système :**

$M_{x2}$ ,  $M_{y2}$  sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 1 > 0,4 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 5.31 \text{ KN/m.}$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2 .$$

$$\Rightarrow q_u = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 1 = 8,67 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 8,67 \times (1.6)^2 = 0,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0,82 = 0,82 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,44 + 0,82 = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,44 + 0,82 = 6,26 \text{ KN.m}$$

#### III.4.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de  $h=15\text{cm}$  ( $d^x=13\text{cm}$  ;  $d^y=11.8\text{cm}$ )

$$M^t = 0,85 \times M^x = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 2,50 \text{ KN.}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 2,50 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.**

Sens	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A^t$ calculée ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A^t$ adoptée ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A^a$ calculée ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A^a$ adoptée ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )
X-X	5,32	2,50	1,21	4T8=2,01	0,56	4HA8=2,01
Y-Y	5,32	2,50	1,33	4T8=2,01	0,56	4HA8=2,01

**Vérifications :**

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 1 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- ♦ **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : La charge de calcul à l'état ultime

$U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (114 + 114) = 456 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 84,78 \text{ KN} \\ \frac{0,045 \times 4,56 \times 0,19 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 649,8 \text{ KN} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 24,79 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{24,79 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,137 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Calcul à l'ELS :**

**Moment engendré par le système de levage :**

$$Q^{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 4.84 \text{ kn.m} \\ M_{y2} = 4.84 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q^{ser} = 5,31 + 1 = 6,31 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0368 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.03 \text{ kn.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.03 \text{ kn.m}$$

**La Superposition des Moments :**

$$M^x = 5,87 \text{ KN.}$$

$$M^y = 5,87 \text{ KN.m}$$

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

$$M^{tx} = 4,99 \text{ KN.m} \quad M^{ax} = 2,35 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 4,99 \text{ KN.m} \quad M^{ay} = 2,35 \text{ KN.m}$$

On vérifie  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser}}{I} \times y$$

(On prend  $M^t = 4,99 \text{ KN.m}$ )

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y = 3,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d - y)^2 = 5747,92cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,74MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240Mpa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 187,39Mpa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{160} = 0.09 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{4.99}{20 \times 5.87}\right] = 0.0375 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Espacement des armatures**

Armatures // L<sub>x</sub> : S<sub>t</sub> = 33 cm ≤ min (3 h, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L<sub>y</sub> : S<sub>t</sub> = 33 cm ≤ min (4 h, 45 cm) = 45 cm

- Schéma de ferrailage :

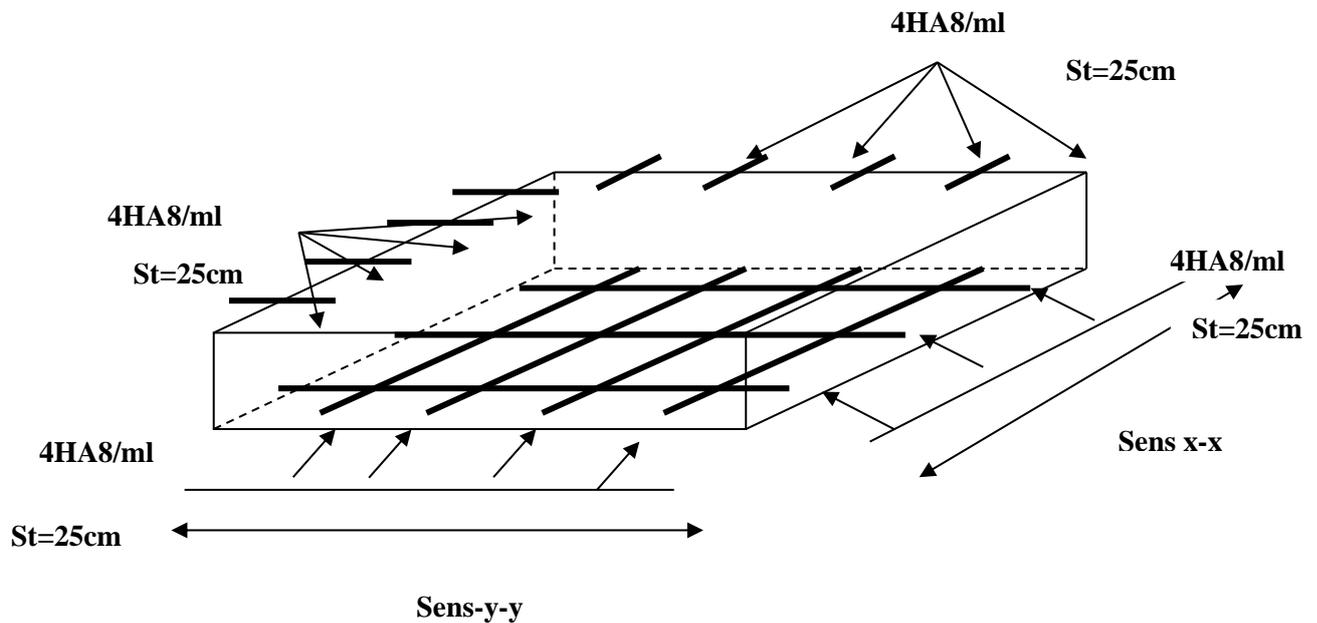


Figure. III.19. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

### III.4.3. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (160×160 et h=15cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement :  $G_1 = 5,31 \text{ KN/m}^2$ .
- poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,6 \times 1,6} \rightarrow G_2 = 19,53 \text{ KN/m}^2$
- $G_{total} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{total} = 24,84 \text{ KN/m}^2$ .
- $P_{total} = 1,35 \times G_{total} \rightarrow P_{total} = 33,53 \text{ KN/m}^2$ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

### III.4.4. Evaluation des moments à l'ELU :

$$M^{x2} = \mu_x \times P_{total} \times l_x^2 \Rightarrow M^{x2} = 3,16 \text{ KN.m}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M^{x2} \Rightarrow M^{y2} = 3,16 \text{ KN.m}$$

$$M^{lx} = 0,85 \times M^x = 2,68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 \times M_x = 2,68 \text{ KN}$$

$$M_{ax} = 0,4 \times M_x = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 1,26 \text{ KN.m}$$

**III.4.3.2. Ferrailage :**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

**Tableau III.28. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.**

Moment (KN.m)	$\mu_{bc}$	$A_{calcul}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adoptés}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
$M_{tx}$	0,0112	0,59	4HA8
$M_{ty}$	0,0136	0,66	4HA8
$M_{ax}$	0,0053	0,30	4HA8
$M_{ay}$	0,0064	0,31	4HA8

• **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{min} = 0.8\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$A_x^{min} = 1,2 \text{ cm}^2$  et  $A = 2,01 \text{ cm}^2$  (dans tous les cas) ..... *Condition vérifiée.*

$$\rho = 1 > 0.4$$

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

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{min} \geq A_s$$

**Calcul à l'ELS :** ( $\nu = 0,2$ )

$$P = 24.84 \text{ KN/m}^2 ; M_x = 1,92 \text{ KN.m} ; M_y = 1,92 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M=1,92\text{KN.m)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y=2,51\text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 3844,81\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,27\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{160} = 0,09 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{1,92}{20 \times 2,26}\right] = 0,0375 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Schéma de ferrailage:**

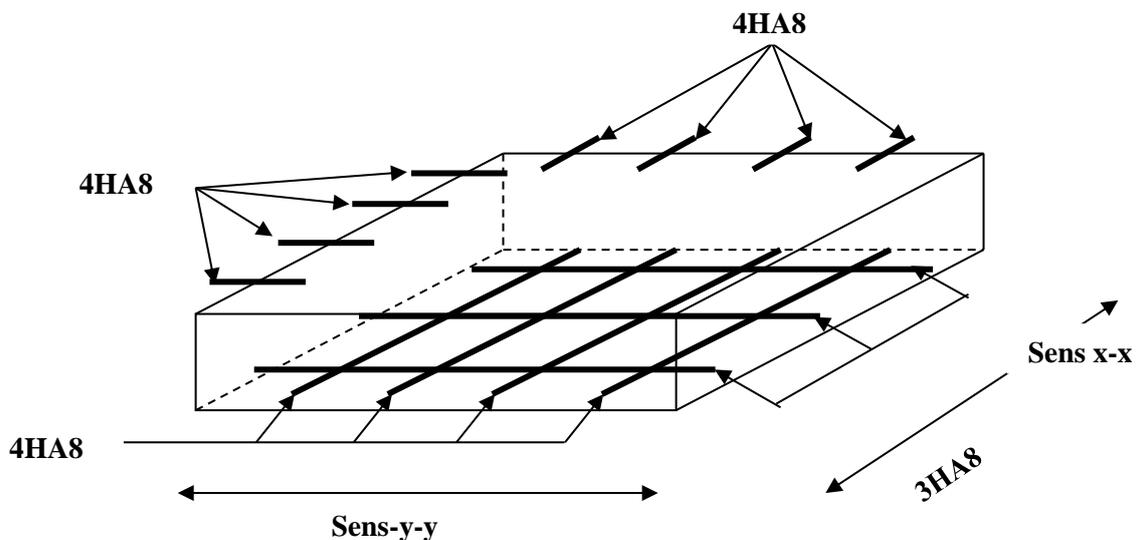


Figure. III.20. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

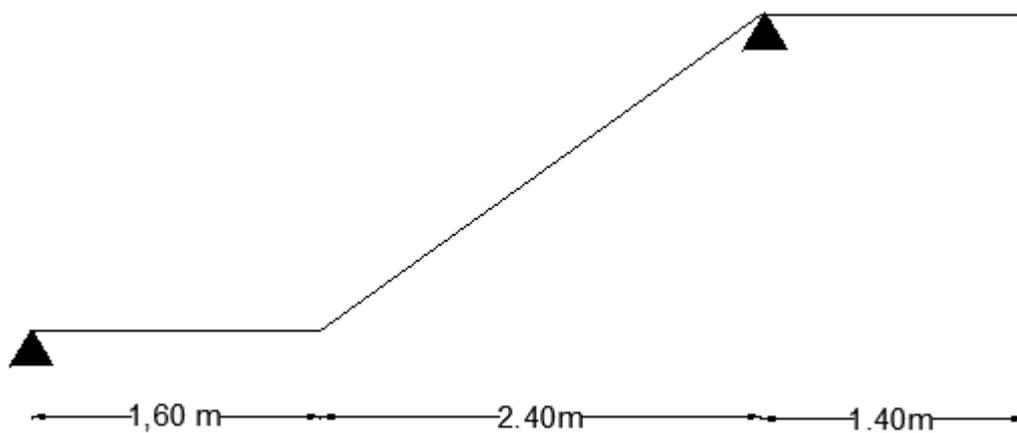
**III.5. Etude des Escaliers :****III.5.1 .Définition :**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé .en acier ou bois.

- **La charge permanente sur la volée d'escalier**

$$G = 8.386kn / m^2$$

$$Q = 2.50kn / m^2$$



**Figure. III.21.Schéma statique des escaliers.**

- ♦ **la charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$G = 6kn / m^2$$

$$Q = 2.50kn / m^2$$

**Calcul à l'ELU :**

**La charge qui revient sur la volée**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.38) + (1.5 \times 2.5) = 15.063kn / ml$$

**La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 6 + 1.5 \times 2.5 = 11.85kn / ml .$$

- Schéma statique :

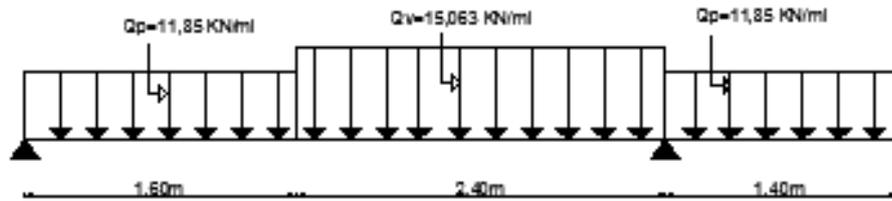


Figure. III.22.Schéma statique.

**Calcul des sollicitations :**

**Calcul des réactions :**

Après calcul de la RDM, on trouve

$$R_A = 23.12 \text{ KN.}$$

$$R_B = 48.58 \text{ KN.}$$

**Moments fléchissant :** En faisant la méthode la méthode des sections.

On trouve :

- $0 \leq x \leq 1.6$

$$T_y(x) = q_p \times x - R_A \rightarrow \begin{cases} T(0) = -23.12 \text{ kn} \\ T(1.6) = -4.16 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_p \times \frac{x^2}{2} + R_A \times X \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kn.m} \\ M(1.6) = 21.82 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Le moment max '  $x_0$  ' tel que  $\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x_0 = 1.95 \text{ m} \rightarrow M_0^{\max} = 22.55 \text{ kn.m}$

- $1.6 \leq x \leq 4$

$$T_y(x) = 1.6 \times q_p + q_v(x - 1.6) - R_A \rightarrow \begin{cases} T(0) = -4.16 \text{ kn} \\ T(4) = 31.98 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_p \times 1.6 \left(x - \frac{1.6}{2}\right) - q_v \frac{(x - 1.6)^2}{2} + R_A \times x = \begin{cases} M(0) = -4.1 \text{ kn.m} \\ M(4) = -11.56 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Le moment max '  $x_0$  ' tel que  $\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x_0 = 1.87 \rightarrow M_0^{\max} = 22.39 \text{ kn.m}$

Calcul des moments réel :

$$M_t^{\max} = 0.85 \times 22.55 = 19.16 \text{ kn.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 22.55 = 11.27 \text{ kn.m}$$

**Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une Sollicitation maximale à L'ELU. Et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :  $S = (b \cdot h)$  avec ( $b=100\text{cm}$ ,  $h=16\text{cm}$ ).

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

**Tableau III.29. Ferrailage des escaliers.**

Localisation	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup> / ml	$A_{adopte}$ cm <sup>2</sup> / ml	N <sup>br</sup> de barre
Travée	16.91	0.068	0.077	0.135	3.69	4.52	4HA12
Appui	11.27	0.04	0.05	0.137	2.14	2.26	2HA12

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t = 3.93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.69\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_a = 2.36\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.69\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

▪ **Les armatures de répartition : BAEL91 [Art. E.2.41].**

$$\text{En travée : } A \geq \frac{At}{4} = 0.982\text{cm}^2 \text{ soit : } 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

$$\text{En appui : } A \geq \frac{A_a}{2} = 1.3\text{cm}^2 \text{ soit : } 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

▪ **Espacement des barres :**

- Pour les armatures principales :

$$S^t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 33.33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$S^a = \frac{100}{2} = 50 \geq 33.33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Pour les armatures de répartition :**

$$S_r = 100 / 4 = 25\text{cm}$$

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

$$T_{\max} = 31.98\text{kn}$$

$$\tau = \frac{v^{\max}}{b \times d} = \frac{31.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.228 MPa < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 MPa \dots \text{vérifiée}$$

⇒ Pas d'armatures transversales.

- L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 [Art.5.313]

$$V^{\max} = 0.319 \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} = 1.08 MPa$$

- ✓ L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$A_t = A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} = 6.29 cm^2 > \frac{V^{\max}}{f_e} \times \gamma_s \times 1.22 = 0.919 cm^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- ✓ Vérification de la section à L'ELS :

**Tableau III.30. calcul de sollicitation à l'ELS.**

Sollicitation	$R_A (kn)$	$R_B (kn)$	$M_o (kn)$	$M_t^{\max} (kn)$	$M_a^{\max} (kn)$
Els	16.62kn	34.98	16.24	13.80	8.12

**Tableau III.31. Etat limite de compression du béton .**

Localisation	$M_{ser}$	Y (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Observation
travée	13.80	3.51	6897.53	7.04	15	Vérifiée
Appui	8.12	2.81	5172.25	4.41	15	Vérifiée

- ✓ Vérification de l'état limite de déformation :

$$\frac{e}{L} = 0.04 < \max \left[ \frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_o} \right] = 0.06 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{B \times b} = \frac{3.69}{1 \times 0.14} \times 10^{-4} = 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il faut vérifie la flèche.

**Tableau III.32. Evaluation de la flèche dans l'escalier.**

L(m)	$A_s (cm^2)$	$M_{jser} (kn.m)$	$M_{gser} (kn.m)$	$M_{pser} (kn.m)$	$\Delta f (cm)$	$f_{adm} (cm)$
4	4.52	6.172	10.44	13.80	0.9	0.8

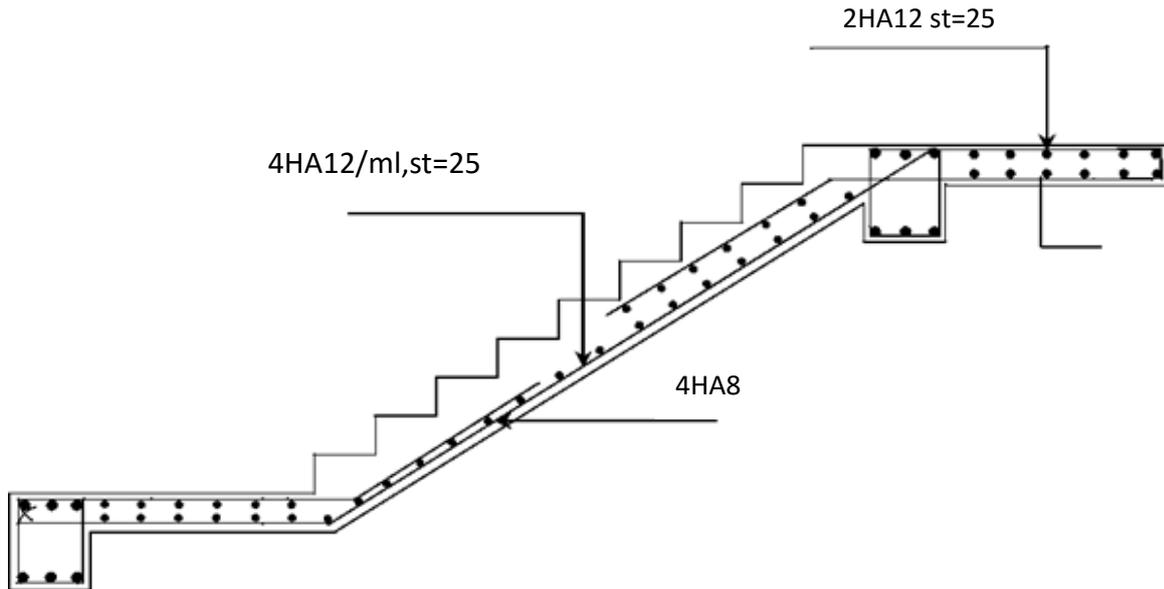


Figure. III.23. Schéma de ferrailage des escaliers

**III.6. Calcul de la poutre palière :**

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

**III.6.1. Pré dimensionnement**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 22.66 \leq h \leq 34$$

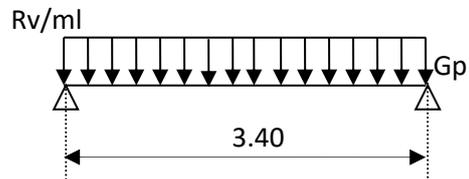


Figure. III.24. Schéma statique de la poutre palière

**III.6.2. Vérification.**

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{On opte pour une section de } (30*30) \text{ cm}^2 .$$

▪ **Calcul à la flexion simple**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre :  $G=0.30 \times 0.30 \times 25=2.25 \text{kn/ml}$ .

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

A l'ELU :  $R_b=48.58 \text{ KN/ml}$ .

A l'ELS :  $R_b=34.98 \text{ KN/ml}$ .

### Calcul des sollicitations :

#### A l'ELU :

$$q_u=1.35g_0+R_b=1.35 \times 2.25+48.58=51.62 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{51.62 \times 3.4^2}{8} = 74.590 \text{ KN.m}$$

En travée :  $M_t=0.85M_0=63.40 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a=-0.5M_0=37.295 \text{ KN.m}$ .

L'effort tranchant :  $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 51.62 \times \frac{3.4}{2} = 87.75 \text{ KN}$ .

#### A l'ELS :

$$Q_s=g_0+R_{bs}=37.23 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{37.23 \times 3.4^2}{8} = 53.797 \text{ KN.m}$$

En travée :  $M_t=0.85M_0=45.727 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a=-0.5M_0=26.898 \text{ KN.m}$ .

#### ▪ Ferrailage

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

$d=28 \text{ cm}$     $f_{c28}=25 \text{ MPa}$     $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$     $f_{st}=400 \text{ MPa}$

**Tableau III.33. Ferrailage de la poutre palier à la flexion simple.**

Localisation	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adap} (cm^2)$
EN travée	63.40	0.0569	0.0732	0.2718	5.83	6HA12=6.79
En appui	37.295	0.0335	0.04105	0.2754	3.38	3HA12=3.39

Exigence du RPA Art7.5.2.1 :  $A_{min} = 0.5\% b \times h \rightarrow A_{min} = 4.5$

- **Vérifications**

- a) **Vérification a l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{1.5}; 4MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{87.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 1.045MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (87.75 \times 10^{-3} - \frac{63.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -4.760cm^2 \dots \dots \text{Verifiée.}$$

- **Calcul de l'espacement St**

$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40cm) \rightarrow S_t \leq 25.2$  .on adopte :  $S_t = 15cm$  en travée et  $S_t = 10cm$  en appui.

### III.6.3. Vérification a L'ELS

#### A. Etat d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

#### B. Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau III.34. Sollicitation a l'ELS.

Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  vérifiée
Travée	45.727	10.80	42728.424	11.557	15	
Appui	26.898	8.19	25448.908	8.656	15	

Vérification de l'état limite de déformation :  $M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 53.797KN$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{340} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.088 > 0.0625 \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{300}{340} = 0.88 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45.727}{10 \times 53.797} = 0.0849 \Rightarrow 0.88 > 0.0849 \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.28} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \dots \text{vérifié}$$

Les conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

### III.6.4. calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion sur la poutre est transmis par le palier et la volée

$$M^{torsion} = M_{Tu} = 11.27 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi

$$\Omega = (b - e)(h \times e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0.3 - 0.05) \times (0.3 - 0.05) = 0.0625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.3 - 0.05) + (0.3 - 0.05)] = 1 \text{ m}$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.27 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 2.97 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On vérifie que :  $\tau_u < \tau_{adm}$  (BAEL91.Art A.5.421).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} \text{ avec } \tau_T = \frac{M_{tu}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\tau_{FS} = 1.17 \text{MPa}$  (contrainte de cisaillement due à la flexion)

$$\tau_T = \frac{11.27 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.80 \text{MPa}.$$

$$\tau_U = \sqrt{(1.17)^2 + (1.80)^2} \Rightarrow (\tau_U = 2.14 \text{Mpa}) < (\tau_{adm} = \min(0.14 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}).$$

- **Armatures transversales**

- ♦ **A la torsion**

**En travée**

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.27 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.38 \text{cm}^2$$

- ♦ **À la flexion simples=15cm**

Si :  $st=12 \text{cm} < \min(0.9d; 40 \text{cm})=25.2 \text{cm} \dots\dots\dots$  vérifié.

$$A_t^F = 0.4 \times b \times st / f_e \rightarrow A_t^F = 0.4 \times 0.3 \times 0.12 / 400$$

$$A_t^F = 0.36 \text{cm}^2.$$

- **Ferraillage**

- ✓ **Sections des armatures transversals**

$$A_t = A_t^T + A_t^F = 0.38 + 0.36 = 0.74 \text{cm}^2$$

**Condition de RPA**

$$A_t^{\min} \geq S_t \times 0.003 \times b. \text{ Soit } S_t = 12 \text{cm} \Rightarrow A_t^{\min} = 1, 08 \text{cm}^2.$$

D'où  $A_t = 1.08 \text{cm}^2$ . Soit un cadre et un étrier de  $\Phi 8$  et une section de 4HA8 =  $2.01 \text{cm}^2$ .

- ✓ **Sections des armatures longitudinales**

En travée :  $A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} \Rightarrow A_{total} = 0.19 + 5.83 = 6.02 \text{cm}^2$

On choisit 5HA14 =  $7.70 \text{cm}^2$

En appuis :

$$A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} \Rightarrow A_{totale} = 0.19 + 3.38 = 3.57 \text{cm}^2$$

On choisit: 3HA14 =  $4.62 \text{cm}^2$ .

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1** :  $A_{\min} = 0.5\% b \cdot h \Rightarrow A_{\min} = 4.5\text{Cm}^2$

Donc on ferraille avec  $A_{\text{cal}} = 4.62\text{Cm}^2$ .

### Condition de RPA

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/ version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$$

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t\right) \Rightarrow s_t = 7.5\text{ cm}$$

On adopte l'espacement suivant :

Zone courante :  $S_t = 12\text{Cm}$ .

Zone nodale :  $S_t = 10\text{Cm}$ .

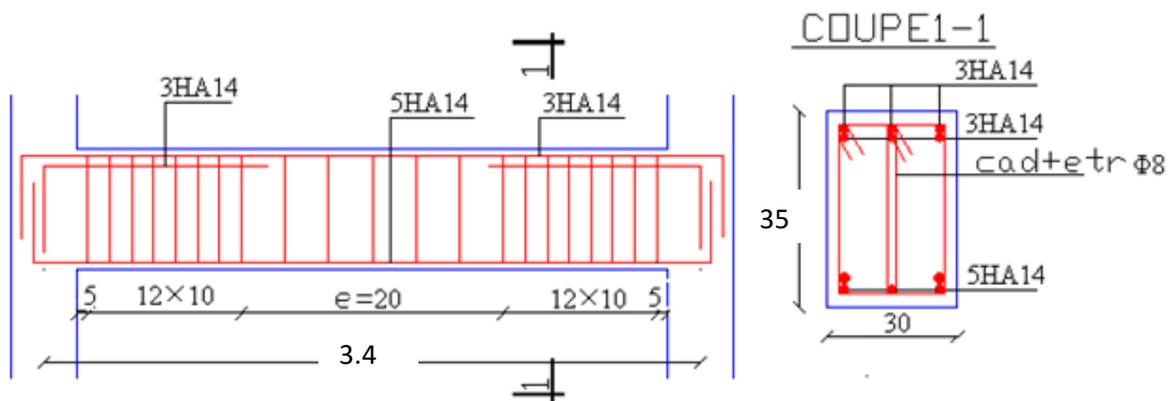


Figure.III.25. Schémas de ferrailage de la poutre palière.

### III.7.Poutres de chaînages :

- **Dimensionnement :**

La portée maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{\max} = 5,10\text{m}$

Selon la condition de flèche :

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

$$34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}$$

Selon (Art 9.3.3) :

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 35\text{cm}$$

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

- **Calcul des sollicitations :**

Poids propre :  $P_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625\text{KN/m}$

Poids des murs :  $P_m = 2,80 \times (3,06 - 0,35) = 7,59\text{KN/m}$

$$P_u = 1,35 \times (2,625 + 7,59) = 13,79\text{ KN/m}$$

$$P_s = 2,625 + 7,59 = 10,21\text{KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 44,83\text{KN m}$$

➤ **a l'ELU:**

$$M_t = 0,75M_u = 33,62\text{KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_u = -22,41\text{KN.m}$$

- **Le ferrailage :**

**a) Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m.}$$

**Tableau III.35. Armatures longitudinales.**

	$M$ (KN.m)	$d_x$ (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_s$ calculé ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ adopté ( $\text{cm}^2$ )
<b>En travée</b>	<b>33,62</b>	<b>0.315</b>	<b>0.023</b> <b>8</b>	<b>0.03</b>	<b>3.10</b>	<b>3HA12=3.39</b>
<b>En appui</b>	<b>22,41</b>	<b>0.315</b>	<b>0.0159</b>	<b>0.021</b>	<b>2.06</b>	<b>3HA10=2.36</b>

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre  $\varphi 8$  plus une épingle  $\varphi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \varphi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

**- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.8 \text{ cm}^2 > A_{cal}$$

on ferraille avec  $A_{\min}$  on adopte 2HA14+1HA12,  $A_s = 4.21 \text{ cm}^2$

**- Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 42.85 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

On adopte  $S_t = 15\text{cm}$ .

• **Vérifications :**

➤ **à l'ELU :**

- **Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 35,16\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,112\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... C'est vérifié.

➤ **à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_s = 33,19\text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_s = 24,89\text{KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_s = -16,59\text{KN.m}$$

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

Calcul de y :

$$A = 4,21\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 5,70\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 51270.28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Evaluation de la flèche **CBA 93 (Article B.6.5.1)**.

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

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

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

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{510} = 0,068 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,068 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,077 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,21}{30 \times 31,5} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \text{ la condition est vérifiée. D'ou la vérification de}$$

la flèche est nécessaire.

**Tableau III.36. Evaluation de la flèche.**

(m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
5,10	4,21	8.43	8.82	10.26	51270,28	20021,1
Y (cm)	f <sub>ji</sub> (cm)	f <sub>gi</sub> (cm)	f <sub>pi</sub> (cm)	f <sub>gv</sub> (cm)	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
5.70	0.60574	0.64157	0.77523	1.09717	0.625	1.01

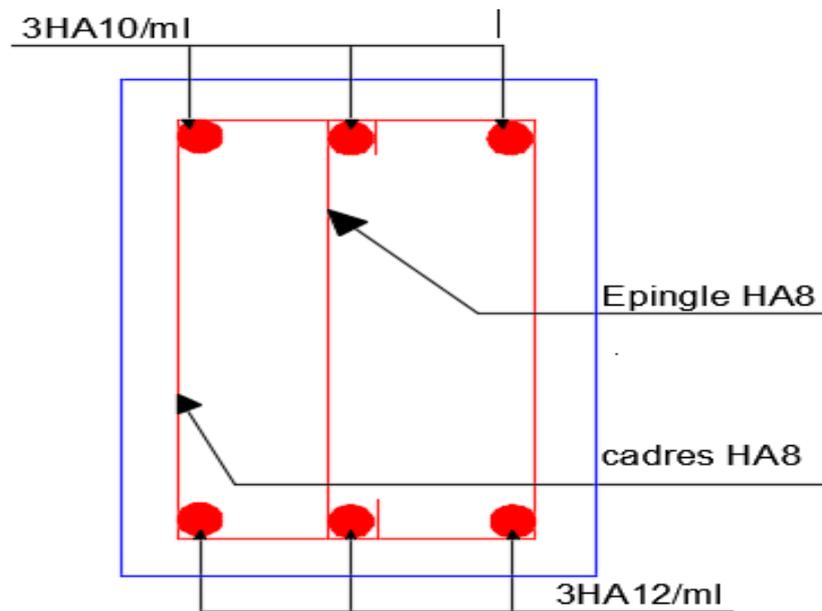


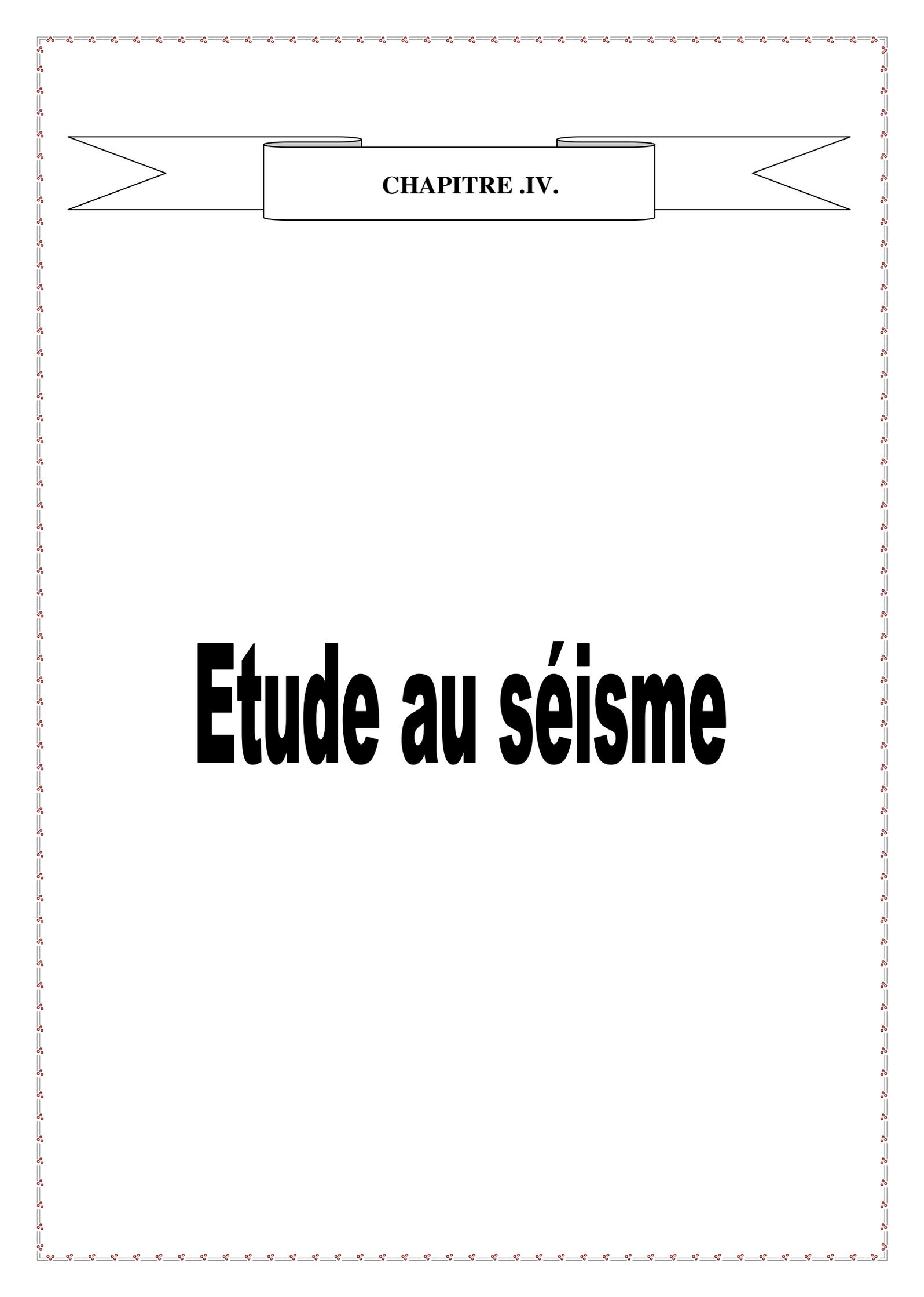
Figure.III.26. Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, il a été question de calculer les éléments secondaires ne participant pas directement au contreventement de la structure.

Ainsi, les différents types de poutrelles ont été étudiés et ferrillés.

Le même travail a été fait pour les différents types de dalles pleines, balcons et escaliers.



**CHAPITRE .IV.**

# **Etude au séisme**

### IV.1. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

### IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) 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 accélérogramme.

#### IV.3.1. Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente est applicable aux bâtiments irréguliers si la condition complémentaire suivante est vérifiée :

Zone IIa : Groupe d'usage 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m ; or cette condition non vérifiée pour notre structure.

Donc : On utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

Néanmoins on calcule l'effort sismique à la base de la structure pour une vérification ultérieure.

#### ✓ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

#### ✓ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique  $V$  ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \text{ avec } Pq : \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ est satisfait ou non.}$$

**Tableau. IV .1. Valeurs des pénalités  $Pq$  .**

“ Critère q ”	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
3- Régularité en plan	Oui	<b>0</b>	Non	<b>0.05</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

Donc

$$Q_x = 1.15 \quad Q_y = 1.2$$

- **W** : poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes totales.

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

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$  pour usage d'habitation

$\Rightarrow W = 46713,249 \text{ KN}$ .

•  $D$ : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure  $T$  (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de  $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$$

**Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 30.6m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (30.6)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.65s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 27.40m, \quad L_y = 19.50m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.526s \\ T_y = 0.623s \end{cases}; T_2 = 0.4s$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) \Rightarrow T_x = 0.526s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) \Rightarrow T_y = 0.623s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.4}{0.526} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.687 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.4}{0.623} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.50 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est : **RPA99. Art (4.2.3)**

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.526 \Rightarrow T_{sx} = 0.683s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.623 \Rightarrow T_{sy} = 0.809s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.687 \times 1.15}{5} \times 46713.249 \Rightarrow V_{st,x} = 2718.781KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.50 \times 1.2}{5} \times 46713.249 \Rightarrow V_{st,y} = 2522.515KN$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*), le graphe donne  $Sa/g$  en fonction du temps

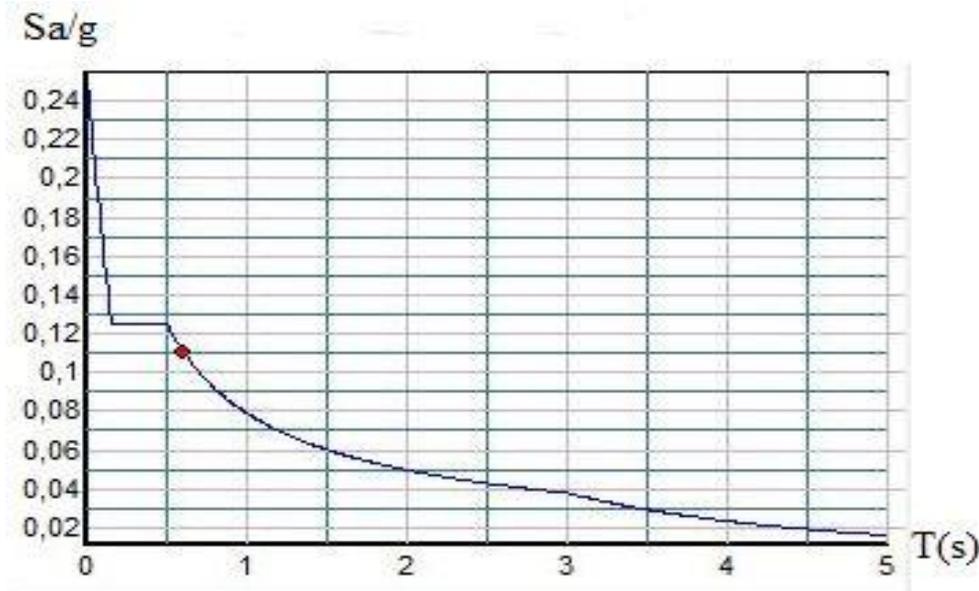


Figure. IV.1. Spectre de réponse

#### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion

produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

#### **IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :**

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions 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.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### **IV.5 Modalisation et résultats :**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

##### **IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représenté ci-dessous :

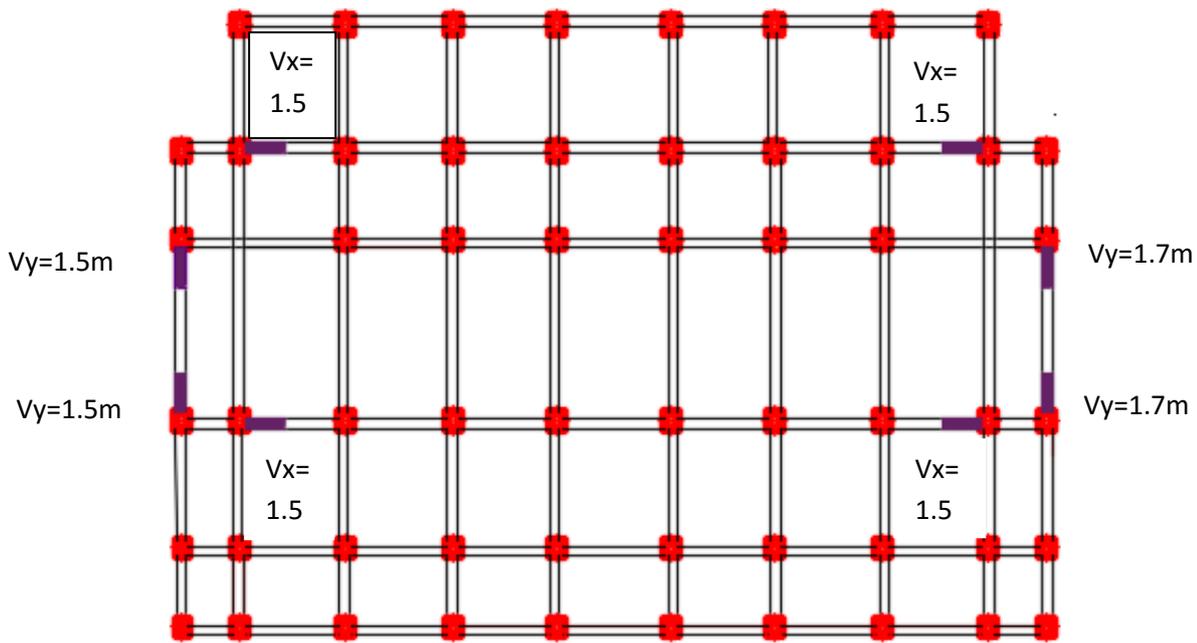


Figure. IV.2. Disposition des voiles.

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau. IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
Mode 1	0.764983	0.71192	0.00076	71.192	0.76
Mode 2	0.707805	0.00076	0.69616	71.268	69.693
Mode 3	0.599336	0.00008859	0.00064	71.277	69.757
Mode 4	0.259853	0.135	0.000001948	84.777	69.757
Mode 5	0.244135	0.00000225	0.1384	84.777	83.597
Mode 6	0.201478	0.00026	0.00018	84.803	83.615
Mode 7	0.145573	0.02443	0.02434	87.245	86.049
Mode 8	0.144776	0.03014	0.02096	90.259	88.145
Mode 9	0.116118	0.00031	0.01743	90.29	89.888
Mode 10	0.109644	0.00013	0.01409	90.303	91.297
Mode 11	0.097049	0.02992	0.000009245	93.295	91.298
Mode 12	0.090991	0.00042	0.0000001045	93.337	91.298
Mode 13	0.085434	0.00001533	0.00028	93.339	91.326
Mode 14	0.08373	0.000002936	0.0003	93.339	91.356
Mode 15	0.08102	0.00002183	0.02614	93.341	93.969

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.1, IV.2 et IV. 3.

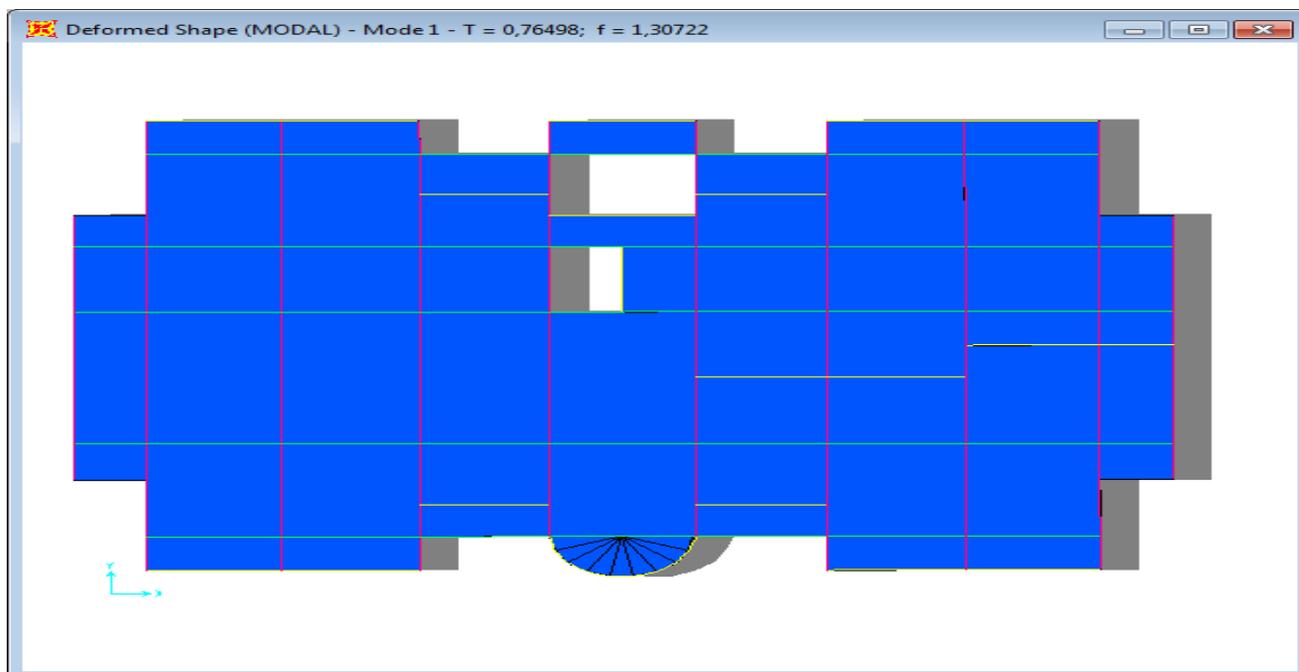


Figure. IV.3. 1<sup>er</sup> mode (translation suivant X).

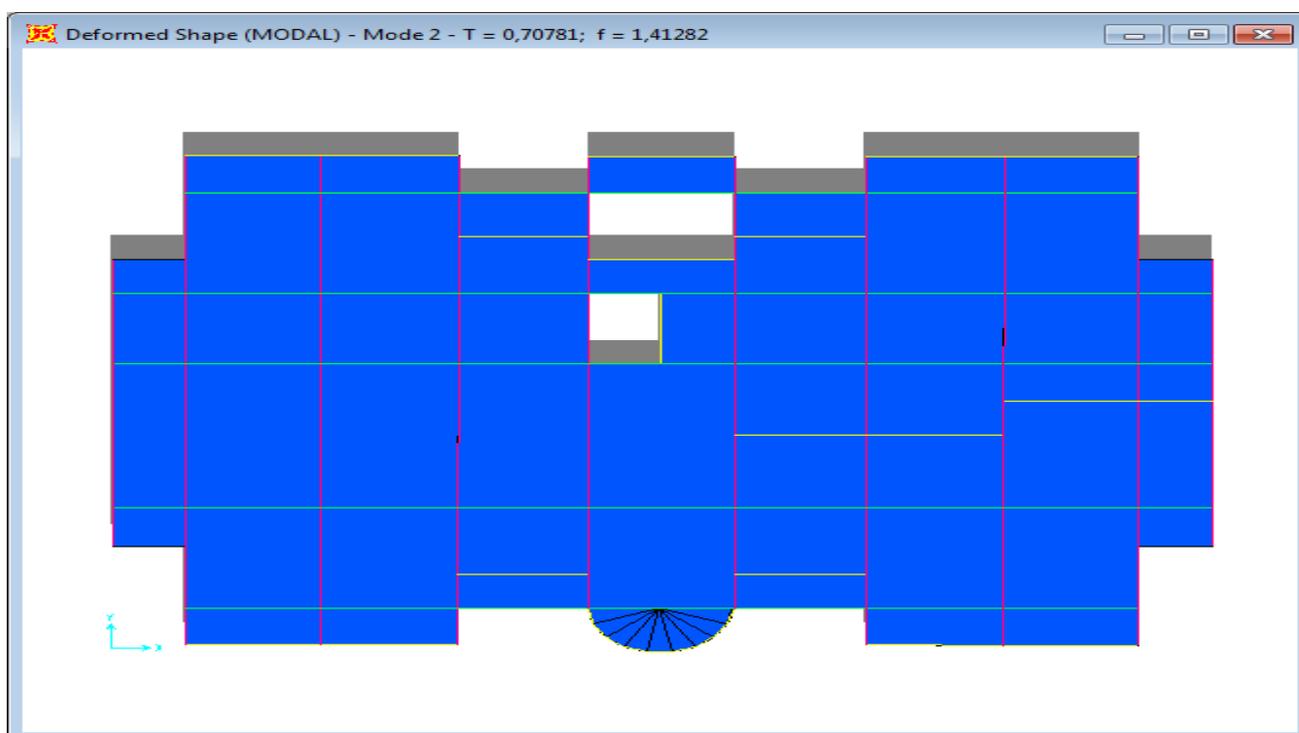


Figure. IV.4. 2<sup>ème</sup> mode (translation suivant Y).

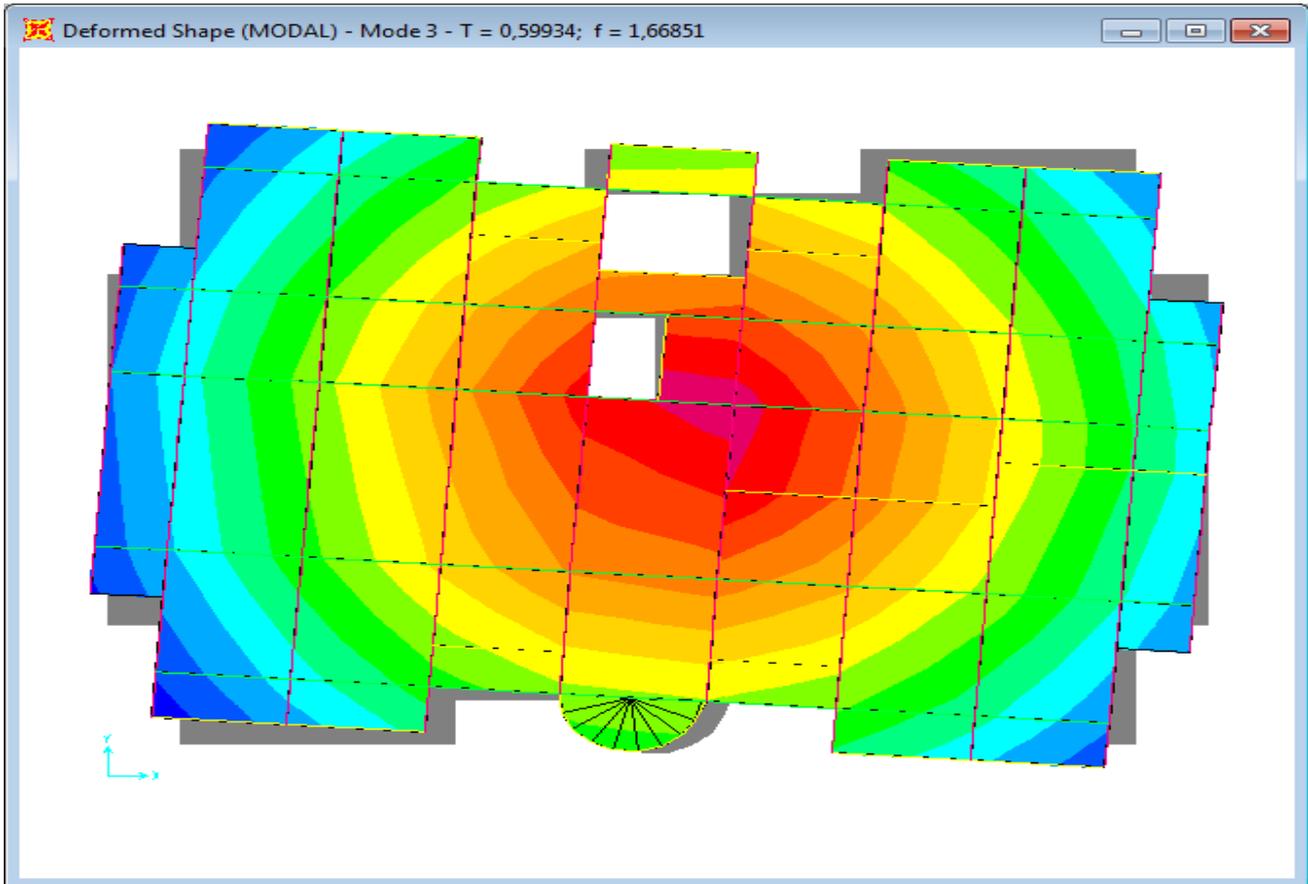


Figure. IV.5.3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z).

**b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

**Tableau. IV.3. Vérification sous charges verticales.**

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
S.sol				
RDC	47071.82	5398.128	89.7119	10.288
NIV 01	40920.17	4925.574	89.256	10.743
NIV 02	34777.87	4303.063	88.989	11.010
NIV 03	29638.32	4303.063	87.322	12.677
NIV 04	24581.83	3895.341	86.321	13.678
NIV 05	19920.58	3256.711	85.948	14.051
NIV 06	15170.42	2704.765	84.868	15.131
NIV 07	10776.21	1942.926	84.724	15.275
NIV 08	6283.363	1276.438	83.115	16.884
NIV 09	2118.7	463.412	82.052	17.947

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

a) **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

**Tableau. IV.4. Vérification sous charges horizontales.**

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
S. sol								
RDC	1612.525	1719.059	1044.854	897.813	60.681	65.691	39.318	34.308
NIV 01	1928.387	1793.681	623.152	632.124	75.577	73.941	24.422	26.058
NIV 02	1597.576	1524.259	581.204	590.286	73.324	72.0844	26.675	27.916
NIV 03	1567.509	1560.744	581.204	590.286	72.951	72.557	27.048	27.442
NIV 04	1246.212	1212.911	702.397	747.675	63.954	61.864	36.046	38.135
NIV 05	1265.203	1232.806	449.303	497.02	73.794	71.267	26.206	28.732
NIV 06	882.344	837.357	565.029	630.97	60.961	57.027	39.038	42.972
NIV 07	814.681	754.528	310.107	385.122	72.429	66.206	27.570	33.793
NIV 08	478.82	403.622	260.758	352.799	64.74	53.359	35.257	46.640
NIV 09	265.843	263.255	95.567	60.368	73.557	81.346	26.442	18.653

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée dans tous les niveaux.

#### IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau. IV.5.

**Tableau. IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
Sous-sol	55×55	3025	1993.309	0,263	vérifiée
RDC	55×55	3025	1749.038	0.245	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	50×50	2500	1533.589	0.245	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	50×50	2500	1327.501	0,212	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	45×45	2025	1128.019	0.222	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	45×45	2025	934.693	0,184	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	1600	742.422	0.185	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	40×40	1600	554.835	0,138	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	35×35	1225	366.828	0.119	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	35×35	1225	180.433	0,058	Vérifiée

#### IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, 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  $V_{st}$ .

On doit vérifier que  $\frac{V_{dynamique}}{V_{st}} \geq 0.8$

Tableau. IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	2657,244	2718.781	0.97	Vérifiée
Sens y-y	2616,62	2522.515	1.03	Vérifiée

#### IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$ : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

$\delta_{eK}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau. IV.7.

Tableau. IV.7. Vérification des déplacements.

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
S.sol	0.12	0.60	0	0.60	306	0.19	0.11	0.55	0	0.55	0.17
RDC	0.36	1.80	0.60	1.20	306	0.39	0.33	1.65	0.55	1.1	0.36
NIV 01	0.65	3.25	1.80	1.45	306	0.47	0.62	3.10	1.65	1.45	0.47
NIV 02	0.97	4.85	3.25	1.60	306	0.52	0.91	4.55	3.10	1.45	0.47
NIV 03	1.29	6.45	4.85	1.60	306	0.52	1.27	6.35	4.55	1.80	0.58
NIV 04	1.60	8.00	6.45	1.55	306	0.50	1.6	8.00	6.35	1.65	0.54
NIV 05	1.88	9.40	8.00	1.40	306	0.46	1.87	9.35	8.00	1.35	0.44
NIV 06	2.12	10.60	9.40	1.20	306	0.33	2.10	10.50	9.35	1.15	0.37
NIV 07	2.32	11.60	10.60	1.00	306	0.32	2.30	11.50	10.50	1.00	0.32
NIV 08	2.49	12.45	11.60	0.85	306	0.27	2.44	12.20	11.50	0.70	0.23

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage

**IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_k$ : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-q_k)$ .
- ✓ Si  $\Theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

**Tableau. IV.8. Vérification de l'effet P-Δ.**

Niveau	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	Θ <sub>k</sub>
S.sol	306	46713.249	0.6	2657.379	0.034	0.55	2616.872	0.032
RDC	306	40778.985	1.20	2551.539	0.063	1.10	2425.805	0.060
NIV 01	306	34680.107	1.45	2178.78	0.075	1.45	2114.545	0.077
NIV 02	306	30097.92	1.60	2148.713	0.073	1.45	2151.03	0.066
NIV 03	306	25240.495	1.60	1948.609	0.005	1.80	1960.586	0.075
NIV 04	306	20546.669	1.55	1714.506	0.061	1.65	1729.826	0.064
NIV 05	306	15851.057	1.40	1447.373	0.050	1.35	1468.327	0.047
NIV 06	306	11300.903	1.20	1124.788	0.039	1.15	1139.65	0.037
NIV 07	306	6748.173	1	739.578	0.029	1	756.421	0.029
NIV 08	306	2371.753	0.85	361.41	0.018	0.7	323.623	0.034

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets P-Δ peuvent être négligés.

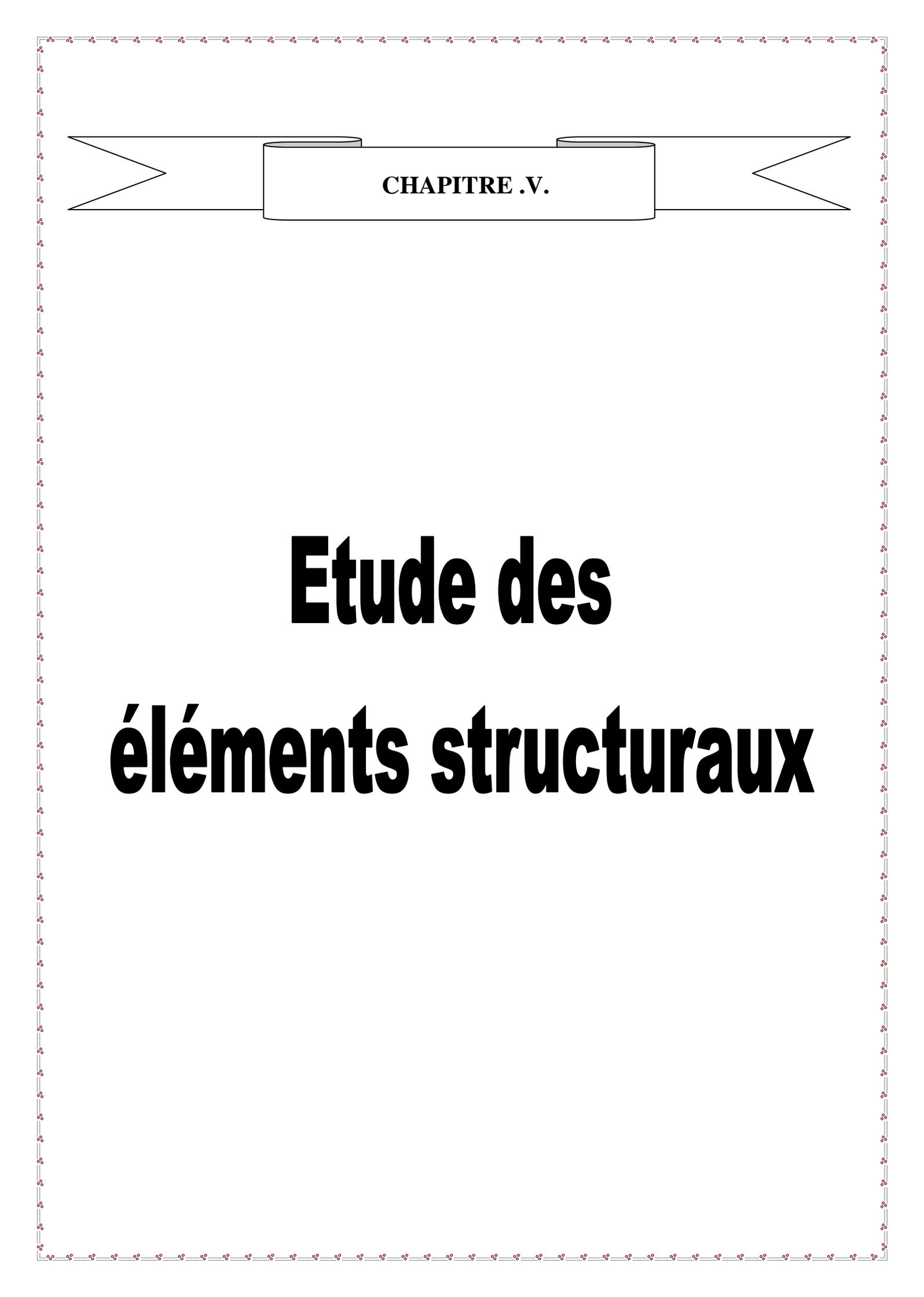
**IV.6. Conclusion :**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



**CHAPITRE .V.**

# **Etude des éléments structuraux**

**Introduction :**

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations

**V.1. Etude des poutres :****V.1.1 Introduction :**

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. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1)  $1.35G+1.5Q$
- 2)  $G+Q$
- 3)  $G+Q\pm E$
- 4)  $0.8G\pm E$

**V.1.2. Ferrailage****a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°.

Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu’au moins un côté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

**b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)**

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement

**V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)**

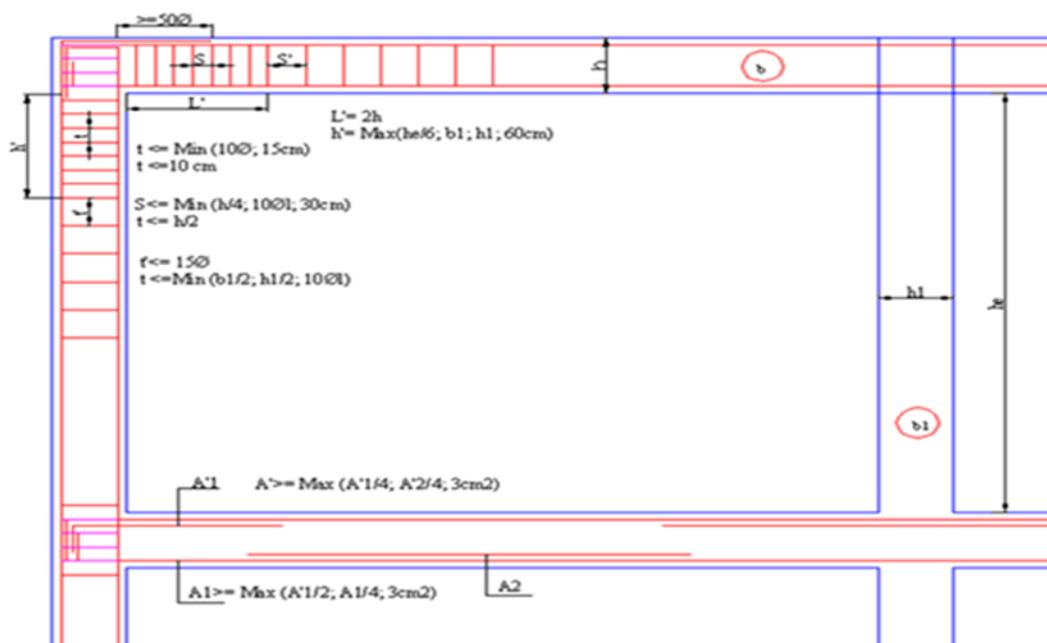


Figure. V.1. Disposition constructives des portiques.

**V.1.4. Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \mathbf{BAEL915 (Art f.iv.2)}$$

**V.1.5. Calcul du ferrailage :****A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

**Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$  alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha)$$

→ Si  $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$  alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**B). Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 92.698 \text{KN.m} \dots (0.8G + E_y) \\ M_a = 101.479 \text{KN.m} \dots (G + Q + E_y) \end{cases}$$

**Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92.698 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.47} = 0.09$$

$$\mu_{bu} = 0.09 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.124$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 399mm$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{92.698 \times 10^6}{399 \times 400} = 5.80cm^2$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{101.479 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.2} = 0.135$$

$$\mu_{bu} = 0.135 < \mu_l = 0.392 \rightarrow pivotA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.182$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 389mm$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{101.479 \times 10^6}{389 \times 400} = 6.52cm^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

**Tableau .V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires.**

Niveau	Type de poutre	section	localisé	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Sous –sol, RDC	Poutre principale	30×45	Appuis	101.479	123.98	6.52	6.75	8.01	3T14+3T12
			Travée	92.698		5.80		8.01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	88.734	98.145	6.41	6.00	6.79	6T12
			Travée	83.066		5.97		6.03	3T16
Etages Courants	Poutre principale	30×45	Appuis	167.717	185.77	10,9	6.75	11.12	4T16+ 2T14
			Travée	159.799		10,33		11.12	4H16 + 2T14
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	140.44	150.25	8,96	6.00	9.11	3T14+3T16
			Travée	125.191		7,91		9.11	3T14+3T16
	Poutre	30×45	Appuis	101.773	104.92	7,54		8.01	3T12+3T14

Etages accessible	principale		Travée	62.015		4,44	6.75	6.79	6T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	80.778	78.078	4,97		6.16	4T14
			Travée	62.422		4,47	6.00	6.16	4T14
Terrasse inaccessible	Poutre principale	35×45	Appuis	94.998	98.457	6,99		8.01	3T14+3T12
			Travée	51.358		3,65	6.75	6.79	6T12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	63.812	70.608	4,58	6.00	6.16	4T14
			Travée	57.65		4,12		6.16	4T14

**V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

✓ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- **Poutres principales**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b.h = 0.04.30.45 = 54cm^2 > A \rightarrow$  condition vérifiée

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%.b.h = 0.06.30.45 = 81cm^2 > A \rightarrow$  condition vérifiée

- **Poutres secondaires**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b.h = 0.04.30.40 = 48cm^2 > A \rightarrow$  condition vérifiée

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%.b.h = 0.06.30.40 = 72cm^2 > A \rightarrow$  condition vérifiée

✓ **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 16mm$   $L_r > 40 \times 16 = 64cm$  on adopte  $L_r = 65cm$

$\phi = 14mm$   $L_r > 40 \times 14 = 56cm$  on adopte  $L_r = 50cm$

$\phi = 12mm$   $L_r > 40 \times 12 = 48cm$  on adopte  $L_r = 50cm$

**V.1.7. Les armatures transversales :**

**a).Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.28; 3cm)$$

$$\phi_t \leq 1.2cm \Rightarrow \text{soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

**b). Calcul des espacements des armatures transversales**

.  $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec :

$$1) S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40cm) = 37.8cm, S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40cm) = 37.8cm$$

$$2) S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 89.7cm$$

$$3) S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 23.53cm$$

**2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25cm$$

Soit :  $S_t = 10cm$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5cm$$

Soit  $S_t = 15cm$

**c) Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025cm^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{min} = 2.02cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.1.8. Vérification à l'ELU [BAEL 91]**

**a) Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b) Contrainte tangentielle maximale**

**Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  ..... **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.2. Vérification des contraintes tangentielles.**

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	185.77	1.376	3.33	Vérifiée
secondaires	150.25	1.252	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  .....(1) **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$  .....(2)  $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau .V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.**

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	11.12	185.77	167.717	5.34	-5.21	Vérifiée
Secondaires	9.11	150.25	140.44	4.31	-4.21	Vérifiée

**V.1.9. Vérification à l'ELS**

**a) Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \text{ BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau .V.4.Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	77.861	153339.6	16.75	8.50	15	vérifiée
	Travées	48.595	153339.6	16.75	5.30	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	53.544	99654.33	14.36	7.71	15	vérifiée
	Travées	45.309	99801.22	13.85	6.28	15	vérifiée

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5).}$$

Tableau V.5 .Vérification de la flèche pour les poutres.

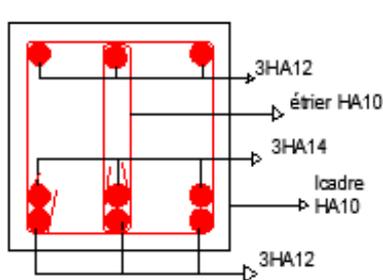
	h <sub>t</sub> cm	b cm	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	4	11.12	0.11	0.101	0.008	0.010	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	1.8	9.11	0.22	0.107	0.007	0.010	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

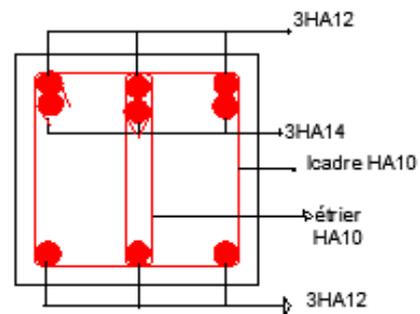
Le ferrailage des poutres

a) Sous –sol et RDC :

- ✓ Poutres principales (30\*45)

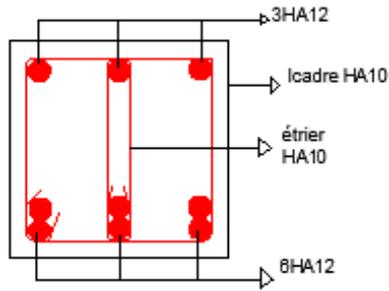


En travées

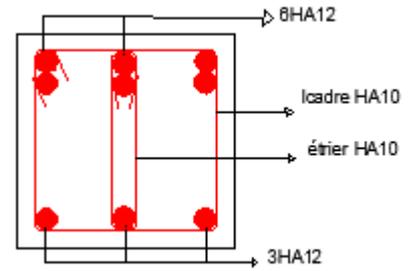


En appuis

✓ Poutres secondaires (30\*40)



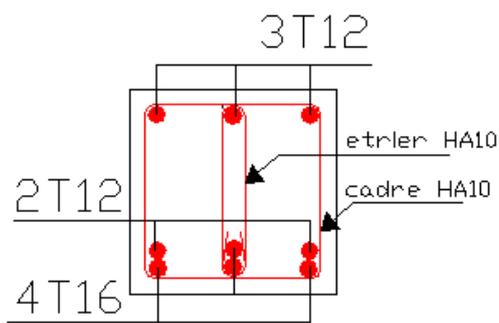
En travées



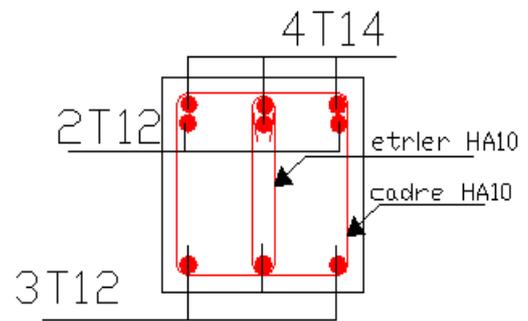
En appuis

b) Etages courants

✓ Poutres principales (30\*45)

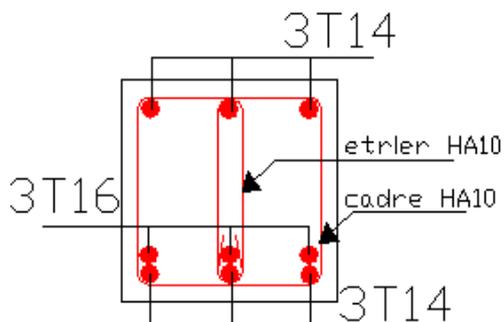


En travée

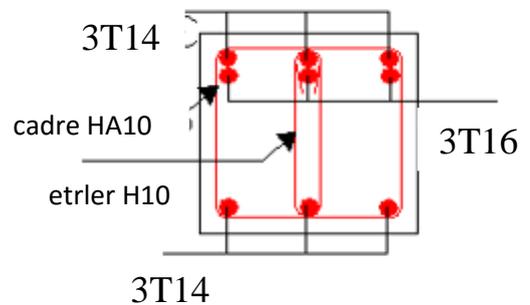


En appuis

✓ Poutres secondaires (30\*40)



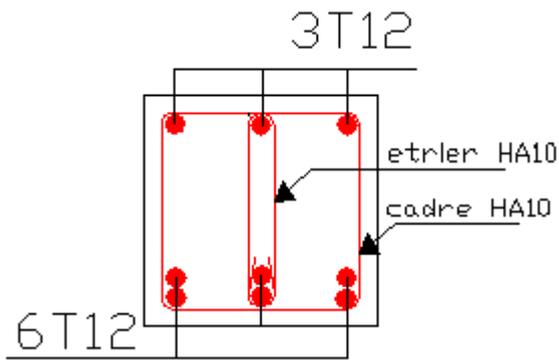
En travée



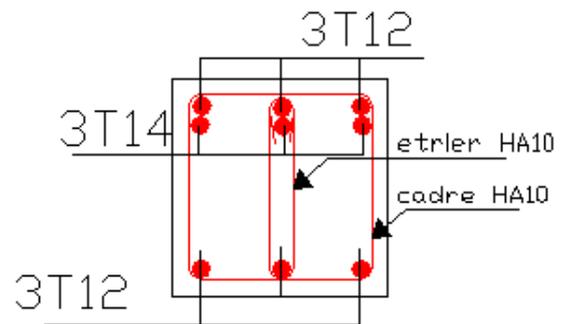
En appuis

c) Etages accessible

✓ Poutres principales (30\*45)

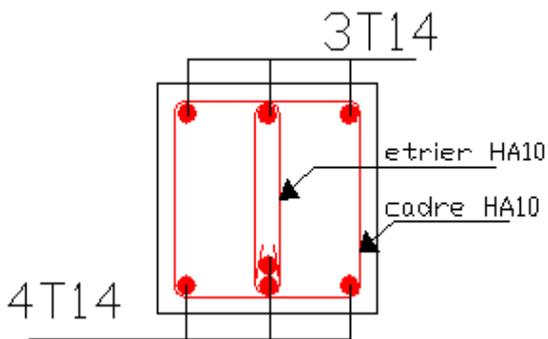


En travée

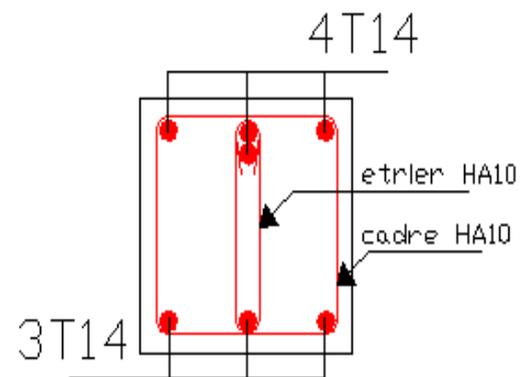


En appuis

✓ Poutres secondaires (30\*40)



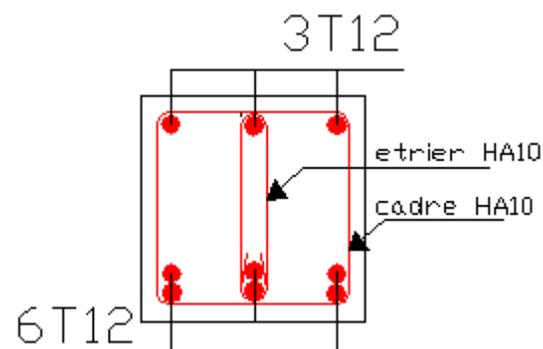
En travée



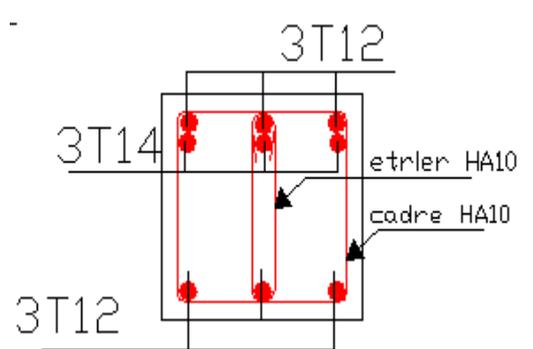
En appuis

d) Terrasse inaccessible

✓ Poutres principales (30\*45)



Entravée



En appuis

✓ Poutres secondaires (30\*40)

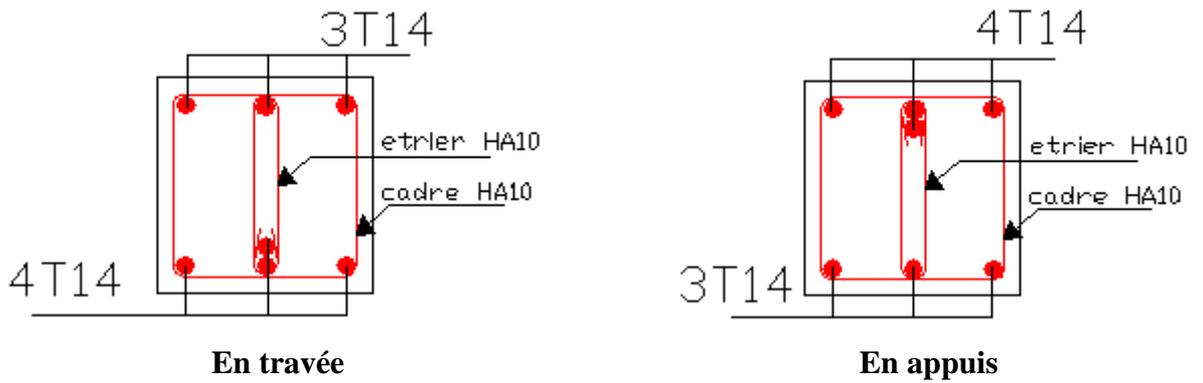


Figure. V.2. Schéma de ferrailage des poutres.

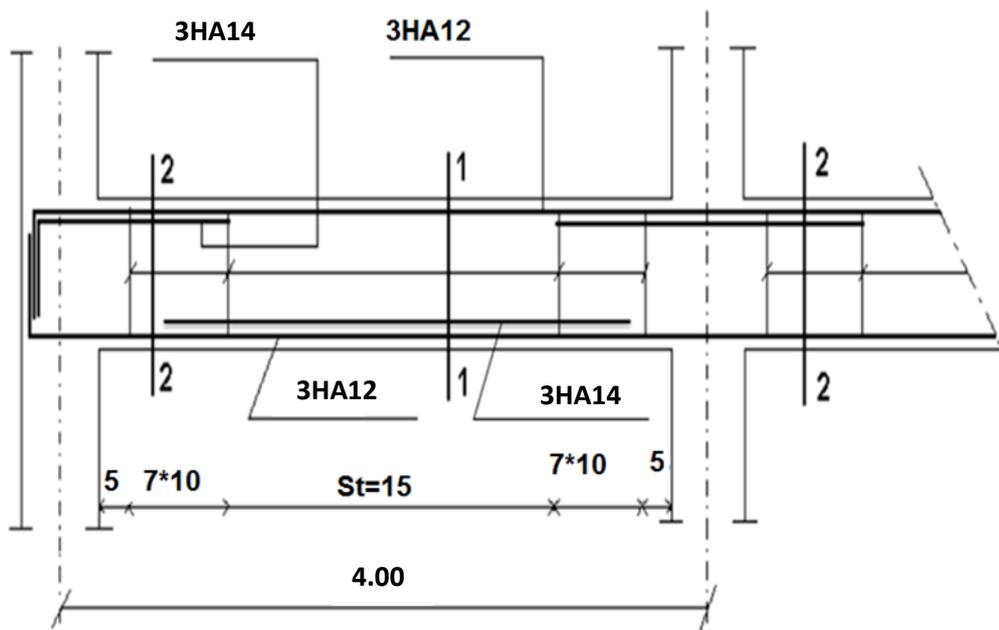


Figure .V.3.ferrailage des poutres principales et secondaires de sous-sol.

V.2. Etude des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

**V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)**

**a) Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

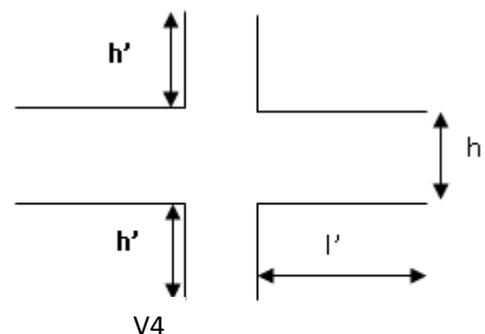
La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$  : Section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage



**Figure. V.4. la zone nodale.**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.**

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	55×55	24.2	121	294
1, 2, 3 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
3, 4 <sup>ème</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	40×40	12.8	64	96
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	35×35	9.8	49	73.5

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V<sub>u</sub>** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$2.5 \text{ Si } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

avec :  $\lambda_g = l_f/a$  ou  $\lambda_g = l_f/b$  ( a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau

- **t** : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale**  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$ (au minimum).

➤ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

### V.2.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau .V.7.Sollicitations dans les poteaux.**

	<i>N<sub>max</sub> → M<sub>cor</sub></i>		<i>M<sub>max</sub> → N<sub>cor</sub></i>		<i>N<sub>min</sub> → M<sub>cor</sub></i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol, RDC	2038.788	51.5587	168.7509	1343.453	-371.828	8.8961
Etage 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	1598.655	-74.7451	121.9771	619.712	-90.596	-41.6955
Etage 3 <sup>er</sup> et 4 <sup>ème</sup>	1128.019	-21.3214	92.8783	501.921	-8.37	-36.7054
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	742.422	-18.0587	61.8553	406.47	-352.114	61.8553
7 <sup>et</sup> 8 <sup>ème</sup> étage	366.828	-13.6744	-38.7855	103.274	-95.008	38.9568

### V .2.4 Calcul du ferrailage

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tableau V.8. Ferrailage des poteaux.**

Niveau	sections	A (cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadap (cm <sup>2</sup> )	barres
Sous-sol, RDC et soupenste	55×55	10.69	24.2	25.13	8HA16+8HA12
1, 2,èmeétage	50×50	3.9	20	20.37	8HA14+8HA12

3et 4 <sup>ème</sup> étage	45×45	2,65	16.2	18.47	12HA14
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	40×40	10.13	12.8	16.84	8HA14+ 4HA12
7 <sup>ème</sup> étage	35×35	4,97	9.8	13.57	12HA12

### .Armatures transversales.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tableau. V. 9 . Armatures transversales des poteaux.**

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
55×55	1.4	153.136	56	10	15	4.3	4.12	4.71	6HA10
50×50	1.6	137.066	64	10	15	3.85	3.75	4.71	6HA10
45×45	1.2	106.659	48	10	15	3.33	3.37	3.02	6HA8
40×40	1.2	65.668	48	10	15	2.30	3.00	3.02	6HA8
35×35	1.2	38.88	48	10	15	1.56	2.62	3.02	6HA8

## V.2.6 .Vérifications

### a) Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis

à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  :est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élanement mécanique est donné par :

$$\left[ \begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$l_f = l$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2038.78 \text{KN}$$

$$l_f = 214.6 \text{cm} \rightarrow \lambda = 13.50 < 50 \rightarrow \alpha = 0.825$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.53 \text{m}^2.$$

$$N_U \leq 0.814 \times \left[ \frac{0.53 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{25.32 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right]$$

$$N_d = 32.038 \text{MN} < 8.82 \text{MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant

Tableau .V.10. Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	<i>l</i> <sub>0</sub> (cm)	<i>l</i> <sub>f</sub> (cm)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (kn)	Nd (kN)	Obs.
Sous-sol, RDC	55×55	306	214.6	13.50	0.825	25.32	0.53	8823.79	2038.78	vérifiée
1 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50×50	306	214.6	14.85	0.820	20.61	0.48	7876.72	1598.65	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	306	214.6	16.50	0.813	18.47	0.43	4681.35	1128.01	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	40×40	306	214.6	18.56	0.804	16.84	0.38	6128.71	742.422	vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	35×35	306	214.6	12.21	0.829	13.57	0.33	5457.39	366.82	vérifiée

On remarque bien que  $N_{max} < N_{ul}$  pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

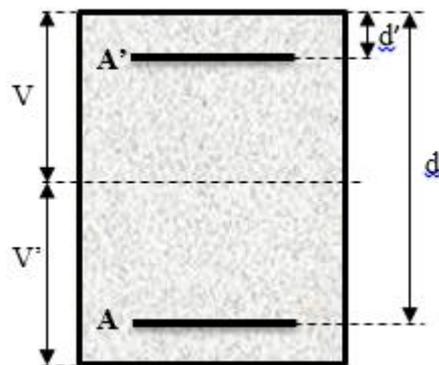
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1, 2,	4,5 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>et</sup> 8 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
d (cm)	50	45	40	35	30
A' (cm <sup>2</sup> )	12.66	10.30	8.29	6.88	5.15
A (cm <sup>2</sup> )	12.66	10.30	8.29	6.88	5.15
V (cm)	28.83	26.16	23.51	20.90	18.25
V'(cm)	26.17	23.84	21.48	19.1	16.75
Iyy ' (m <sup>4</sup> )	0.003	0.002	0.001	0.0007	0.0004
N <sup>ser</sup> (KN)	1451.49	1116.91	821.55	540.85	267.54
M <sup>ser</sup> (KN.m)	45.32	38.60	34.89	28.85	24.82
M <sub>G</sub> <sup>ser</sup> (KN.m)	64.62	51.55	43.19	33.72	26.82
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	4.89	10.73	13.88	13.07	14.29
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	3.7	3.57	-5.54	-6.19	-9.17
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### c) Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 **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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}; \rho_d = \frac{l_f}{h;b}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau .V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.**

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC	55×55	214.6	13.50	0.04	50	153.136	0.55	1	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> étage	50×50	214.6	14.85	0.04	45	137.066	0.60	1	vérifiée
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étage	45×45	214.6	16.50	0.04	40	106.659	0.59	1	vérifiée
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étage	40×40	214.6	18.56	0.075	35	65.668	0.46	1.875	vérifiée
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage	35×35	214.6	12.21	0.075	30	38.88	0.37	1.875	vérifiée

. Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

➤ **disposition constructive des poteaux**

▪ **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$$\phi = 16\text{mm donc } L_r > 64\text{cm ; on adopte } L_r = 65 \text{ cm.}$$

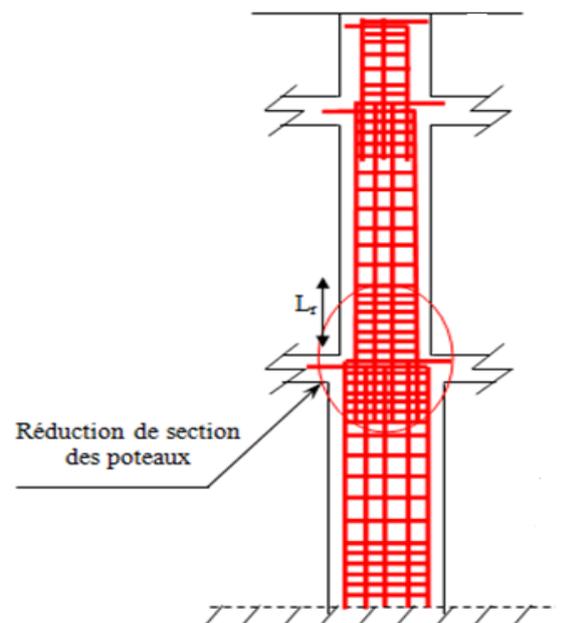
▪ **Les zones nodales**

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par **h'**

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

(b<sub>1</sub> × h<sub>1</sub>) : section du poteau

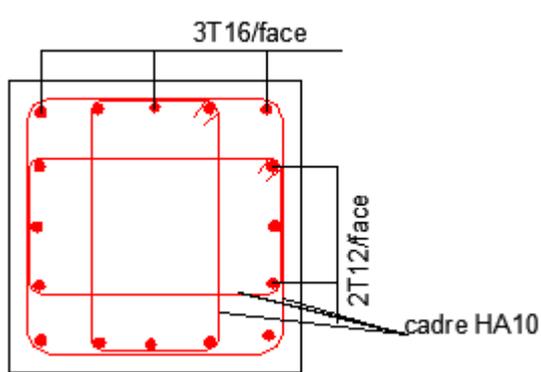


**Figure. V.5. Coupe longitudinale.**

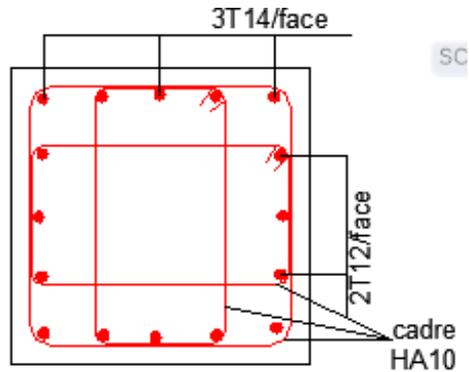
$h_e$ : Hauteur d'étage.

On opte pour  $h' = 60$  cm pour tous les étages.

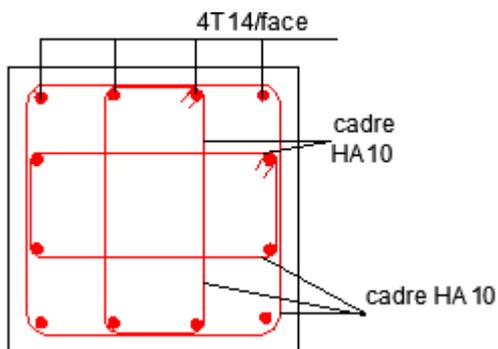
**V.2.6 Schémas de ferrailage :**



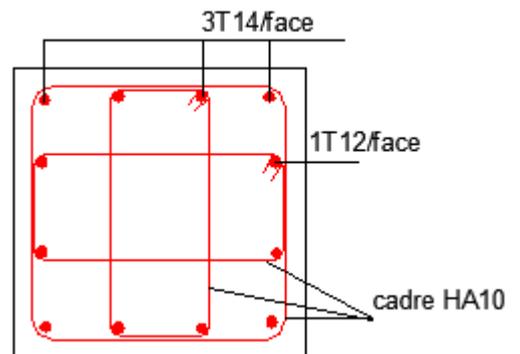
**Ferrailage des poteaux de  
Sous-sol, RDC(55\*55cm<sup>2</sup>).**



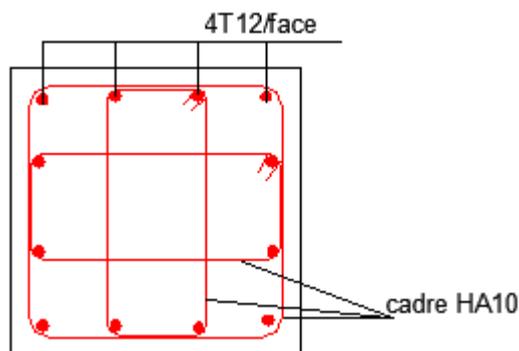
**Ferrailage des poteaux de  
1et 2<sup>ème</sup> étage(50\*50cm<sup>2</sup>).**



**3et 4<sup>ème</sup> étage (45\*45cm<sup>2</sup>).**



**5 et 6<sup>ème</sup> étage (40\*40cm<sup>2</sup>).**



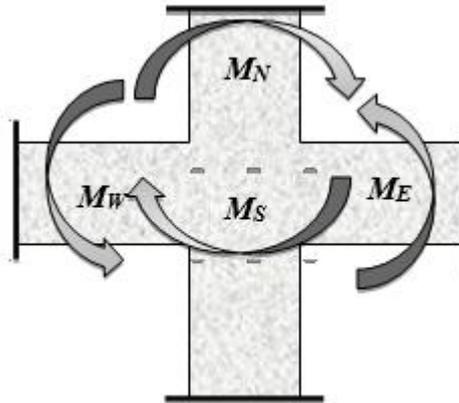
**7et8<sup>ème</sup> étage (35\*35cm<sup>2</sup>)**

**Figure .V.6. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.**

➤ **Vérification des zones nodales**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0.9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau .V.13 .Les moments résistants dans les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	MR (KN.m)
Sous-sol, RDC	55×55	49.50	25.13	432.89
1, 2 <sup>ème</sup> étage	50×50	45.00	20.37	318.99
3, 4 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.50	18.47	260.31
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	40×40	36.00	16.84	210.97
7 et 8 <sup>ème</sup> étage	35×35	32.40	13.57	148.5

Tableau .V.14. Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (KN.m)
Entre sol, RDC	PP	30×45	40.5	15.46	217.89
	PS	30×40	36	10.65	133.42
Étage courant	PP	30×45	40.5	12.06	169.97
	PS	30×40	36	8.01	100.35
Terrasse	PP	30×45	40.5	12.06	169.97
	PS	30×40	36	6.03	75.54

Tableau .V.15 Vérification de la zone nodale.

Niveau		$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Observation
Entre sol, RDC	x-x	614.12	614.12	1228.2	217.89	217.89	544.72	vérifiée
	y-y				4	133.42	133.42	333.55
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	x-x	493.52	493.52	987.04	169.97	169.97	424.92	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	250.88	vérifiée
3 <sup>e</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	x-x	318.84	318.84	637.68	169.97	169.97	424.92	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	250.88	vérifiée
5, 6 <sup>ème</sup> étage	x-x	260.32	260.32	520.64	169.97	169.97	424.92	Vérifiée
	y-y				100.35	100.35	250.88	vérifiée
7, 8 <sup>ème</sup> étage	x-x	260.32	260.32	520.64	169.97	169.97	424.92	Vérifiée
	y-y				75.54	75.54	188.85	vérifiée

✓ **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### V.3. ETUDE DES VOILES

#### V.3.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

#### V.3.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

##### a) Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### **b) Aciers horizontaux RPA [7.7.4.2]**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### **c) Règles communes**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### **Vérification au Cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003

à  $\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ .

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

**V.3.3. Disposition des voiles**

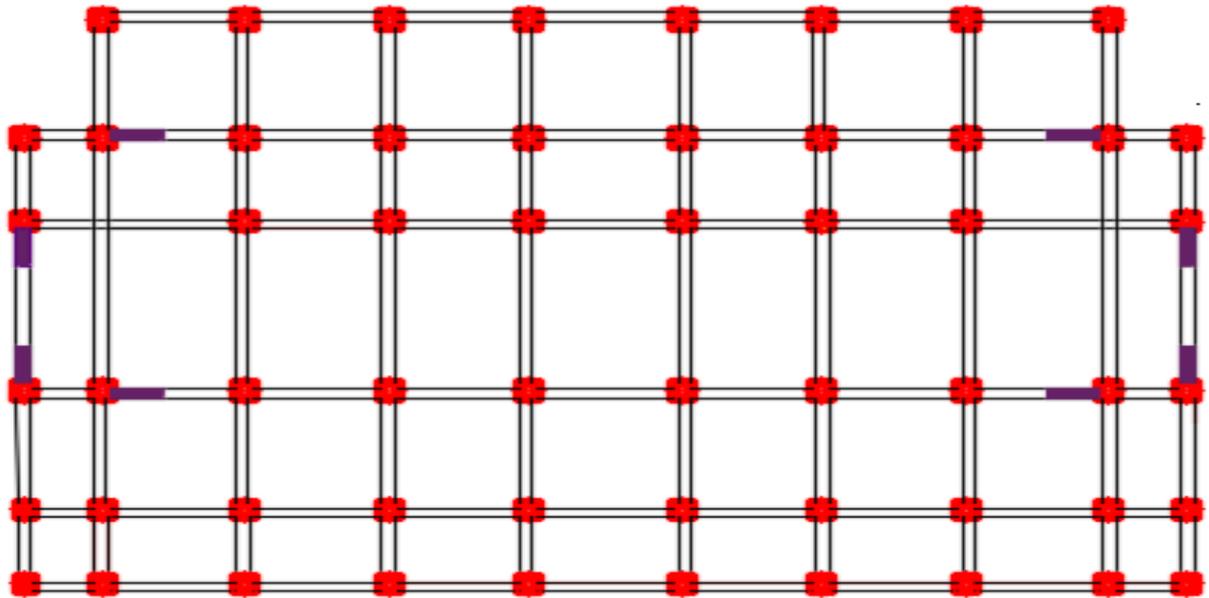


Figure. V.7. disposition des voiles.

**V.3.4. Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- voile  $V_x$  avec  $L=1.5m$

Tableau .V.16.Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_x$  // à X-X.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 étage	$V_x$	1261.30	599.74	599.74	1261.30	48.18	-591.66	246.60
2,3,4 <sup>ème</sup> étage	$V_x$	865.34	--43.43	-313.91	512.34	269.10	-190.13	-205.15
5 et 6et7et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_x$	1746.85	-7924.21	-9872.13	1195.63	63.47	-74.46	-364.99

- voile  $V_y$  avec  $L=1.5 m$

Tableau .V.17. Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_Y//$  à Y-Y.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Va(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 étage	$V_y$	1784.14	-135.4	458.09	167.61	-13.018	32.06	-200.57
2 ,3 ,4 <sup>ème</sup> étage	$V_y$	658.12	-36.84	225.91	233.65	3.22	-65.99	-142.33
5 et 6et7 <sup>ème</sup> étage	$V_y$	1746.85	-347.41	-143.8	149.43	-4.58	41.03	-116.36

- voile  $V_{Y2}$  avec  $L=1.7$  m

Tableau .V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y2}//$  à Y-Y.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Va(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 étage	$V_{y2, (RDC)}$	944.38	-137.89	609.99	284.49	61.23	25.83	-258.83
2 ,3 ,4 <sup>ème</sup> étage	$V_{y2, (4,5)}$	775.28	-60.2	314.92	288.2	75.34	86.55	190.53
5 et 6et7 <sup>ème</sup> étage	$V_{x2, (7,8,9)}$	482.61	-199.57	-204.51	84.86	-15.69	57.74	153.41

### . Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003

à :

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  . Avec  $b_0$  : épaisseur du voile et  $d$  : hauteur utile.

### V.3.5. Ferrailage des voiles

#### a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ), selon la sollicitation la plus défavorables des sollicitations suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$  correspondant.

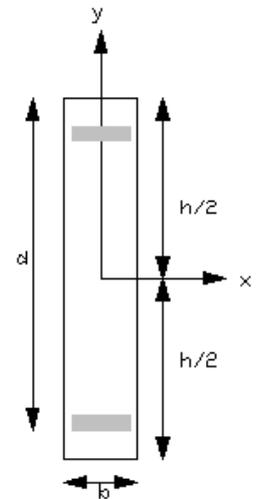
La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant les recommandations du RPA99.

**b) Armatures horizontales**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

Elle doit respecter les conditions du RPA.



**Figure.V.8 .Section du voile.**

$A_v^{\min} / \text{voile}$  : Section d’armature verticale minimale dans le voile complet

$$A_{\min} = 0.15 \% b \times l$$

$A_v^{\text{calculée}} / \text{face}$  : Section d’armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{\text{adoptée}} / \text{face}$  : Section d’armature adoptée pour une seule face de voile.

$S_t$  : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$  : Section d’armature horizontale minimale dans le voile

Complet ( $A_{\min} = 0.15 \% b \times l$ )

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$  : Section d’armature calculée ( $A_v^{\text{adoptée}} / 4$ ).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$  : Section d’armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} / m_l$  : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles :

- voile  $V_x$  avec  $L=1.5m$

**Tableau .V.19.Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_x$ // à X-X.**

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 étage	2, 3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5, 6 et 7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5
M(KN)	-591.66	-313.91	174.68
N(KN)	48.18	512.34	-792.42
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	246.60	-205.15	-364.99
$\tau$ (MPa)	1.27	1.048	1.89
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	15.40	15.56	22.05
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	16.93	16.93	24.63
$N^{bre}$ /par face	11HA14	11HA14	16HA14
$S_t$ (cm)	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	4.23	4.23	6.15
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52	6.15
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	4HA12	4HA14
$S_t$ (cm)	20	20	20

- voile  $V_{y1}$  avec  $L=1.5m$

**Tableau .V.20.Ferraillage du voile  $V_{y1}$ .**

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 étage	2, 3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5, 6 et 7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5
M(KN)	-135.4	-36.84	-143.8

N(KN)	784.14	658.12	347.41
Section	Partiellement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (KN)	-200.57	-142.33	-116.36
$\tau$ (MPa)	1.039	0.738	0.603
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	14.01	6.16	9.25
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	16.93	12.44	12.44
$N^{bre}$ /par face	11HA14	11HA12	11HA12
$S_t$ (cm)	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	4.23	3.11	3.11
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52	4.52
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	4HA12	4HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20

▪ voile  
e V<sub>y2</sub> avec  
L=1.7m

Tableau  
.V.21.Ferr

aillage du voile V<sub>y2</sub>.

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 étage	2, 3 et 4 <sup>ème</sup> étage	5, 6 et 7 et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2×1.7	0.2×1.7	0.2×1.7
M(KN)	-137.89	-60.2	-199.57
N(KN)	944.38	775.28	482.61
Section	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (KN)	-258.83	190.53	153.41
$\tau$ (MPa)	1.34	0.98	0.79
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	13.55	7.87	12.50
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5.1	5.1	5.1
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	16.93	12.44	16.93
$N^{bre}$ /par face	11HA14	11HA12	11HA14
$S_t$ (cm)	15	15	15
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	4.23	3.11	4.23

$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52	4.52
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	4HA12	4HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20

V.3.5. Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC ( $V_{x1}$ ) comme exemple :

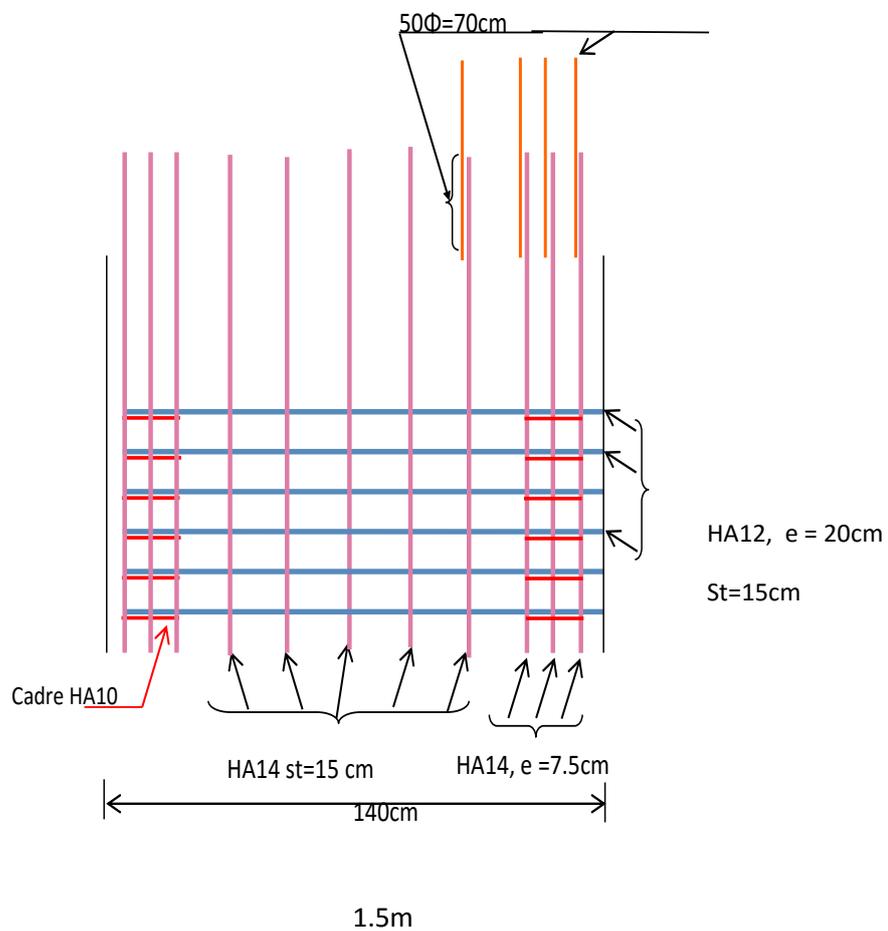


Figure .V.9. Schéma de ferrailage du voile  $V_x$  (RDC).

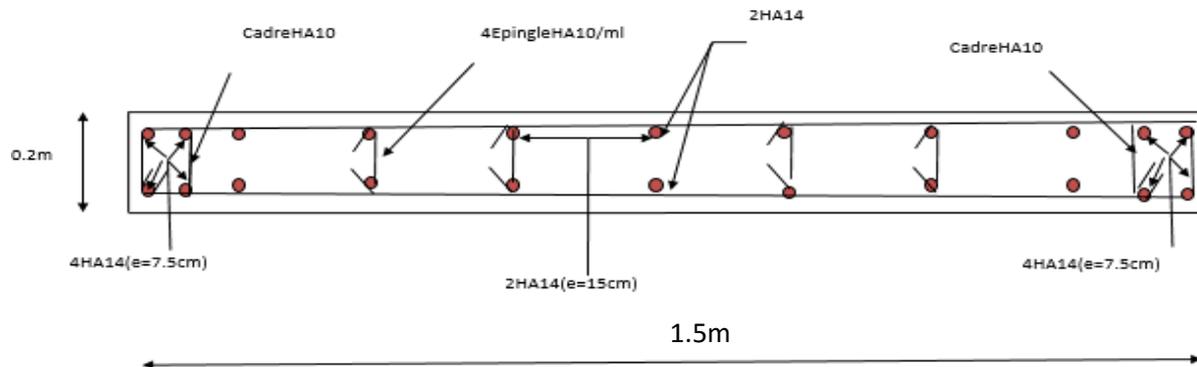


Figure. V. 10 .Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ ).

#### V.4. 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 ferrillages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000version 14) ainsi que le ferrillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.





**CHAPITRE .VI.**

# **Etude des fondations**

## Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble.

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

### VI.1. 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 du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.7 bar à une profondeur de 2 m.

### VI.2. Combinaison d'action à considérer :

D'après le RPA99/v2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓  $G + Q \mp E$ .
- ✓  $0.8G \mp E$ .

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

- ✓  $1.35G + 1.5Q$ .
- ✓  $G + Q$ .

### VI.3. Etude des fondations :

#### VI.3.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées ( $A \times A$ ).

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$N_{max}$  : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison  $1,35G + 1,5Q$ ,

Obtenue par le logiciel SAP2000/V14.2.2

Soit :  $N$  : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

$$N = N_{max} + P_s + Pa$$

$N_{max}$  : Effort normal à la base de poteau.

$P_s$  = Poids de la semelle estimé à 28,12 KN.

$Pa$  = poids propre de l'avant poteau ;  $Pa = 7.56$  KN.

$$N_{max} = 1993.309 \text{ KN}$$

$$N = 1993.309 + 28,12 + 7.56 = 2028.989 \text{ KN}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol ;  $\bar{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2$

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

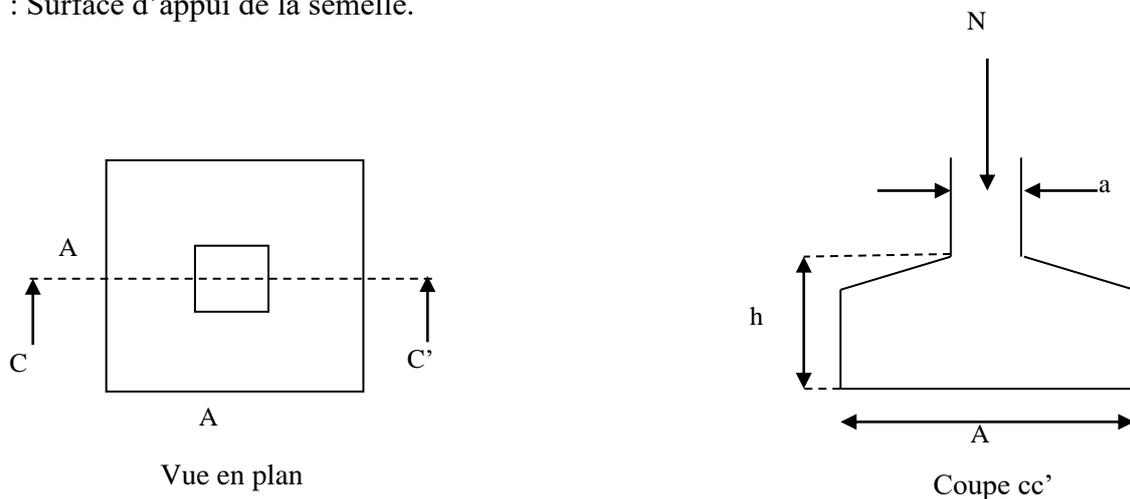


Figure VI.1: Schéma d'une semelle isolée.

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} ; \quad B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2028.989}{170}} = 3.45m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

### V.3.2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ;$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8 \Rightarrow N = 11.627MN$$

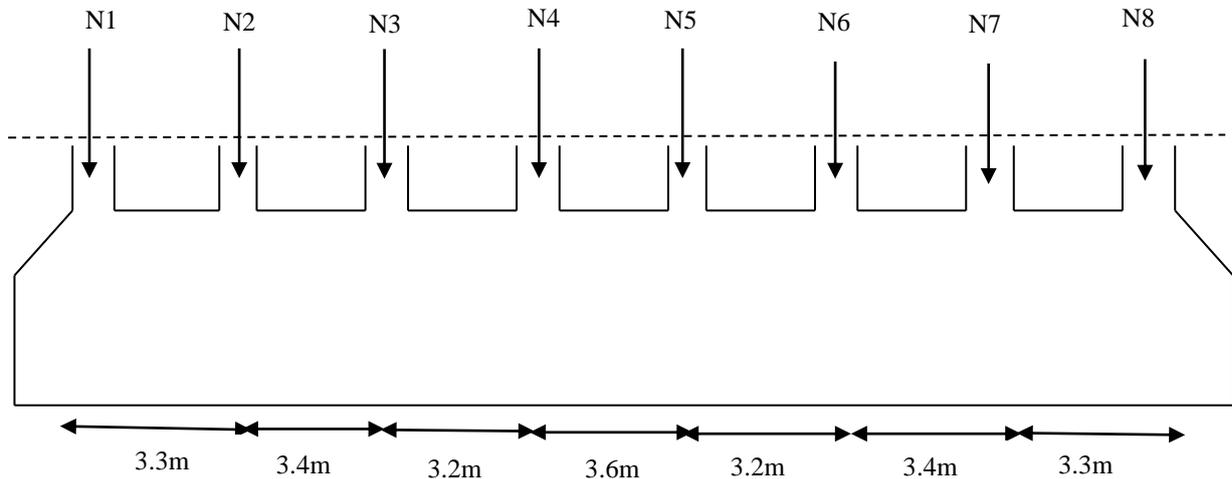


Figure VI.2: Semelle filante.

Le Portique le plus sollicité :

$$N_s = 8 \times 7.56 = 60.48 \text{ KN.}$$

$$\sum N_i = 11627.198 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 11687.678 \text{ KN}$$

$$L = 23.40m$$

La vérification à faire est :  $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{11.688}{0.17 \times 23.4} = 2.94m$$

**Remarque**

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, se choix ne convient pas.

**VI.3.3. Vérification du radier général :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

### VI.3.3.1. Pré dimensionnement

#### La surface du radier

$$S_{cal} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{71.91381}{0.17} = 423.02 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 498.5 \text{ m}^2 > S_{cal} = 423.02 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{ya pas de débord.}$$

Donc  $S_{rad} = S_{bat} = 498.5 \text{ m}^2$  VI.3.1 Radier général :

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

#### La condition de coffrage :

$h_t$ : hauteur des nervures.

$h_r$ : hauteur de la dalle.

$L_{max}$ : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.70 \text{ m}$ )

#### - Nervure

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{570}{20} = 28.5 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm.}$$

#### - La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

#### ➤ Vérification de condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a :  $I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 86 \text{ cm.}$

Donc :  $h \geq 86 \text{ cm.}$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \cdot f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

$N_d$  = Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{71913 \times 5.70}{2 \times 498.6} \times 1 = 411.05 \text{ KN} \dots \dots \dots (I)$$

De (I)  $\Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.35 \text{ m}$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 90 \text{ cm}$  pour les nervures du radier.
- $h_r = 40 \text{ cm}$  pour la dalle du radier.

La surface du radier  $S_{rad} = S_{bat} = 498.6 \text{ m}^2$ .

**B - Les vérifications :**

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

$N_d$ : effort normal de calcul.

$h_t$ : hauteur de la nervure.

$U_c$ : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (55×55) cm×cm, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$A = a+h = 0.55+0.90 = 1.45$$

$$B = b+h = 0.55+0.90 = 1.45$$

$$U_c = 2 \times (1.45 + 1.45) = 5.80m$$

$$N_d = 2.5475MN \leq 0.045 \times 0.90 \times 5.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.915MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

• **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$N$ : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_y, M_x$  : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 57550m^4 \text{ et } X_G = 13.5 \text{ m.}$$

$$I_y = 119740m^4 \text{ et } Y_G = 9.283m.$$

$$M_x = 52481.12KN.m, M_y = 52579.22KN.m.$$

$$N = 71913.81KN.$$

$$\sigma_1 = \frac{71.991381}{498.5} + \frac{5.248112 \times 9.283}{57550} = 0.145MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{71.991381}{498.5} - \frac{5.248112 \times 9.283}{57550} = 0.143MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.144MPa \leq \sigma_{sol} = 0.170MPa$$

• **Sens y-y**

$$M_y = 52579.22KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.145MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.143MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0.144MPa$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que :  $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :

$f_s = 1.15$  Coefficient de sécurité.

$H = 3.06m$  Hauteur encrée du bâtiment

$S = 498.5cm^2$ , surface du radier.

$\gamma_w = 10KN/m^3$ , Poids volumique de l'eau.

$N = 71913.81KN \geq P = 3 \times 3.06 \times 498.5 \times 10 = 17542.22KN \dots \dots \dots$  *verifiée*

**C-Ferraillage du radier :**

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour les autres panneaux du radier.

**a) Calcul des sollicitations :**

➤ **A l'ELU**

$$L_x = 3.60m, L_y = 5.70m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3.6}{5.7} = 0.63 > 0.4$$

**- Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec :

$N_u$  : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$q_u = \frac{71913.81}{498.5} = 144.26KN / ml$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.63 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases} \dots \dots \dots [Annexe II]$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0779 \times 144.26 \times 3.6^2 = 145.64KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 145.64 \times 0.3338 = 48.62KN.m$$

- **Moment en travée :**  $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 109.23 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 37.46 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Moment en appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 72.82 \text{ KN.m}$

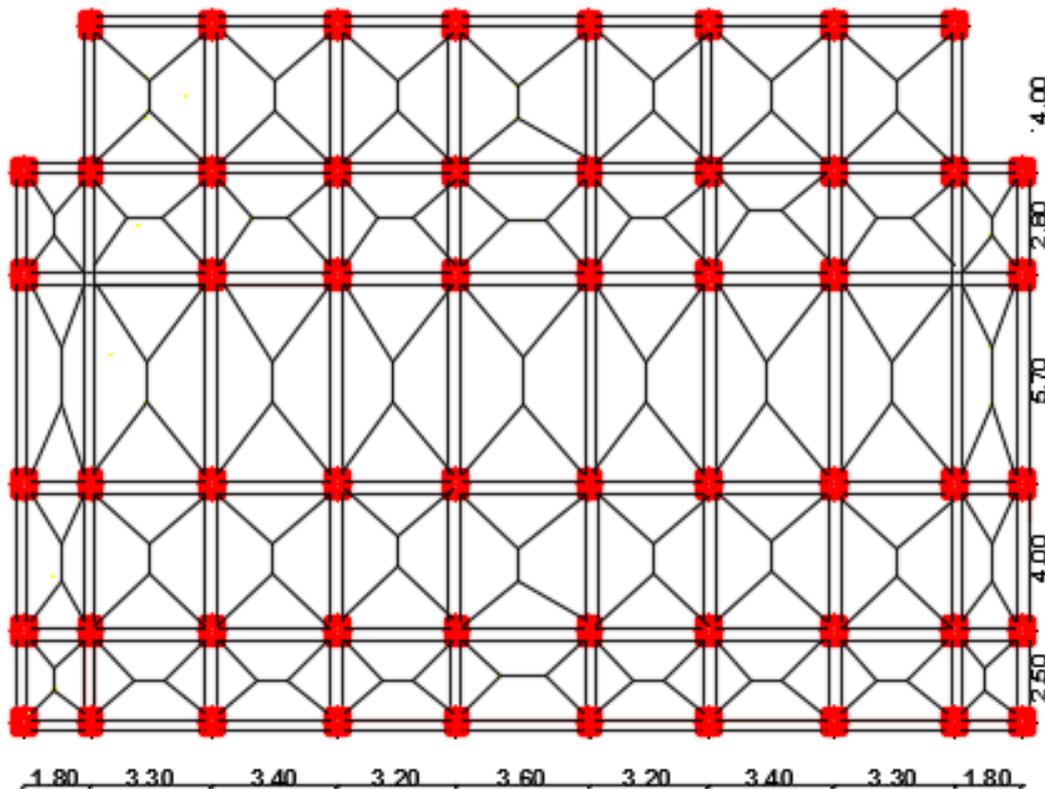


Figure. VI.3. Schéma de rupture de dalle de radier.

### b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée :**  $M_{tx} = 0.85M_x, M_{ty} = 0.75M_y$
- ✓ **En appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$ , les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. VI .1. Section des armatures du radier.

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
travée	x-x	109.23	10.92	3.46	6HA16 = 12.06
	y-y	37.46	2.97	3.2	4HA14= 6.16
Appui		72.82	5.72	4.83	5HA14 = 7.70

- **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12\text{cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  la valeur minimale des armatures est :

En travée :  $A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2$ .

$$A_y = \rho_0 \times b \times h.$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008 \rightarrow$  pour les HA et FE400

$$A_x = 3.46 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3.2 \text{ cm}^2$$

En appui :  $A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.83 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures**

(sens x:  $S_t = 16\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ )

(sens y:  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ )

• **Vérification :**

➤ **A l'ELU :**

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

**Sens x-x**

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 224.18 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{224.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.61 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

**Sens y-y**

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 160.58 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{160.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.45 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc Il n'y a pas risque de cisaillement.

**A l'ELS :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.63 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases} \dots\dots\dots [ \text{Annexe II} ]$$

$$q_s = \frac{52569.94}{498.5} = 105.47 \text{ KN / ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0831 \times 105.47 \times 3.6^2 = 113.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 113.59 \times 0.5004 = 56.84 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**  $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 85.19 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 42.63 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Moment en appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 56.80 \text{ KN.m}$

**Etat limite de compression du béton :**

**En travée :**

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

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

$$50y^2 + 15 \times 12.06 \times y - 15 \times 12.06 \times 37 = 0$$

$$y = 9.90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 16519807 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition verifier}$$

✓ **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau.VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	Xx	85.19	9.90	165198.07	5.11	209.63
	Yy	42.63	7.40	94464.640	3.34	200.37
Appui		56.80	8.16	114177.90	4.06	215.21

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

La méthode de calcul à suivre est celle de (BAEL E.III.3.a).

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 6.16 \text{ cm}^2 > 6.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant

Tableau .VI.3. Vérification des contraintes du radier.

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Obser
Travée	Xx	85.19	14.07	10.56	186792.25	4.82	180.88	Vérifié
	Yy	42.63	7.70	8.16	114177.90	3.05	161.52	Vérifié
Appui		56.80	10.05	9.16	142460.31	3.65	167.89	Vérifié

- Schéma de ferrailage du radier général :

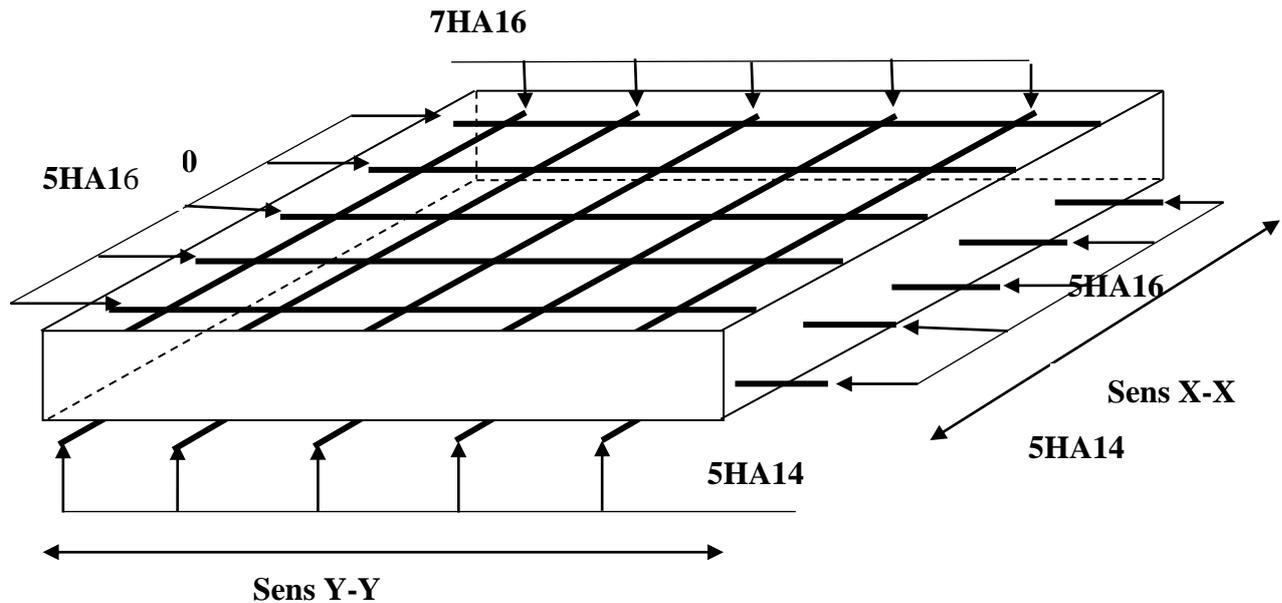


Figure VI.4: Schéma de ferrailage du radier.

#### VI.3.4 Nervures

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

##### a) Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On a  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Les charges triangulaires : 
$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

avec  $p$  est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

- Les charges trapézoïdales :

$$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

avec  $p$  est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

- $q_u=144.26 \text{ KN/m}$
- $q_s=105.46 \text{ KN/m}$

- Sens X-X.

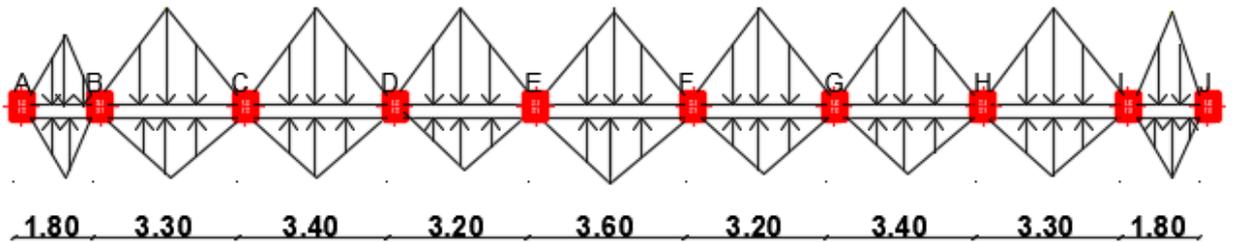
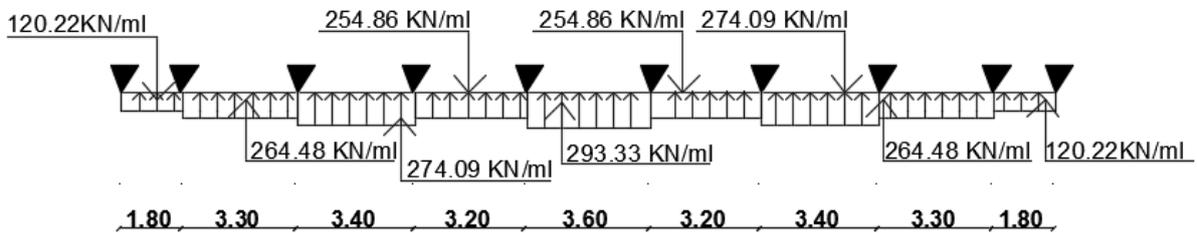


Figure. VI.5. Charges transmises aux nervures du radier (sens x-x).

- Schéma statique équivalent :



- Sens Y-Y.

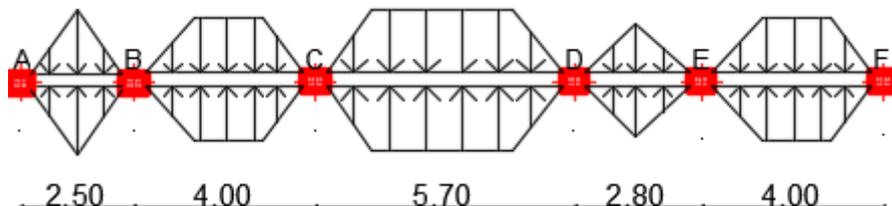
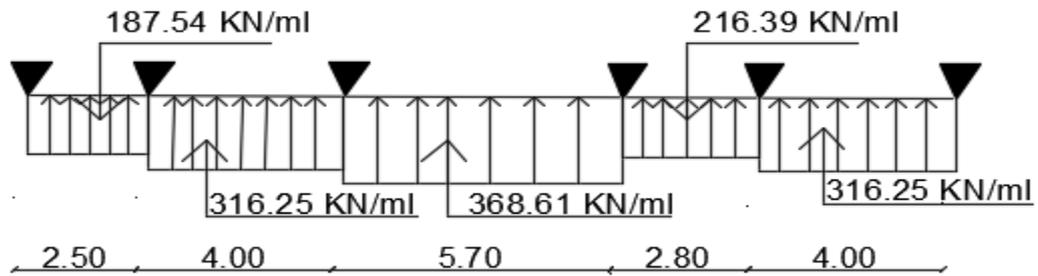


Figure.VI.6. Charges transmises aux nervures du radier de (sens y-y).

- Schéma statique équivalent :



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 :  $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \quad ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x) \quad ;$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Tableau .VI.4. Sollicitations de la nervure principale.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_a$ (KN.m)		x (m)	$M_t$ (KN.m)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	1.80	1.80	120.22	8.76	147.52	0.33	155.46
B-C	3.30	2.64	264.48	147.52	227.88	1.48	386.13
C-D	3.40	2.72	274.09	227.88	218.17	1.68	431.51
D-E	3.20	2.56	254.86	218.17	244.07	1.66	416.00
E-F	3.60	2.88	293.33	244.07	244.07	1.8	477.77
F-G	3.20	2.56	254.86	244.07	218.17	1.54	416.00
G-H	3.40	2.72	274.09	218.17	227.88	1.72	431.51
H-I	3.30	2.64	264.48	227.88	147.52	1.48	386.13
I-J	1.80	1.80	120.22	147.52	8.76	0.33	155.46

Tableau. VI.5. Sollicitations de la nervure transversale.

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KN/m)		x (m)	$M_t$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	2.50	2.50	187.54	43.28	274.37	2.01	291.63
B-C	4.00	3.20	316.25	274.37	686.99	2.71	806.08
C-D	5.70	4.56	368.61	686.99	646.77	2.8	1252.93
D-E	2.80	2.24	216.39	646.77	427.45	0.857	699.75
E-F	4.00	4.00	316.25	427.45	43.28	1.26	541.83

**Le Ferrailage :** Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$$h_t = 0.90 \text{ m}, h_0 = 0.40\text{m et } b_0 = 0.55\text{m}$$

$$d = 0.85\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.7}{10}; \frac{5.1}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.57; 2.55)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.57 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 57 + 55 = 169\text{cm.}$$

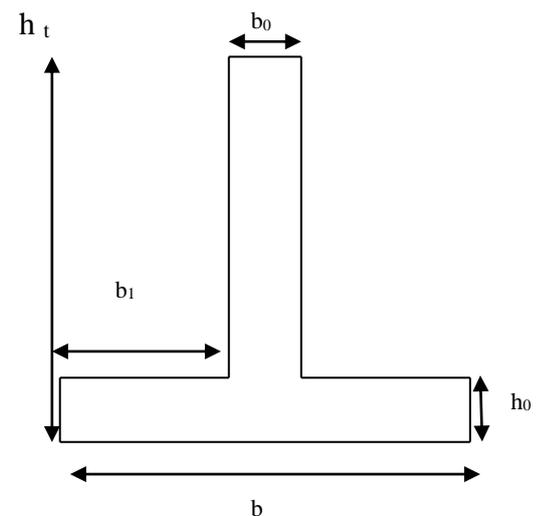


Figure.VI.7. Section à ferrailer.

L'axe neutre passe par la table de compression : calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \cdot h$ )

Le ferrailage des nervures adopté pour le cas le plus défavorable dans les deux sens ;

Tableau .VI.6. Résumé des résultats du ferrailage.

Sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
x-x	Travée	477.77	17.38	17.34	10HA25=49.10
	Appui	244.07	8.31	17.34	5HA25=24.55
y-y	Travée	1252.93	44.01	17.34	5HA32+2HA20=46.48
	Appui	686.99	23.70	17.34	5HA25=24.55

**Remarque**

Pour le ferrailage de la nervure on prend le ferrailage le plus défavorable dans les deux sens (x-x,) et (y-y) et on ferraille avec ces résultats toutes les autres trames.

**a. Vérification à l'ELU****Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_u = \frac{144.26 \times 3.6}{2} + \frac{244.07 + 244.07}{3.6} = 395.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.309 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau .VI.7. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	395.26	0.309	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	645.14	0.449	2.5	Vérifiée

**b. Vérification A l'ELS**

- **État limite de compression du béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.8. Vérification des contraintes.**

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	349.22	17.19	1979435.27	3.03	15	179.45	201.63
	appui	178.37	17.19	1979435.27	1.65	15	98.66	201.63
y-y	Travée	919.94	22.68	3364968.56	4.36	15	255.58	201.63
	appui	502.22	17.19	1979435.27	6.2	15	258.07	201.63

On remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  et que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée dans le sens y-y donc il faut recalculer la section d'acier tendu  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire a la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .  
La méthode de calcul à suivre et celle de (BAEL E.III.3.a).

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{\frac{-3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}.$$

**Tableau .VI.9. Résumé des résultats de ferrailage à l'ELS de nervure.**

		M (KN)	$\lambda$	$\varphi$ (°)	$\alpha$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> /ml) adopté
Sens y-y	Travée	919.94	1.112	31.49	0.296	5.65	59.59	17.34	5HA32+5HA25 = 64.75
	Appui	502.22	1.061	23.83	0.226	3.93	31.61	17.34	5HA25+5HA20= 40.25

Tableau .VI.10. Vérification des résultats de ferrailage à l'ELS.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPA	$\sigma_s$ MPA	observation
y-y	M <sub>t</sub>	919.94	26.03	4371029.76	5.48	186.17	vérifiée
	M <sub>a</sub>	502.22	20.60	2801083.55	3.69	173.20	vérifiée

• **Armatures transversales**

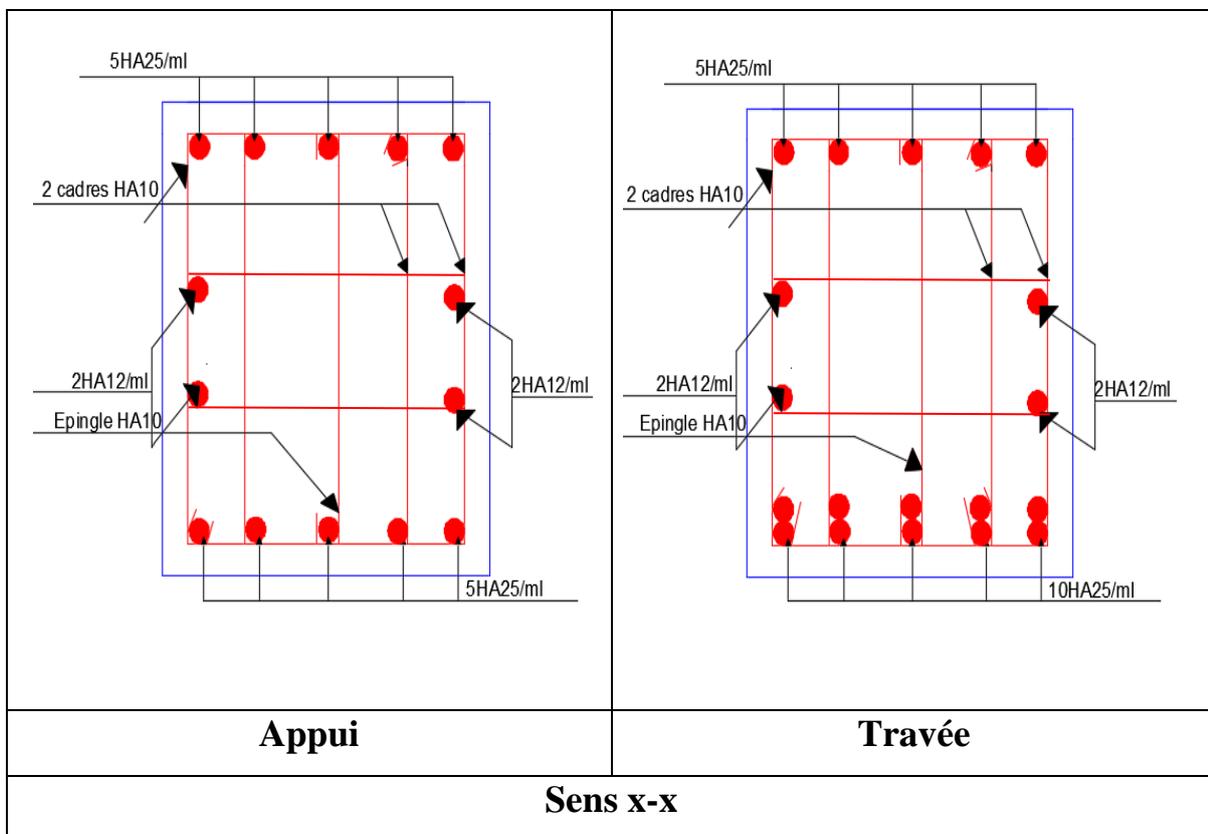
Soit 5HA10=3.93 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +épingle)

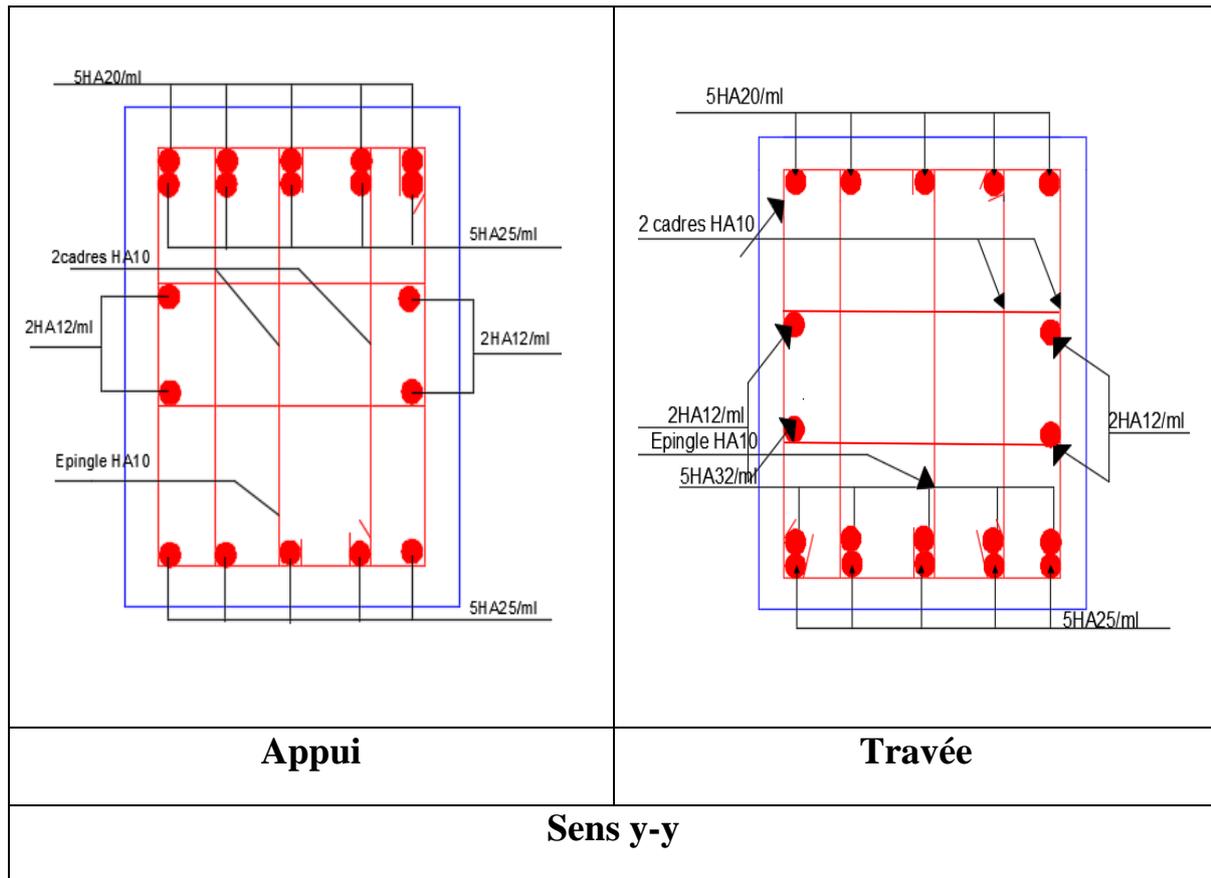
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 25) = 12\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

Tableau. VI.11. Schéma de ferrailage des nervures (90\*55) cm<sup>2</sup>.





### VI.3.5. Voile périphérique :

#### VI.3.1. 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.3.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur  $h=3.06$  m
- La longueur  $L=5.70$  m
- L'épaisseur  $e=20$  cm

#### VI.3.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 19.08 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\phi = 30^\circ$
- La cohésion  $c = 0 \text{KN} / \text{m}^2$

**VI.3.4. Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$G = 3.06 \times (19.08 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right)) = 19.46 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Q = 3,33 \text{KN} / \text{ml}$$

**VI.3.5. 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.

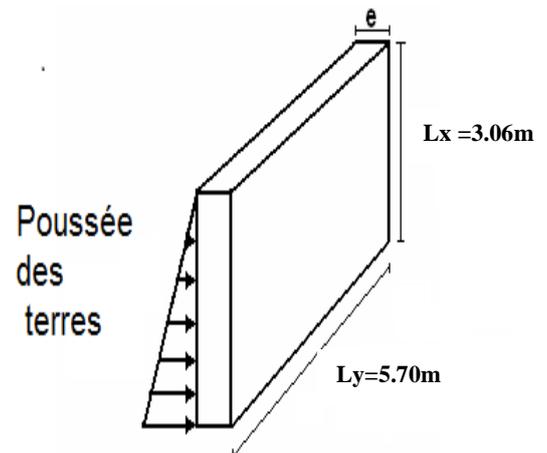


Figure VI.8. Voile périphérique.

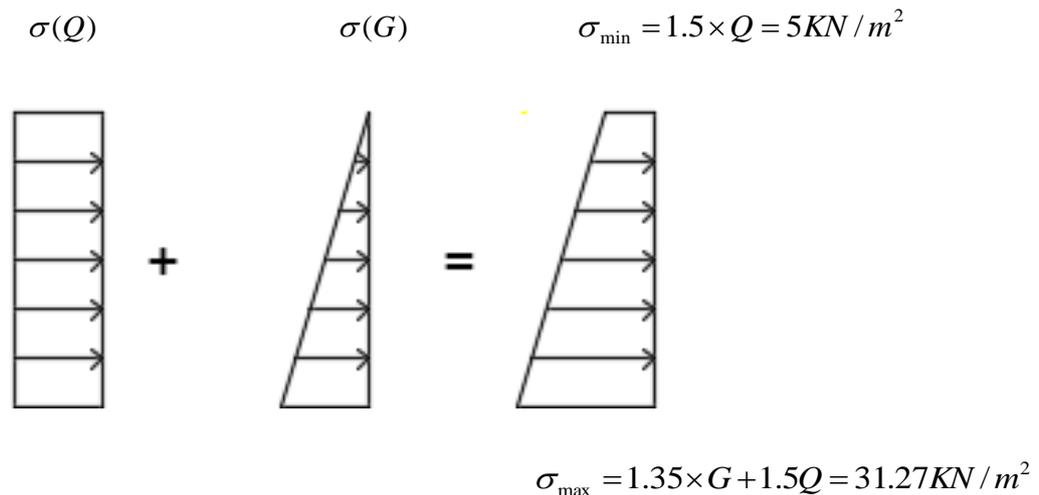


Figure.VI.9. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 24.70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 24.70 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand

panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.70 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.54 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

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

$$\rho = 0.54 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

$$M_{0x} = 21 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 4.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_{0x} = 10.5 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% \ b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau. VI.12. Section des armatures du voile périphérique.**

	Sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
travée	x-x	17.85	0.0388	0.0495	0.176	2.92	4HA14=6.16	25
	y-y	4.46	0.0097	0.0122	0.179	0.72	4HA12=4.52	25
Appui		10.5	0.0228	0.0289	0.178	1.69	4HA14=6.16	25

➤ **Vérfications à l'ELU.**

• **Espacement des armatures**

Armatures //  $L_x$ :  $St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures //  $L_y$ :  $St = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$h_0 > 12\text{cm} \left. \vphantom{h_0} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{\min}^x = 1.968\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée} \\ \rho = 0.54 \end{cases} \left. \vphantom{\rho} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_r; \frac{A_t^x}{4}) \Rightarrow A_{\min}^y = 1.69\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{fissuration nuisible}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 1.25\text{MPa}.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 25.19\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{25.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.140\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition}$$

vérifiée.

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 29.76\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{29.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.165\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition}$$

vérifiée.

➤ **Vérfications à l'ELS.**

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa} ; \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ **A l'ELS.:**

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 3.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 22.79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 17.93 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 17.93 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\rho = 0.54 \Rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

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

$$M_{0x} = 15.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 6.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 13.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 7.92 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.13. Résultats de calcul et vérification à l'ELS.

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Observation
En travée	Sens x-x	13.53	6.16	4.92	19778.23	3.36	15	135.75	201.6	Vérifier
	Sens y-y	5.48	4.52	4.31	15375.58	1.54	15	73.19	201.6	Vérifier
En appui		7.92	6.16	4.92	19778.23	1.97	15	79.69	201.6	Vérifier

- Schéma de ferrailage :

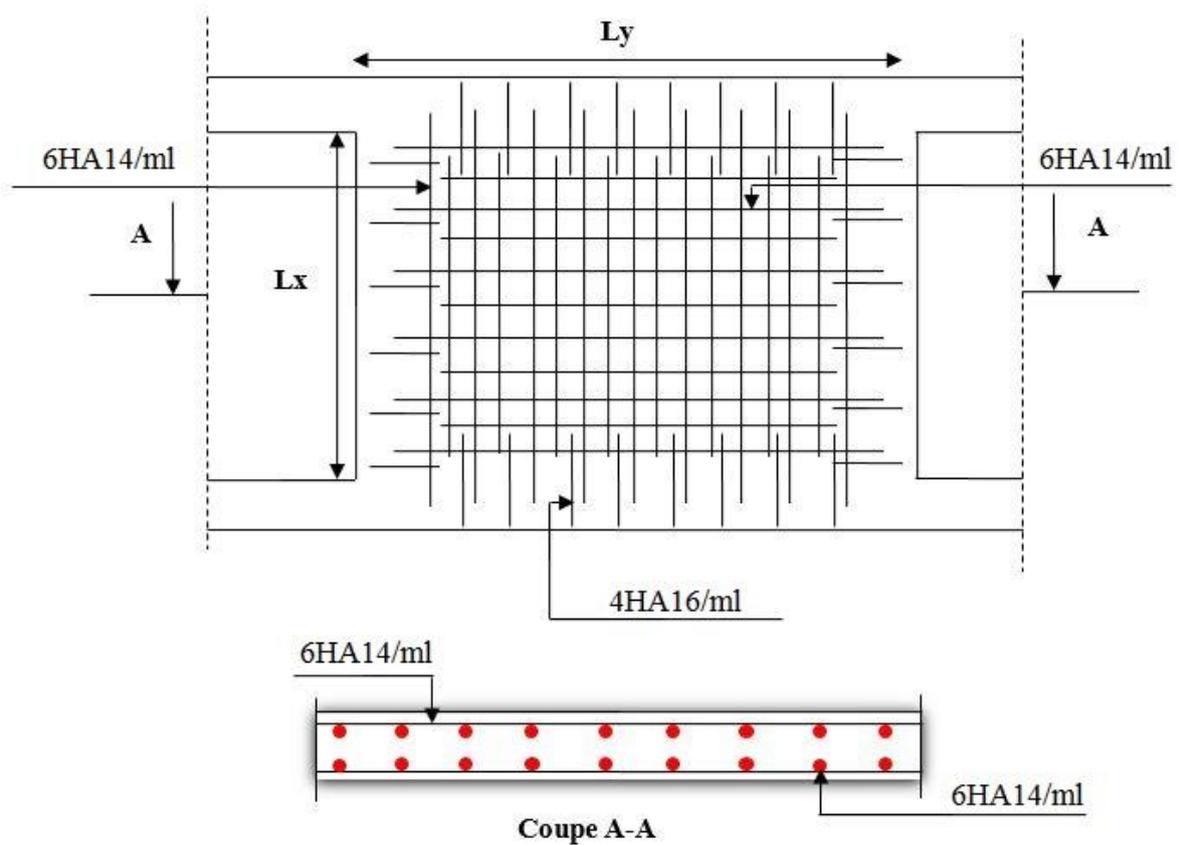


Figure.VI.10.Schéma de ferrailage de voile périphérique.

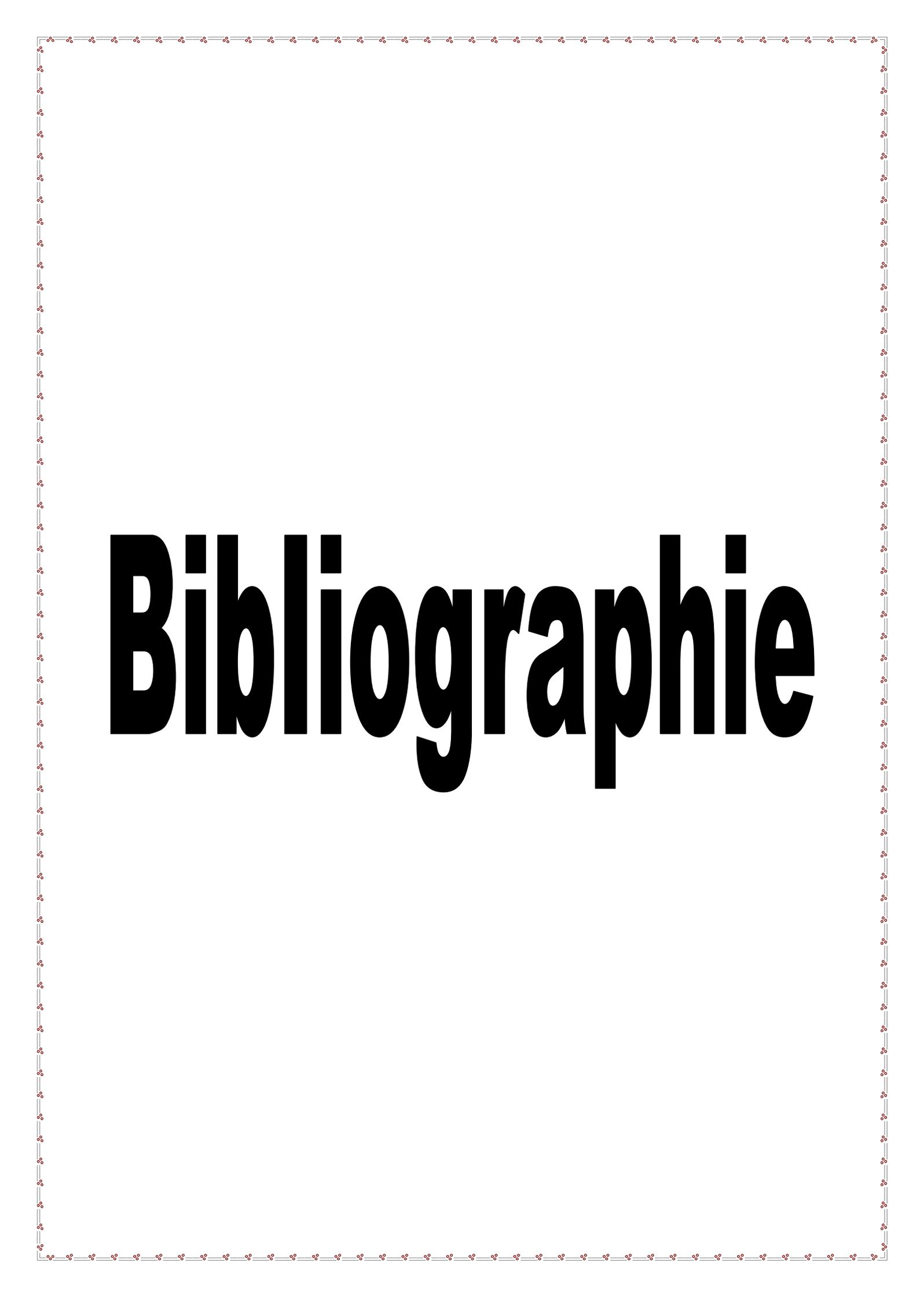
**VI.4.Conclusion :**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Vue à l'importance du poids de notre structure et à la capacité portance de (1.7 bars), et pour éviter le chevauchement des semelles isolées et les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

Un voile périphérique d'une hauteur de 3.06m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous-sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines renversés reposant sur quatre appuis.

# Conclusion générale



# Bibliographie

## ***Bibliographie***

R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003)

BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris  
Jean-Pierre Mougine, BETON armé.

C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)

DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

Calcul des ouvrages en béton armé, (M. Belazougui 4<sup>ème</sup> édition OPU, 2007)

### **Autres documents consultés :**

Cahier de cours de cursus.

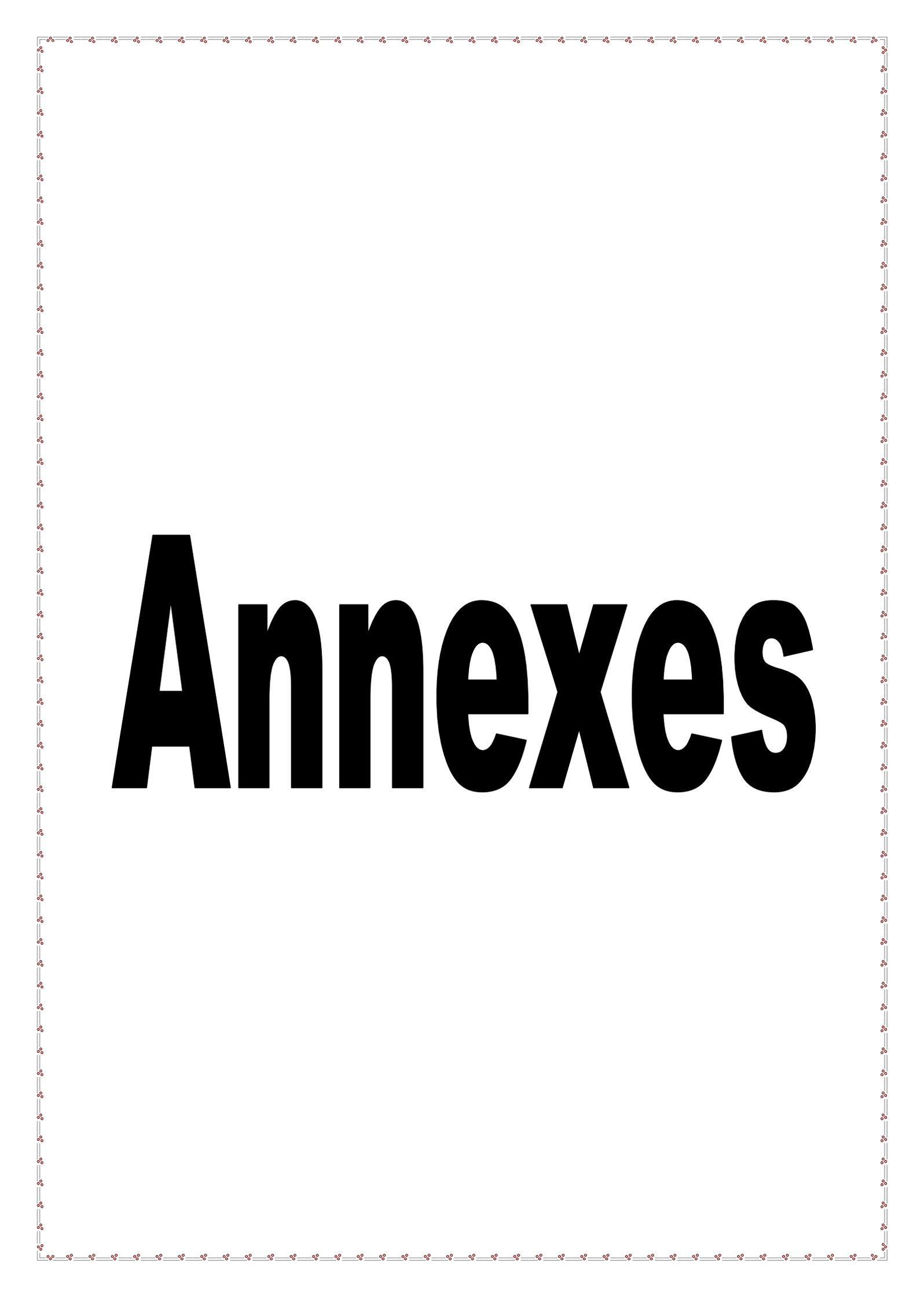
Mémoires de fin d'études.

### **Logiciels utilisés :**

SAP 2000/Version 14

SOCOTEC

Autocade 2009.



# Annexes

## ANNEXE I

### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## ANNEXE II

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

# Plan de la structure