



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

### **Mémoire**

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil  
**Option** : Matériaux et Structure

### **Thème**

**ETUDE D'UN BATIMENT R+10 +SOUS-SOL ET SOUPENTE, A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCIAL CONTREVENTE PAR UN SYSTEME  
MIXTE  
(VOILES-PORTIQUES)**

**Présenté par**

MR. HAMMANI      DAOUD  
MR. CHERIFI      TAHAR

**Encadré par :**

MLLE. MEZIANI MERIEM

**MEMBRES DE JURY**

**Juin 2015**

# 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>lle</sup> MEZIANI: notre promotrice, pour avoir acceptée 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.

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma lumière de vie mes très chers  
parents en témoignage de leurs amours  
et leurs affection.*

*A ma mère et mes chères frères et sœurs*

*A tous mes proches : cousins, cousines  
oncles et tantes Sans exceptions.*

*A mes voisins et mes amis qui m'ont  
soutenu durant toute cette période.*

*A tous mes enseignants qui m'ont servi  
du primaire à l'université.*

*A tous mes amis Sans exceptions.*

*Hammani Daoud*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma lumière de vie mes très chers  
parents en témoignage de leurs amours  
et leurs affection.*

*A ma mère et mes chères frères et sœurs*

*A tous mes proches : cousins, cousines  
oncles et tantes Sans exceptions.*

*A tous mes enseignants qui m'ont servi  
du primaire à l'université.*

*A tous mes amis Sans exceptions.*

*Cherifi Tahar*

## Liste de Tableaux :

**Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.1 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.2 : Evaluation des charges des planchers étages courants**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.3 : Evaluation des charges des planchers dalles pleines**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.4 : évaluation des charges des murs extérieurs.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.5 Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.6: évaluation des charges du palier .....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.7: évaluation des charges de la volée.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.8 Evaluation des poids propre des poteaux.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.9 Descente de charge pour le poteau le plus sollicité**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.10 : Vérification des poteaux à la compression simple.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.11 : Vérification des poteaux au flambement.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.12 : Section adoptée pour les poutres et les Poteaux**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.1: Différent types de poutrelles.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.2: Charges et surcharges revenant aux poutrelles.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.3. Sollicitations de la poutrelle type 1.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.4. Sollicitations de la poutrelle type 2.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.5. Sollicitations de la poutrelle type 3.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.6. Sollicitations de la poutrelle type 6.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.7. Sollicitations de la poutrelle type 1.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.8 : Sollicitations de la poutrelle type 2. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.9 Sollicitations de la poutrelle type 3.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.10. Sollicitations de la poutrelle type 4.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.11 Sollicitations de la poutrelle type 5.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.12 : Sollicitations de la poutrelle type 1. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.13 Sollicitations de la poutrelle type 2.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.14 Sollicitations de la poutrelle type 3.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.15. Sollicitations de la poutrelle type 1.....**Erreur ! Signet non défini.

- Tableau III.16 Sollicitations de la poutrelle type 2.....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.17 Sollicitations de la poutrelle type 3.....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.18 Sollicitations de la poutrelle type 6.....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.19 Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.20 Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.22 Ferrailage de la dalle sur quatre appuis .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.23 Vérification des contraintes à l'ELS .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.24. Vérification des contraintes. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.25 Evaluation des charges et surcharges : .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.26 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.27 Vérification de la section d'acier. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.28 Vérification de l'effort tranchant .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.29 Calcul des ferrailages.....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.30 Vérification de la section d'acier. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.31 Vérification de l'état limite de compression du béton.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.32 Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.33 Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.34 Combinaison de charges de l'escalier à deux volées.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.35 Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.36 Ferrailage à l'ELU .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.37 Vérification de l'état limite de compression du béton.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.38 : Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.39 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.40 : Ferrailage transversale de la poutre palière à la flexion simple et à la torsion. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.41 : Vérification de l'état limite de compression de béton.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV .1. Valeurs des pénalités  $P_q$  : .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses : .....** Erreur ! Signet non défini.

- Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.7. Vérification des déplacements :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- $\Delta$  :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.1 : Sollicitations dans les poteaux.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.2 : Ferrailage longitudinale des poteaux.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.3 : Armatures transversales dans les poteaux.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.4 : Vérification du flambement pour les poteaux.** . Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.5 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.6 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.7 : Les moments résistants dans les poteaux.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.8 : Les moments résistants dans les poutres.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.9 : Vérification de la zone nodale.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.14 : Résultats du ferrailage du voile 1.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.15. Résultats du ferrailage du voile 2.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.16 Résultats du ferrailage du voile 3.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.17. Résultats du ferrailage du voile 4.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.18. Résultats du ferrailage du voile 5.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile 6.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.20 Résultats du ferrailage du voile 7.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.21 : Résultats du ferrailage du voile 8.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.22. Résultats du ferrailage du voile 9.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.23. Résultats du ferrailage du voile 10.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau VI.1. Section des armatures du radier.** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y) .....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens Y-Y).....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens X-X) .....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens X-X).....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.8. Tableau De ferrailage des nervures.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures .**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.10. Ferrailage et vérification des nervures.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.11. Les sollicitations dans le voile périphérique. ..**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.12. Ferrailage du voile périphérique. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.14. Vérification de limite de compression dans le béton.**Erreur ! Signet non défini.

## Liste de Tableaux :

**Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.1 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.2 : Evaluation des charges des planchers étages courants**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.3 : Evaluation des charges des planchers dalles pleines**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.4 : évaluation des charges des murs extérieurs.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.5 Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.6: évaluation des charges du palier .....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.7: évaluation des charges de la volée.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.8 Evaluation des poids propre des poteaux.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.9 Descente de charge pour le poteau le plus sollicité**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.10 : Vérification des poteaux à la compression simple.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.11 : Vérification des poteaux au flambement.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau II.12 : Section adoptée pour les poutres et les Poteaux**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.1: Différent types de poutrelles.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.2: Charges et surcharges revenant aux poutrelles.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.3. Sollicitations de la poutrelle type 1.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.4. Sollicitations de la poutrelle type 2.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.5. Sollicitations de la poutrelle type 3.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.6. Sollicitations de la poutrelle type 6.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.7. Sollicitations de la poutrelle type 1.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.8 : Sollicitations de la poutrelle type 2. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.9 Sollicitations de la poutrelle type 3.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.10. Sollicitations de la poutrelle type 4.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.11 Sollicitations de la poutrelle type 5.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.12 : Sollicitations de la poutrelle type 1. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.13 Sollicitations de la poutrelle type 2.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.14 Sollicitations de la poutrelle type 3.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.15. Sollicitations de la poutrelle type 1.....**Erreur ! Signet non défini.

- Tableau III.16 Sollicitations de la poutrelle type 2.....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.17 Sollicitations de la poutrelle type 3.....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.18 Sollicitations de la poutrelle type 6.....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.19 Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.20 Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.22 Ferrailage de la dalle sur quatre appuis .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.23 Vérification des contraintes à l'ELS .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.24. Vérification des contraintes. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.25 Evaluation des charges et surcharges : .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.26 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.27 Vérification de la section d'acier. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.28 Vérification de l'effort tranchant .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.29 Calcul des ferrailages.....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.30 Vérification de la section d'acier. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.31 Vérification de l'état limite de compression du béton.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.32 Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.33 Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.34 Combinaison de charges de l'escalier à deux volées.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.35 Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.36 Ferrailage à l'ELU .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.37 Vérification de l'état limite de compression du béton.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.38 : Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.39 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.40 : Ferrailage transversale de la poutre palière à la flexion simple et à la torsion. ....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau III.41 : Vérification de l'état limite de compression de béton.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV .1. Valeurs des pénalités  $P_q$  : .....** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses : .....** Erreur ! Signet non défini.

- Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.7. Vérification des déplacements :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- $\Delta$  :** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.1 : Sollicitations dans les poteaux.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.2 : Ferrailage longitudinale des poteaux.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.3 : Armatures transversales dans les poteaux.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.4 : Vérification du flambement pour les poteaux.** . Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.5 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.6 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.7 : Les moments résistants dans les poteaux.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.8 : Les moments résistants dans les poutres.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.9 : Vérification de la zone nodale.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.** Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.14 : Résultats du ferrailage du voile 1.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.15. Résultats du ferrailage du voile 2.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.16 Résultats du ferrailage du voile 3.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.17. Résultats du ferrailage du voile 4.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.18. Résultats du ferrailage du voile 5.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile 6.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.20 Résultats du ferrailage du voile 7.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.21 : Résultats du ferrailage du voile 8.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.22. Résultats du ferrailage du voile 9.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau V.23. Résultats du ferrailage du voile 10.** ..... Erreur ! Signet non défini.
- Tableau VI.1. Section des armatures du radier.** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y) .....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens Y-Y).....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens X-X) .....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens X-X).....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.8. Tableau De ferrailage des nervures.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures .**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.10. Ferrailage et vérification des nervures.....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.11. Les sollicitations dans le voile périphérique. ..**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.12. Ferrailage du voile périphérique. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau VI.14. Vérification de limite de compression dans le béton.**Erreur ! Signet non défini.

# NOTATIONS :

La signification des notations est suivante :

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

**G** : Charges permanentes.

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** : Module de déformation sous fluage.

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

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**M<sub>t</sub>** : 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.

# NOTATIONS :

$M_q$ : Moment correspondant à  $q$ .

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

$a$ : Une dimension (en générale longitudinal).

$b$  : Une dimension (largeur d'une section).

$b_0$  : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

$d$  : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

$d$ : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

$e$ : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

$f$  : Flèche.

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

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

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

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

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

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge «  $j$  » jours.

$F_{ij}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge «  $j$  » jours.

$F_{c28}$  et  $f_{t28}$ : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

$g$ : Densité des charges permanentes.

$h$ : Hauteur totale d'une section.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$i$  : Rayon de giration d'une section de B A.

# NOTATIONS :

**j** : Nombre de jours.

**$l_f$**  : Longueur de flambement.

**$l_s$**  : Longueur de scellement.

**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**p** : Action unitaire de la pesanteur.

**q**: Charge variable.

**$S_t$** : Espacement des armatures transversales.

**X**: Coordonnée en général, abscisse en particulier.

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

**Br** : Section réduite.

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

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

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5.

**ht** : Hauteur totale du plancher.

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).

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

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

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

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

**Q** : Facteur de qualité.

**$q_u$** : Charge ultime.

**$q_s$**  : Charge de service.

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

# NOTATIONS :

$l'$  : Longueur fictive.

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

$n$  : Nombre de marches sur la volée.

$R$  : Coefficient de comportement global.

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

$V$  : Effort tranchant.

$W$  : Poids propre de la structure.

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

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

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

$\sigma_j$  : 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).

$\tau_u$  : 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.

## I.1 INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

## I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage objet de notre étude est une construction à usage d'habitation en (R+10 plus la soupenne (bureaux) plus sous-sol). Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia (dar-djebel), qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité

Le terrain sur lequel repose notre structure est légèrement accidenté ce qui explique la différence de niveau au niveau RDC

### I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Longueur de l'ouvrage : 22.00m.
- Largeur de l'ouvrage : 15.80m.
- La hauteur du sous-sol : 2.72m
- Hauteur de RDC : 4.08m
- La hauteur de la soupenne : 3.06m
- Hauteur de chaque étage : 3.06m.
- La hauteur du bâtiment : 37.74m.

### I.2.2 Définition des éléments de l'ouvrage

#### ❖ Les planchers

Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

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

✓ **Les façades et les cloisons**

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) séparées par une lame d'air de 5cm.

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

✓ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

•Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde-corps.

•Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

✓ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

-Transmission des charges verticales et horizontales au sol.

;-Limitation des tassements différentiels

### **I.3 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES**

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

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

### **I.4 LES ETATS LIMITES**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

**a) Etat limite ultime :** Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

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 :** Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations,

## **I.5 HYPOTHESES DE CALCUL**

### **I.5.1. E.L.U :**

Selon le CBA93 (article A.4.3.2) ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a 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 est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée 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 E.L.S :**

Selon le BAEL91 (article A.4.5) ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

$$3- n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ avec } E_s : \text{module de Young de l'acier ; } n : \text{coefficient d'équivalence}$$

acier-béton.

4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

## I.6 LES ACTIONS

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.6.1 Les différents types d'actions

➤ **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

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

➤ **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui 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 (F<sub>A</sub>) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes (E).
- Les explosions
- Les feux.

### I.6.2 Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

#### a) Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum_{i>1,3}\Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

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

#### ➤ Situations accidentelles

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{1i} Q_1+\sum_{i>1}\Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

$F_A$  : 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 : CBA93 (article : A.3.3.3)

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

$\Psi_{0i} = 0.6$  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 selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

Avec :- G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

## I.7 LES MATERIAUX

### I.7.1 Béton :

C'est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 ; art B.1.1).

#### Caractéristiques mécaniques du béton

**a) Résistance à la compression  $f_{cj}$  :** Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

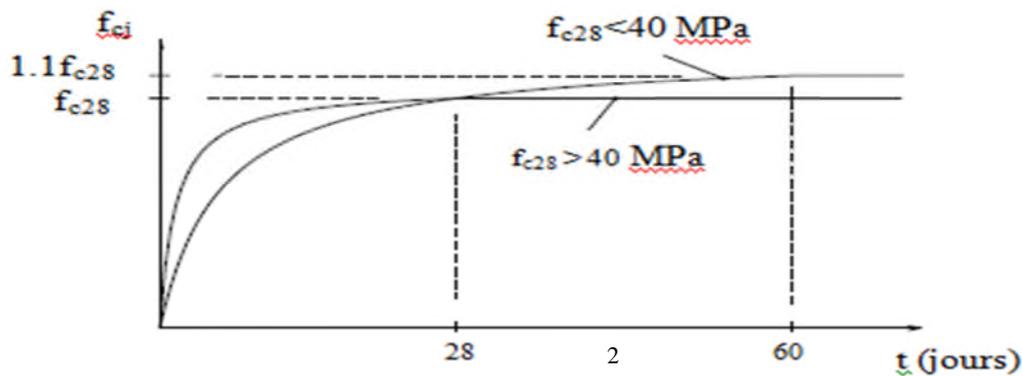


Figure I.1: Evaluation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

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

**b) Résistance à la traction  $f_{t_j}$**  : la résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{t_j}$ , est donnée par :

$$\left. \begin{aligned} f_{t_j} &= 0.6 + 0.06 f_{c_j} && \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t_j} &= 0.275 f_{c_j} && \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

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

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) BAEL91 (article A.5.1.211)**

$$\tau_{Ad} = \begin{cases} \min(0.2 f_{c_j} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min(0.15 f_{c_j} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{Ad} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

**d) Module de déformation longitudinale du béton** : on distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vi}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{c_j})^{1/3}$$

**BAEL91.**

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé.  $E_{ij}=3*E_{vj}$  **BAEL91.**

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :  $E_{ij} = 11000*(f_{c28.})^{1/3}$ .

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

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

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

**e) Module déformation transversale du béton**

$$G = \frac{E}{2*(\nu + 1)}$$

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson **CBA93 (article A.2.1.3).**

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

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

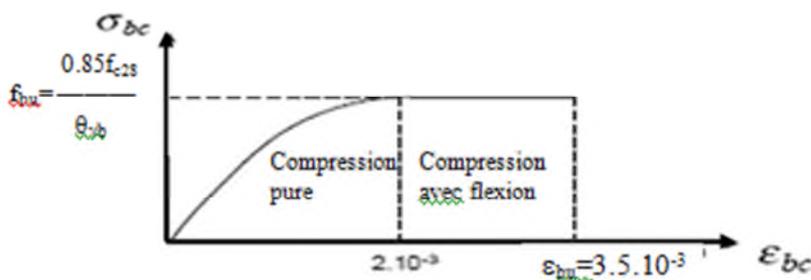
Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU :  $\nu = 0$  et  $G = 0,5 * E$

ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G = 0,42 * E$

**f) Diagramme contraintes déformations**

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\epsilon_{bc}$ ):



**Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU**

$-f_{bu}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$0.25 \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) \quad \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \end{array} \right.$$

$$0.85 \cdot f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b) \text{ si } 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 / 1000$$

-le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h > \text{durée} > 24h \\ 0.8 & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

-  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & (\text{cas courants}) \\ 1.15 & (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

## I.7.2 Les aciers

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPa et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

### I.7.2.1 Résistance caractéristique de l'acier

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

- **Contraintes limites  $\sigma_s$**

✓ **à ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tq } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

✓ **à ELS :** **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1 :** fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas2 :** fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = \min (2/3 \cdot f_e, \max (240, 110(\eta \cdot f_{tj})^{1/2})) \text{ [MPa]}$$

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

**Cas 3 :** fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta \cdot f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$  : pour les ronds lisses, treillis soudés.  
 $\eta=1,6$  : pour les hautes adhérences.

### I.7.2.3 Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties : CBA93 (article A.2.2.2)

- Droite de Hook ( $\sigma = E \epsilon$ ) de pente  $E=2 \cdot 10^5$  MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

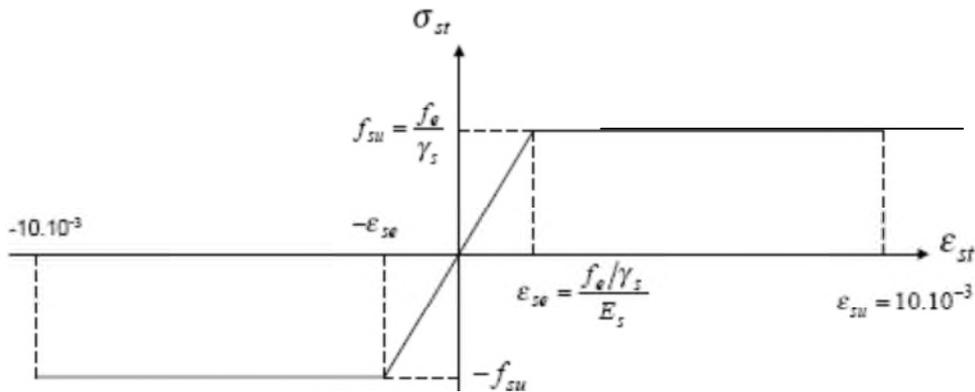


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- $\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

## I.8 CONCLUSION

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés**

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
		400
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	348
		/
	Contrainte à l'ELS : *FPN *FN	240
176		
	*FTN	

### II.1. Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

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

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

#### II.2.1 Planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Pour ce qui est des balcons, nous avons opté pour des dalles pleines vues leurs formes géométriques (arrondies).

##### II.2.1.1 Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

Sur la figure (II.1); nous montrons la disposition des poutrelles adoptées.

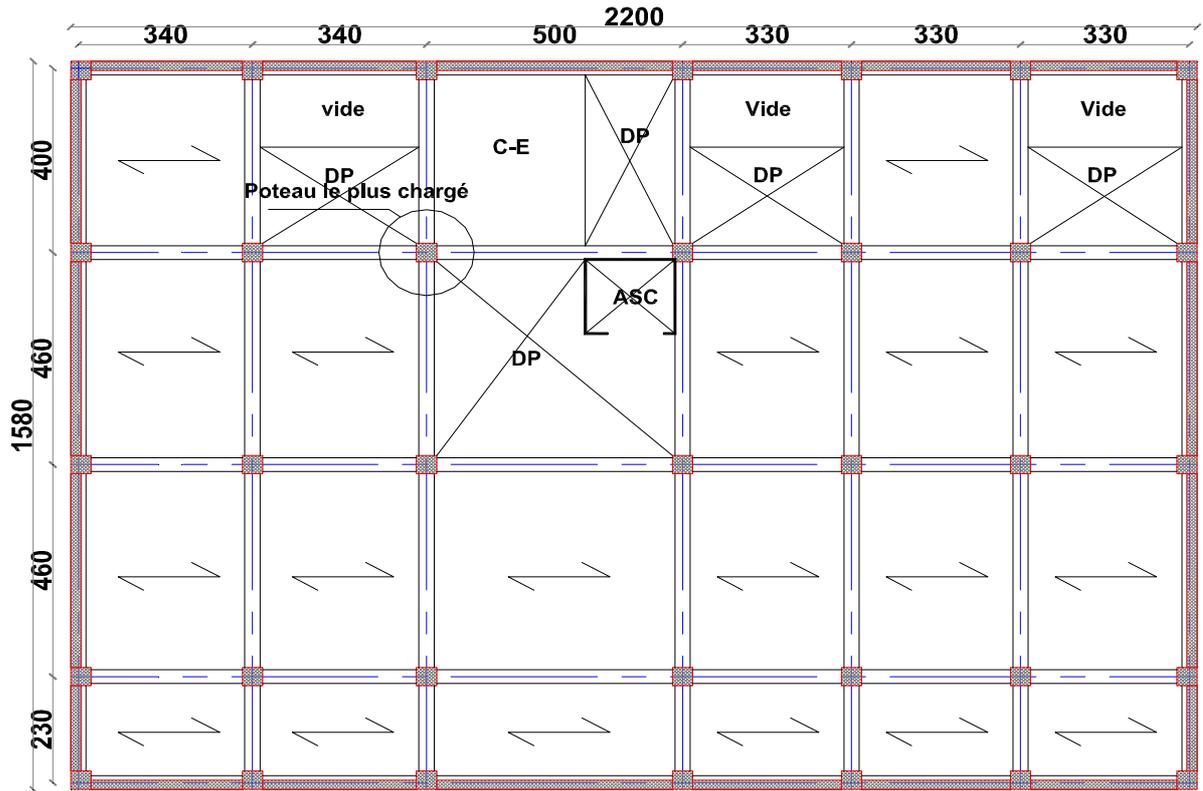


Figure II.1.a : Disposition des poutrelles Plancher RDC

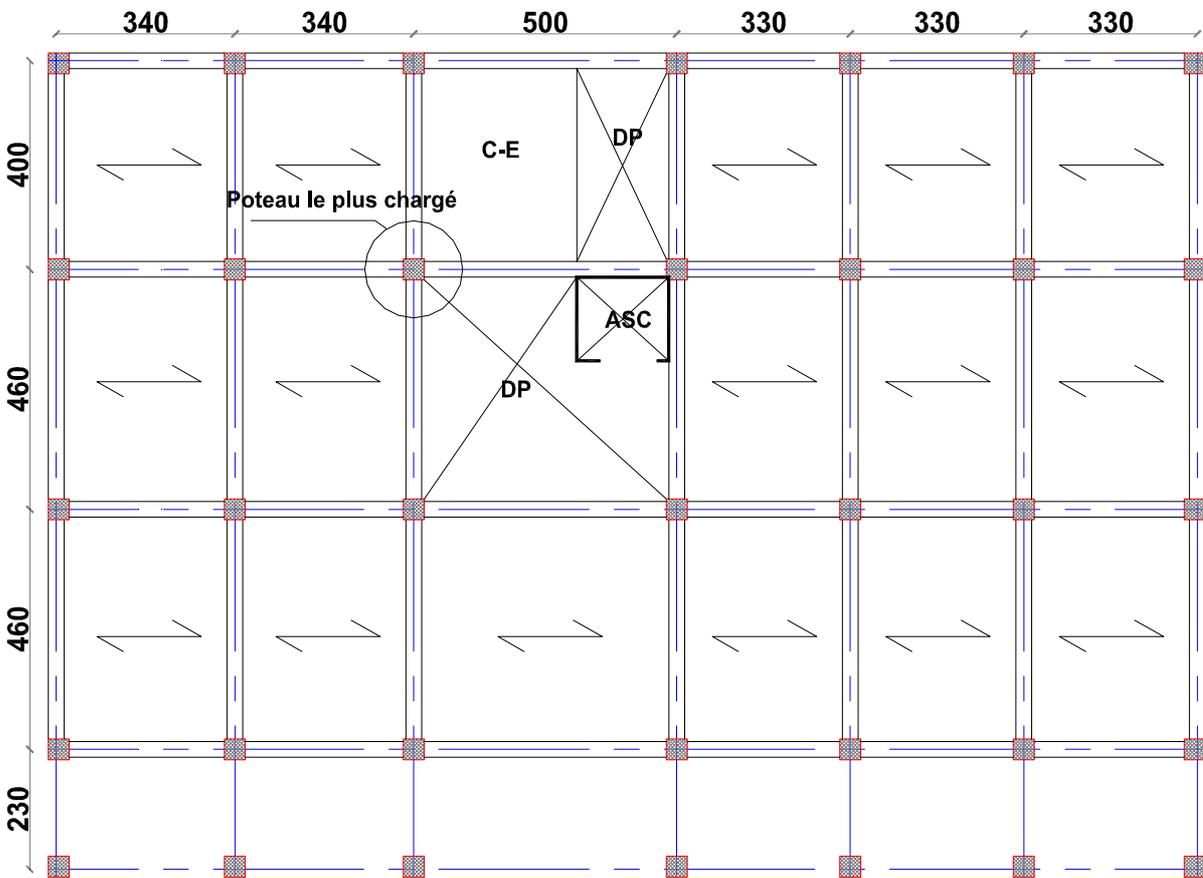


Figure II.1.b : Disposition des poutrelles Plancher Soupente

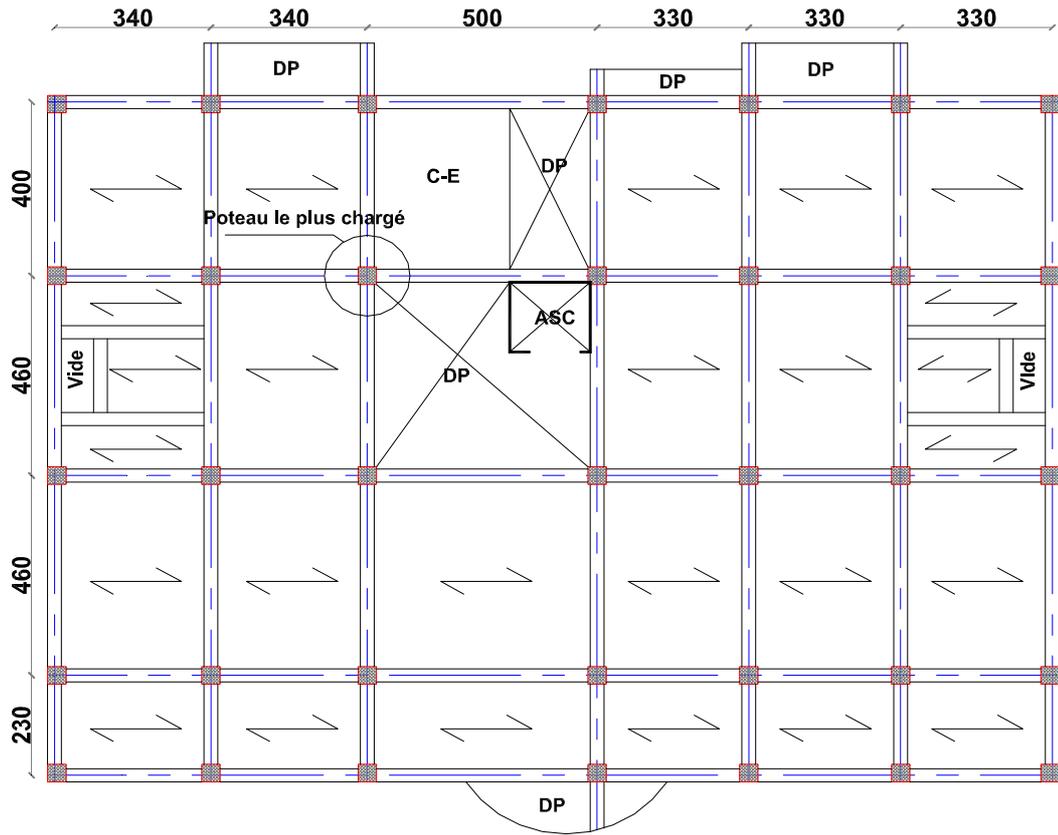


Figure II.1.c : Disposition des poutrelles Plancher 1<sup>er</sup> Etage

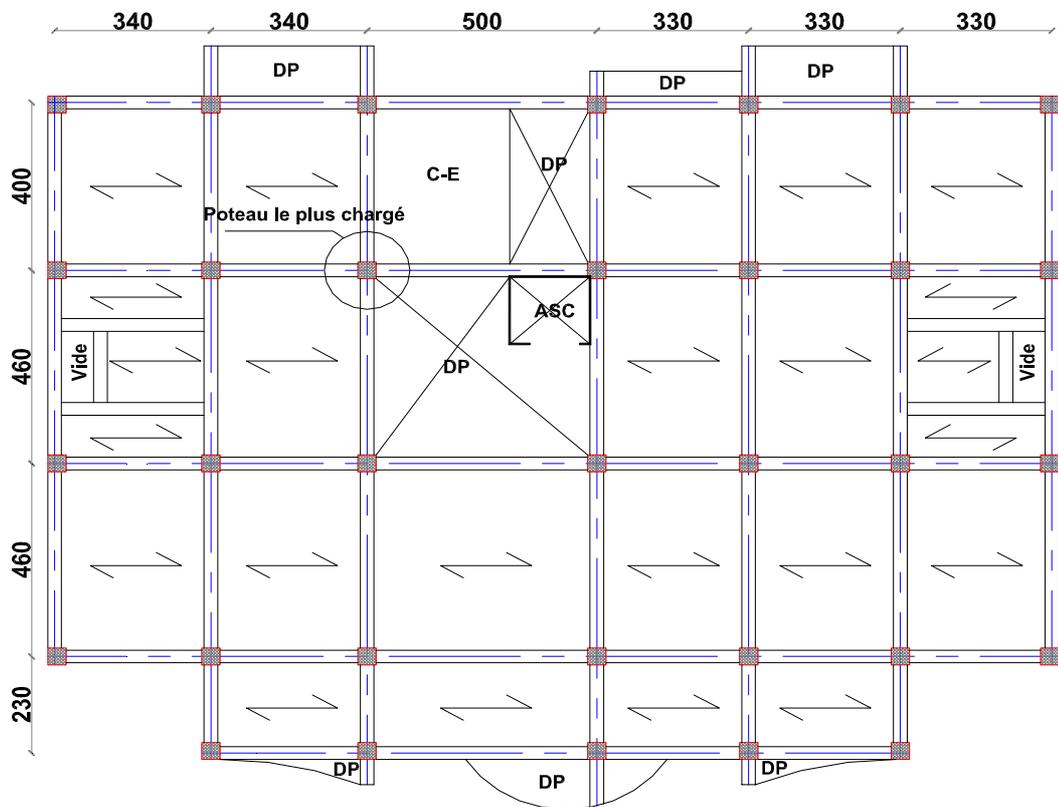


Figure II.1.d : Disposition des poutrelles Planchers Etages courants

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$ : hauteur total du plancher

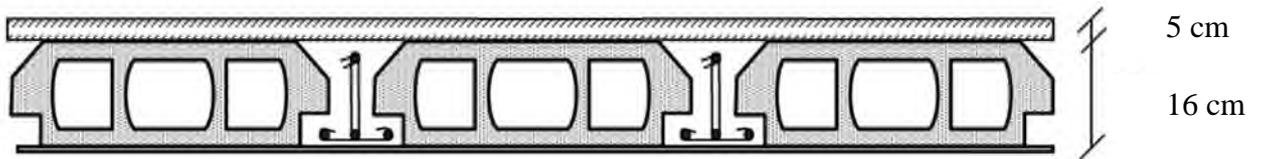
$L_{\max}$  étant égale à 470 cm  $h_t \geq 20.88\text{cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+5)=21\text{cm}$

Avec :

**h = 16 cm** : hauteur du corps creux.

**h<sub>0</sub> = 5 cm** : hauteur de la dalle de compression



**Figure** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **II.2.**  
**Plancher à corps creux.**

### II.2.1.1.1 Les poutrelles

Ce sont des petites poutres préfabriquées ou coulés sur place, en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la table de compression à prendre est défini par :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (8.4 \text{ à } 16.8\text{cm})$$

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures Successives.

$L_y$  : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_y = 330 - 30 = 300\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 300/10)\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 30)\text{cm}$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

$$\text{Soit : } b = 65\text{cm}$$

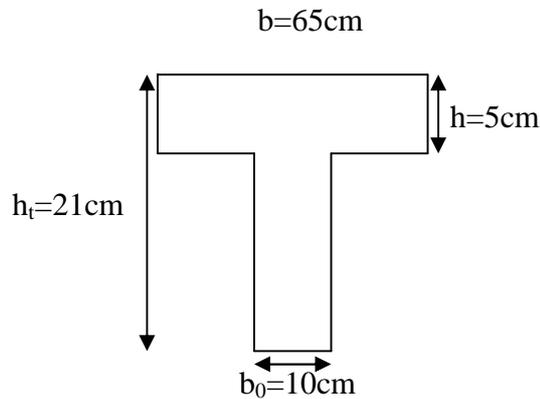


Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle.

### II.2.1.2 Les dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

#### a) Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

$L_x$  est la plus petite portée.

#### a) Critère de coupe-feu

$$e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour une heure de coupe-feu (BAEL91).}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).}$$

$e \geq 14\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu (BAEL91)

**II.2.1.2.1 Panneau sur 01 appui (D1) :**

$$e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est

La plus défavorable :  $e \geq 11\text{cm}$

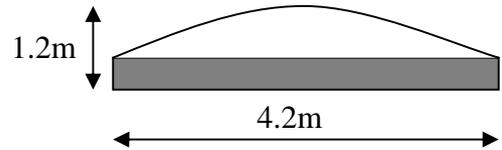


Figure II.4: Panneau de dalle D1

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$ .

**II.2.1.2.2 Panneau sur 03 appuis (D2):**

$$\frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.42 \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est

la plus défavorable :  $e \geq 11\text{cm}$

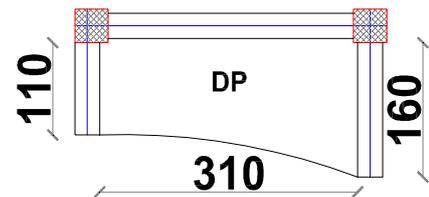


Figure II.5 : Panneau de dalle D2

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$ .

**II.2.1.2.3 Panneau sur 04 appuis (D3):**

$$\frac{430}{50} \leq e \leq \frac{430}{40} \Rightarrow 8.6 \leq e \leq 10.75 \text{ cm.}$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable :  $e \geq 11\text{cm}$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$

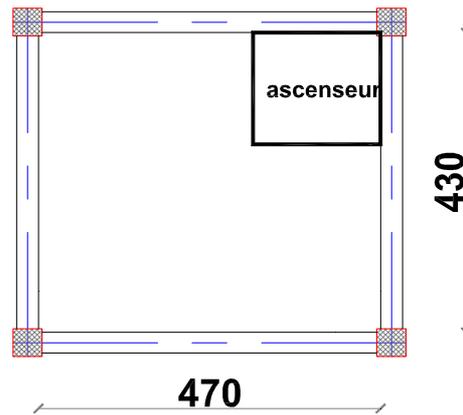


Figure II.6 : Panneau de dalle D3

### II.2.1.3 Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers :

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenants aux différents planchers.

Tableau II.1 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	épaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	4	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Forme de pente	10	22	2.20
Isolation thermique	1,5	18	0.27
Plancher corps creux (16+5)	21	/	3.05
Enduit en mortiers	1.5	18	0.27
<b>Total</b>			$\Sigma = 6.71$

$G_{ii} = 6.71 \text{ KN/m}^2$  ; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{ii} = 1 \text{ KN/m}^2$  ; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

Tableau II.2 : Evaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons légères de	10	9	0.90

<b>séparation</b>			
<b>Revêtement en Carrelage</b>	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>0.40</b>
<b>Mortier de pose</b>	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>0.40</b>
<b>Lit de Sable</b>	<b>2</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>
<b>Plancher corps creux (16+5)</b>	<b>20</b>	<b>/</b>	<b>3.05</b>
<b>Enduit en plâtre</b>	<b>2</b>	<b>10</b>	<b>0.20</b>
<b>Totale</b>			<b><math>\Sigma = 5.41</math></b>

$G_{pc}=5.41\text{KN/m}^2$  ;étant la charge permanente revenant à l'étage courant.

$Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$  ; étant la surcharge revenant à l'étage courant (DTR BC2-2)

$Q_{RDC} = 5 \text{ KN/m}^2$  ; étant la surcharge revenant au RDC à usage commercial (DTR BC2-2).

$Q_{SOUPENTE} =2.5 \text{ KN/m}^2$  ; étant la surcharge revenant à la soupente bureau (DTR BC2-2).

**Tableau II.3 : Evaluation des charges des planchers dalles pleines**

<b>Désignation des éléments</b>	<b>Epaisseurs (cm)</b>	<b>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Revêtement en Carrelage</b>	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>0.40</b>
<b>Mortier de pose</b>	<b>2</b>	<b>20</b>	<b>0.40</b>
<b>Lit de Sable</b>	<b>2</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>
<b>Dalle pleine (12 cm)</b>	<b>12</b>	<b>25</b>	<b>3.00</b>
<b>Enduit en plâtre</b>	<b>2.00</b>	<b>10</b>	<b>0.20</b>
<b>Totale</b>			<b><math>\Sigma = 4.36</math></b>

$G=4.36 \text{ KN/m}^2$ :la charge permanente revenant à la dalle.

$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ :la surcharge revenant à la dalle du balcon (DTR BC2-2).

**Tableau II.4 : évaluation des charges des murs extérieurs**

<b>Désignation des éléments</b>	<b>Epaisseurs (cm)</b>	<b>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Enduit en plâtre</b>	<b>1.5</b>	<b>10</b>	<b>0,15</b>

Briques creuses	15	9	1.35
Lame d'air	5	0,00	0,00
Briques creuses	10	9	0.90
Enduit de ciment	1.5	18	0,27
<b>Totale</b>			$\Sigma = 2.67$

Murs extérieurs : Ce sont des murs en double cloisons séparés par une lame d'air  
 $G=5.21\text{KN/m}^2$  ; étant la charge permanente du mur extérieure.

### II.2.2 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 aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments.

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

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 85 \times 15 + 5 \times 15 + \frac{10 \times 15}{2}$$

$$S = 0.1425 \text{ m}^2$$

Charge Permanente :

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.1425 \times 1$$

$$G = 3.5625 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e$$

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

$$G = 3.5625 + 0.4 = 3.9625 \text{ KN/ml}$$

- **La Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}$**

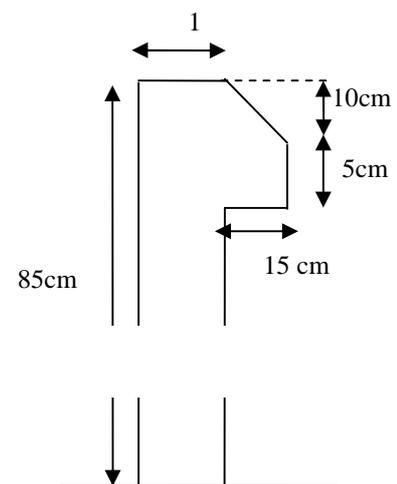


Figure II.7 : Schéma de l'acrotère

**II.2.3 L'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.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

$$L_x = 2,1 \text{ m} ; L_y = 2,4 \text{ m} \Rightarrow S = 5,04 \text{ m}^2$$

- Puissance de l'ascenseur :  $W = 6.8 \text{ KW}$
- Charge due à l'ascenseur :  $P_m = 15 \text{ KN}$
- Charge due à la cuvette :  $F_c = 145 \text{ KN}$
- Charge due à la salle des machines :  $D_m = 51 \text{ KN}$
- La charge nominale est de  $630 \text{ Kg}$
- La vitesse :  $V = 1.6 \text{ m/s}$
- Donc  $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 72.3 \text{ KN}$

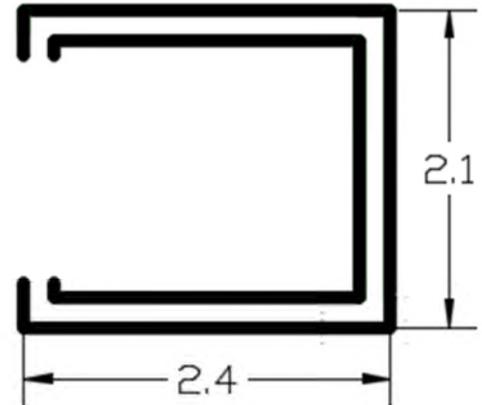


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..2. Schéma de l'ascenseur.

**Tableau II.5 Evaluation des charges et surcharges de l'ascenseur.**

Poids propre de la dalle et des revêtements	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN/m <sup>2</sup> )	Poids total (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05$	$S = 1.6 \times 1.8$	$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.88}$	$G = G_1 + G_2 = 4.85 + 35.42$	1
$G_1 = 4.85 \text{ KN/m}^2$	$S = 2.88$	$G_2 = 35.42$	$G = 40.27$	

**II.2.4 Les escaliers**

L'escalier est un élément qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment. Les différents éléments constituant un escalier sont :

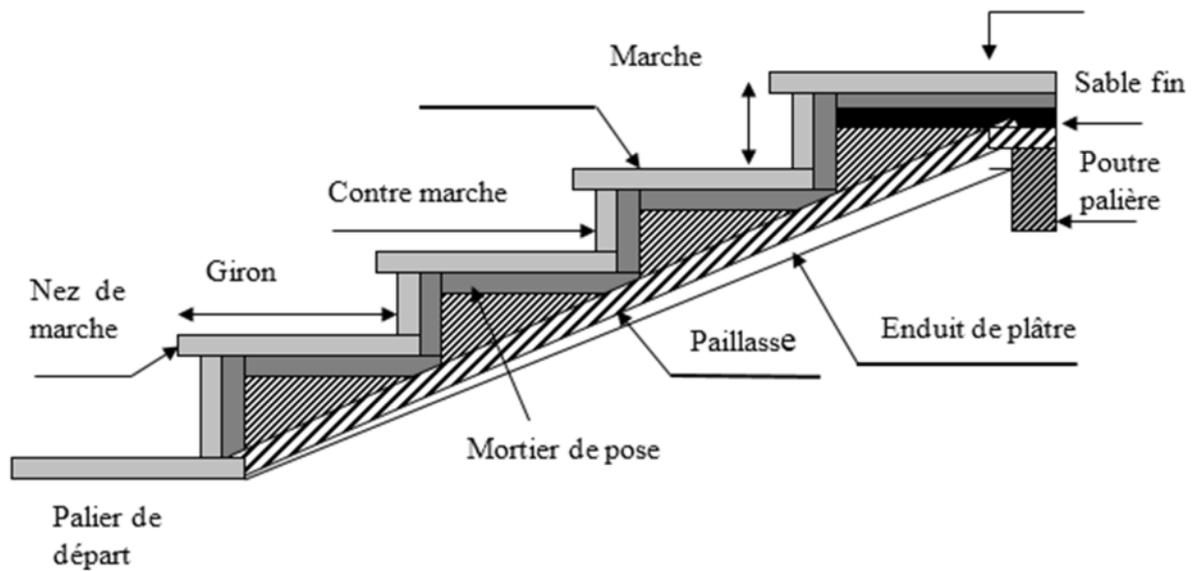


Figure II.9 : Schéma d'un escalier

Dans notre projet on a trois types d'escalier. Escalier en bois (du sous-sol au RDC), un escalier du RDC, et un escalier des étages courants.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilisera la relation de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$ .

Tel que :

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

$L_0$  : largeur du palier.

#### II.2.4.1 Escalier du RDC :

- Volée 01

$$H = 1.02\text{m}$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

$$l_0 = 1.50 \text{ m}$$

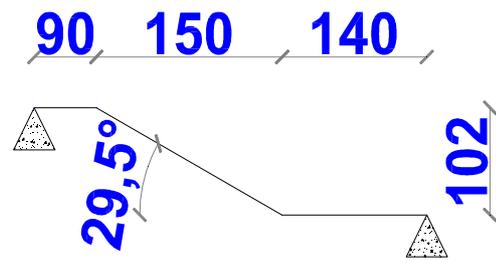


Figure II.10 : Schéma statique de la volée 01

$$64n^2 - (64+2H+l_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+2*102+150)n + 2*102 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n= 6$  et  $n - 1 =5$

- La hauteur de contre marche :  $h=H/n$  donc  $h = 102 / 6 \rightarrow h=17\text{cm}$

$h=17\text{cm}$  pour toutes les contres marches

- Calcul du giron  $g : g=l/(n-1)$  donc  $g=150 / 5 \rightarrow g=30\text{cm}$

- Volée 02

$$H = 1.53\text{m}$$

$$\alpha=29.53^\circ$$

$$l_0= 2.40 \text{ m}$$

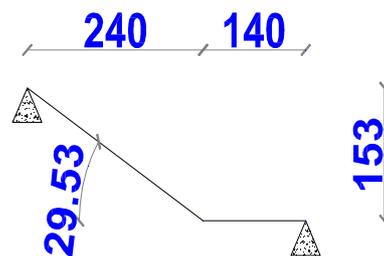


Figure II.11 : Schéma statique de la volée 02

$$64n^2 - (64+2H+l_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+2*153+240)n + 2*153 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n= 9$  et  $n - 1 =8$

- La hauteur de contre marche :  $h=H/n$  donc  $h = 153 /9 \rightarrow h=17\text{cm}$

$h=17\text{cm}$  pour toutes les contres marches

- Calcul du giron  $g : g=l/(n-1)$  donc  $g =240/8 \rightarrow g=30\text{cm}$

- Volée 03

$H = 1.53\text{m}$

$\alpha=29.53^\circ$

$l_0= 2.40 \text{ m}$

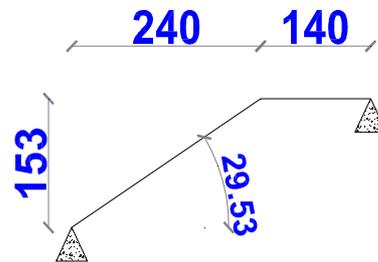


Figure II.11 : Schéma statique de la volée 03

$$64n^2 - (64+2H+l_0) n +2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+2*153+240)n+ 2*153 =0$$

Après résolution on trouve :  $n= 9$  et  $n - 1 =8$

- La hauteur de contre marche :  $h=H/n$  donc  $h = 153 /9 \rightarrow h=17\text{cm}$

$h=17\text{cm}$  pour toutes les contres marches

- Calcul du giron  $g : g=l/(n-1)$  donc  $g =240/8 \rightarrow g=30\text{cm}$

**Epaisseur des paillasses**

**Volée 1**

$$l=(1.5+0.30)/\cos\alpha+(1.40+0.60) = 1.8/\cos 29.53 +2.00 \rightarrow l=4.06 \text{ m}$$

$$l/30 \leq e \leq l/20 \rightarrow 406/30 \leq e \leq 406/20$$

$13.53\text{cm} \leq e \leq 20.3\text{cm}$ .....condition de résistance.

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

On opte pour  $e=15 \text{ cm}$

- **Volée 2**

$$l = 2.40 / \cos \alpha + (1.40) = 2.40 / \cos 29.53 + 1.40 \rightarrow l = 4.15 \text{ m}$$

$$l/30 \leq e \leq l/20 \rightarrow 415/30 \leq e \leq 415/20$$

13.83cm  $\leq e \leq$  20.75cm.....condition de résistance.

$e \geq 11$ cm.....pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour  $e = 15$  cm

- **Volée 3**

$$l = 2.40 / \cos \alpha + 1.4 = 2.40 / \cos 29.53 + 1.40 \rightarrow l = 4.15 \text{ m}$$

$$l/30 \leq e \leq l/20 \rightarrow 415/30 \leq e \leq 415/20$$

13.83cm  $\leq e \leq$  20.75cm.....condition de résistance.

$e \geq 11$ cm.....pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour  $e = 15$  cm

### II.2.4.2 Escalier étages courants :

- Volée 01

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

$$l_0 = 2.40 \text{ m}$$

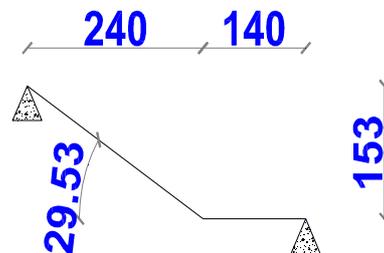


Figure II.11 : Schéma statique de la volée 02

$$64n^2 - (64+2H+l_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+2*153+240)n + 2*153 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n= 9$  et  $n - 1 = 8$

- La hauteur de contre marche :  $h=H/n$  donc  $h = 153 / 9 \rightarrow h=17\text{cm}$

$h=17\text{cm}$  pour toutes les contres marches

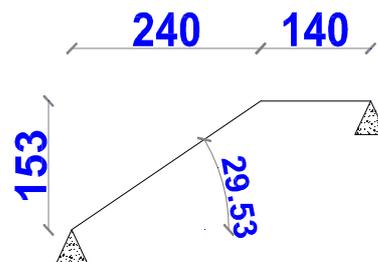
- Calcul du giron  $g$  :  $g=l/(n-1)$  donc  $g = 240/8 \rightarrow g=30\text{cm}$

- Volée 02

$$H = 1.53\text{m}$$

$$\alpha = 29.53^\circ$$

$$l_0 = 2.40\text{ m}$$



**Figure II.11 : Schéma statique de la volée 03**

$$64n^2 - (64+2H+l_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+2*153+240)n + 2*153 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n= 9$  et  $n - 1 = 8$

- La hauteur de contre marche :  $h=H/n$  donc  $h = 153 / 9 \rightarrow h=17\text{cm}$

$h=17\text{cm}$  pour toutes les contres marches

- Calcul du giron  $g$  :  $g=l/(n-1)$  donc  $g = 240/8 \rightarrow g=30\text{cm}$

### Epaisseur des paillasses

- **Volée 1**

$$l=2.40/\cos\alpha+(1.40) = 2.40/\cos 29.53+1.40 \rightarrow l=4.15 \text{ m}$$

$$l/30 \leq e \leq l/20 \rightarrow 415/30 \leq e \leq 415/20$$

13.83cm ≤ e ≤ 20.75cm.....condition de résistance.

e ≥ 11cm.....pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour e=15 cm

• **Volée 2**

$$l=2.40/\cos\alpha + 1.4 = 2.40/\cos 29.53+1.40 \rightarrow l=4.15 \text{ m}$$

$$l/30 \leq e \leq l/20 \rightarrow 415/30 \leq e \leq 415/20$$

13.83cm ≤ e ≤ 20.75cm.....condition de résistance.

e ≥ 11cm.....pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour e=15 cm

**II.2.4.4 Evaluation des charges et surcharges**

**Tableau II.6 : évaluation des charges du palier**

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Poids de la dalle	18	25	4.5
Enduit	2	10	0.2
Lit de sable	2	18	0.36
<b>Total</b>			$\Sigma = 5.86$

$$G_{\text{palier}} = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

Charge de la volée: Les expressions utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paille et de la couche d'enduit:  $\gamma \cdot e / \cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma \cdot h / 2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :  $\gamma \cdot e (1 + h/g)$

NB : Le revêtement est la somme des distances parcourus des marches et contremarche pour une distance d'un (01) mètre horizontale.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.7: évaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	20	0.63
Enduit de ciment	1.5	18	0.31
Mortier de pose	2	20	0.63
Marches	/	22	1.87
Paillasse	15/cos29.53	25	4.31
<b>Total</b>			<b>7.75</b>

$G_{volée} = 7.75 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation: Escalier à usage d'habitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (DTR BC2-2).

### II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

#### II.3.1 Les voiles

Elément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par la condition du RPA suivante

- $e \geq \max (h_e/20 , 15\text{cm})$
- $L \geq 4e$

e : épaisseur du voile.

L : largeur du voile.

he : la hauteur libre d'étage ( $h_e = h_{tot} - h_{poutre}$ )

#### Au niveau du sous-sol

$e \geq \max (237/20, 15\text{cm}) \rightarrow e \geq 15\text{cm}$  ..... On adopte  $e = 20\text{cm}$  et  $L \geq 80\text{cm}$

#### Au niveau du RDC

$e \geq \max (373/20, 15\text{cm}) \rightarrow e \geq 18.65\text{cm}$  ..... On adopte  $e = 20\text{cm}$  et  $L \geq 80\text{cm}$

**Au niveau des étages**

$e \geq \max(2.71/20, 15\text{cm}) \rightarrow e \geq 15\text{cm}$  ..... On adopte  $e=20\text{cm}$  et  $L \geq 80\text{cm}$

**II.3.2 Poutres**

Selon le BAEL. 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante :

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

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

**II.3.2.1 Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm} \rightarrow 28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 35\text{cm}$

- **Vérification des exigences du RPA**

Selon les recommandations du RPA99/2003 on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{RPA99 version 2003 Art : 7.5.1})$$

$$h/b \leq 4$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre et  $h$  : hauteur de la poutre.

$$b = 35 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$h/b = 1.14 \leq 4$$

**II.3.2.2 Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm} \rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 35\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$

- **Vérification des exigences du RPA**

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$h/b = 1.16 \leq 4$$

**II.3.3Poteaux**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du(RPA99 version2003 Art : 7.4.1) suivantes :

- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- ✓  $1/4 < b/h < 4$

Les dimensions des poteaux supposés

Sous-sol, RDC, soupente	Poteaux (60*60) cm ;
1 <sup>er</sup> étage, 2 <sup>er</sup> étage, 3 <sup>er</sup> étage	Poteaux (55*55) cm ;
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage et 6 <sup>ème</sup> étage	Poteaux (50*50) cm ;
7 <sup>ème</sup> étage et 8 <sup>ème</sup> étage	Poteaux (45*45) cm ;
9 <sup>ème</sup> étage	Poteaux (40*40) cm ;
10 <sup>ème</sup> étage	Poteaux (35*35) cm ;

Charge du poteau =  $S \times 25 \times h_e$

**Tableau II.8 Evaluation des poids propre des poteaux**

	Sous- sol	RDC	Soupente	Etage 1,2,3	Etage 4,5,6	Etage 7,8	Etage 9	Etage10
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>0.36</b>	<b>0.36</b>	<b>0.36</b>	<b>0.3025</b>	<b>0.25</b>	<b>0.2025</b>	<b>0.16</b>	<b>0.1225</b>
<b>Gp (KN)</b>	<b>25.87</b>	<b>36.72</b>	<b>27.54</b>	<b>23.14</b>	<b>19.12</b>	<b>15.49</b>	<b>12.24</b>	<b>9.37</b>

**II.3.4La loi de dégression des charges d’exploitation**

Soit Q0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q1, Q2.....Qn les charges d’exploitations respectives des planchers des étages

1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment. q

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : .....Q0.
- Sous le dernier étage : .....Q0+Q1.
- Sous l’étage immédiatement inférieur : .....Q0+0.95 (Q1+Q2).

- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  :.....  $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$ .

**Les surfaces afférentes**

a) Pour la charge permanente

- **Les étages courant (Soupente au 10ème étage)**

$$S_{cc}=(1.85 \times 1.55)+(2.15 \times 1.55)+(2.15 \times 2.35)=11.25 \text{ m}^2$$

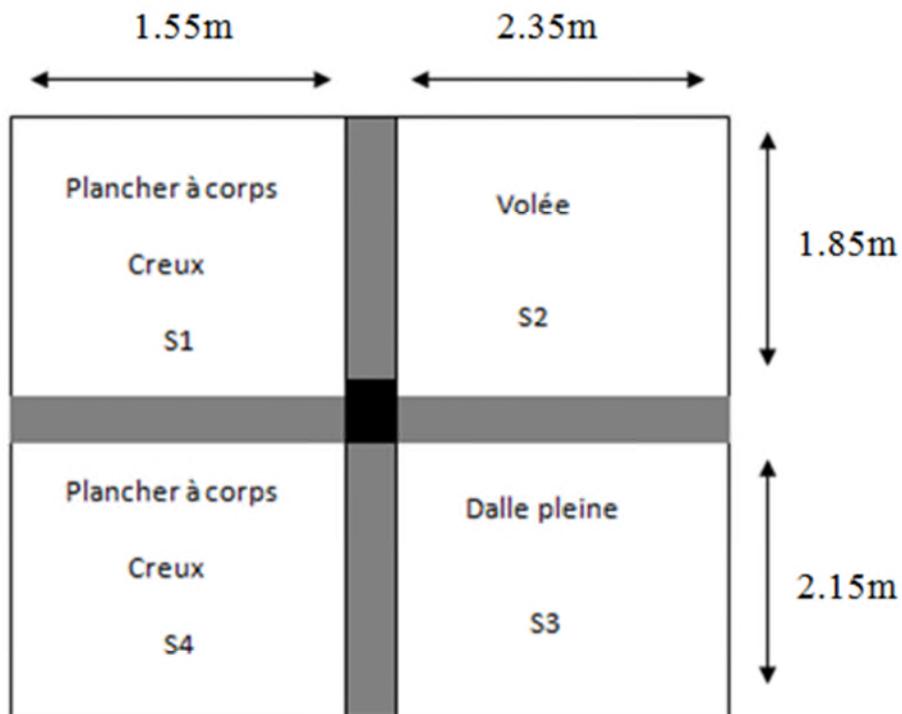
$$S_v=1.85 \times 2.35=4.35 \text{ m}^2$$

$$G_{CC}=11.25 \times 5.41=60.86 \text{ KN}$$

$$G_v=4.35 \times 8.84=38.45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{totale}}=60.86+38.45$$

$$G_{\text{totale}}=99.31 \text{ KN}$$



**Figure II.12 : Surface afférente du poteau (Soupente au 10<sup>ème</sup> étage)**

- **RDC**

$$S_{CC}=(1.85 \times 1.55)+(2.15 \times 1.55)+(2.15 \times 2.35)=11.25 \text{ m}^2$$

$$S_p=1.4 \times 1=1.4 \text{ m}^2$$

$$S_v=(2.35 \times 1.85)-(1.4 \times 1)=2.95 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = (11.25 \times 5.41) + (1.4 \times 5.86) + (2.95 \times 8.84)$$

$$G_{\text{totale}} = 95.14 \text{ KN}$$

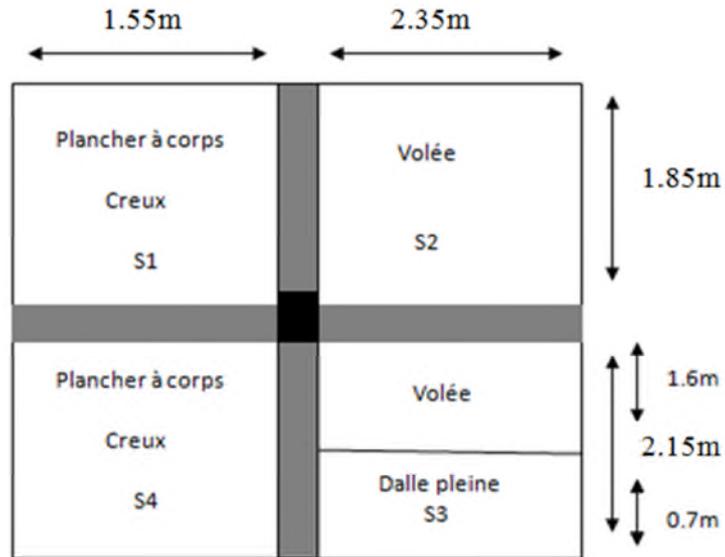


Figure II.13 : Surface afférente du poteau RDC

- TERRASSE**

$$S_{cc} = (1.85 \times 1.55) + (2.15 \times 1.55) + (2.15 \times 2.35) + (2.35 \times 1.85) = 15.6 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = 15.6 \times 6.71 = 104.67 \text{ KN}$$

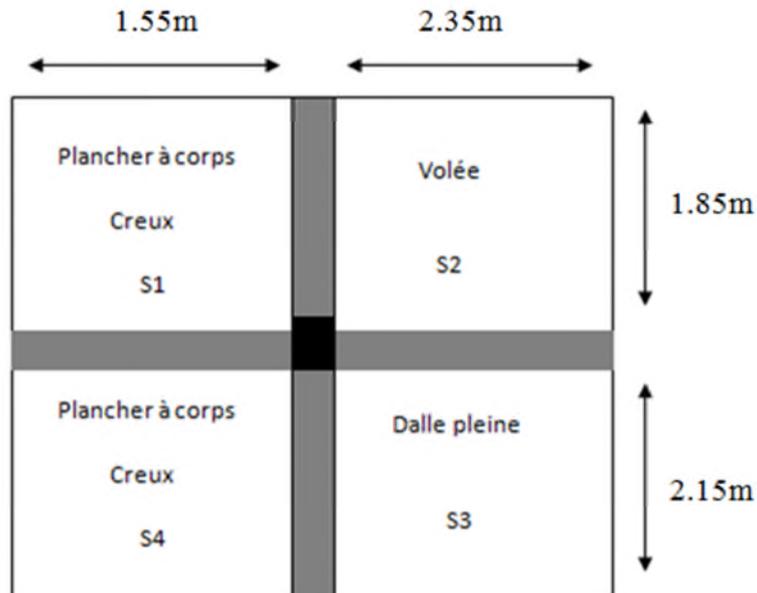


Figure II.14 : Surface afférente du poteau terrasse.

b) Pour la charge d'exploitation

$$S_{\text{terrasse}} = [(1.55 + 2.35 + 0.3) \times (2.15 + 1.85 + 0.3)] - 0.35^2$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 17.94 \times 1 = 17.94 \text{ KN}$$

$$S^{10\text{ème}}_{\text{etage}} = [(1.55 + 2.35 + 0.3) \times (2.15 + 1.85 + 0.3)] - 0.35^2$$

$$Q^{10\text{ème}}_{\text{etage}} = 17.94 \times 1.5 = 26.90 \text{ KN}$$

$$S^{9\text{ème}}_{\text{etage}} = [(1.55 + 2.35 + 0.3) \times (2.15 + 1.85 + 0.3)] - 0.4^2$$

$$Q^{9\text{ème}}_{\text{etage}} = 17.9 \times 1.5 = 26.85 \text{ KN}$$

$$S^{8,7\text{ème}}_{\text{etage}} = [(1.55 + 2.35 + 0.3) \times (2.15 + 1.85 + 0.3)] - 0.45^2$$

$$Q^{8,7\text{ème}}_{\text{etage}} = 17.85 \times 1.5 = 26.78 \text{ KN}$$

$$S^{6,5,4\text{ème}}_{\text{etage}} = [(1.55 + 2.35 + 0.3) \times (2.15 + 1.85 + 0.3)] - 0.5^2$$

$$Q^{6,5,4\text{ème}}_{\text{etage}} = 17.81 \times 1.5 = 26.71 \text{ KN}$$

$$S^{3,2,\text{et}1\text{er}}_{\text{etage}} = [(1.55 + 2.35 + 0.3) \times (2.15 + 1.85 + 0.3)] - 0.55^2$$

$$Q^{3,2,\text{et}1\text{er}}_{\text{etage}} = 17.76 \times 1.5 = 26.64 \text{ KN}$$

$$S^{\text{soupenste}} = [(1.55 + 2.35 + 0.3) \times (2.15 + 1.85 + 0.3)] - 0.6^2$$

$$Q^{\text{soupenste}} = 17.7 \times 2.5 = 44.25 \text{ KN}$$

$$S^{\text{RDC}} = [(1.55 + 2.35 + 0.3) \times (2.15 + 1.85 + 0.3)] - 0.6^2$$

$$Q^{\text{RDC}} = 17.7 \times 5 = 88.5 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 1.55 + 2.35 = 3.9 \text{ m}$$

$$L_{pp} = 2.15 + 1.85 = 4 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0.4 \times 0.35 \times 4 = 14 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.9 = 10.24 \text{ KN}$$

### II.3.4.1 Descente de charge

Tableau II.9 Descente de charge pour le poteau le plus sollicité

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
u			

N1	Terrase	104.67	17.94
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (35*35)	9.37	
	$\Sigma$	138.28	
N2	N1	138.28	44.84
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (40*40)	12.24	
	$\Sigma$	274.07	
N3	N2	274.07	69
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (45*45)	15.49	
	$\Sigma$	413.11	
N4	N3	413.11	90.42
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (45*45)	15.49	
	$\Sigma$	552.15	
N5	N4	552.15	109.15
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (50*50)	19.12	

	$\Sigma$	694.82	
N6	N5	694.82	125.15
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (50*50)	19.12	
	$\Sigma$	837.49	
N7	N6	837.49	138.48
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (50*50)	19.12	
	$\Sigma$	980.16	
N8	N7	980.16	149.14
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (55*55)	23.14	
	$\Sigma$	1126.85	
N9	N8	1126.85	157.09
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (55*55)	23.14	

	$\Sigma$	1273.54	
N10	N9	1273.54	162.37
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (55*55)	23.14	
	$\Sigma$	1420.23	
N11	N10	1420.23	164.98
	Plancher étage courant	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (60*60)	27.54	
		1571.32	
N12	N11	1571.32	209.23
	Plancher soupente	99.31	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (60*60)	36.72	
		1731.59	
N13	N12	1731.59	297.73
	Plancher RDC	95.14	
	Poutre principale	14	
	poutre secondaire	10.24	
	poteau (60*60)	25.87	
		1876.84	

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$N_u = (1.35 \times 1876.84) + (1.5 \times 197.98) = 2830.7 \text{ KN}$$

Nu=2830.7 KN

### II.3.5 Vérification du poteau

#### II.3.5.1 Vérification à la compression simple

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime Nu de 10%, tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 1876.84 + 1.5 \times 197.98)$$

Nu= 3113.77 KN.

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II.10 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	Sections	Condition $B_{choi} > B_{calcule}$		Observation
			$B_{choi}$	$B_{calcule}$	
Sous-sol	3113.77	60*60	0.36	0.22	Vérifiée
RDC	2858.08	60*60	0.36	0.20	Vérifiée
Soupende	2605.62	60*60	0.36	0.18	Vérifiée
Etage 1	2376.95	55*55	0.3025	0.17	Vérifiée
Etage 2	2150.40	55*55	0.3025	0.15	Vérifiée
Etage 3	1919.45	55*55	0.3025	0.13	Vérifiée
Etages 4	1684.02	50*50	0.25	0.12	Vérifiée
Etages 5	1450.17	50*50	0.25	0.1	Vérifiée
Etage 6	1211.90	50*50	0.25	0.08	Vérifiée
Etage 7	969.13	45*45	0.2025	0.06	Vérifiée
Etage 8	727.31	45*45	0.2025	0.05	Vérifiée
Etage 9	480.98	40*40	0.16	0.03	Vérifiée
Etage 10	234.94	35*35	0.1225	0.01	Vérifiée

### II.3.5.2 Vérification au flambement

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité des aciers.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$  .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement.  $l_f = 0,7 \times l_0$   $l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r$       On prend  $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{rcal}$

Tableau II.11 : Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	Nu (Kn)	B (m <sup>2</sup> )	L0(m)	L <sub>r</sub> (m)	I×10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	i	Λ	A	Condition Br≥Br <sub>cal</sub>		observation
									Br(m <sup>2</sup> )	Br <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	
N -1	3113.77	0.36	2.72	1.9	10.8	0.173	10.98	0.83	0.336	0.01	Vérifié
RDC	2858.08	0.36	4.08	2.8	10.8	0.173	16.18	0.81	0.336	9.63*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
soupenete	2605.62	0.36	3.06	2.1	10.8	0.173	12.14	0.83	0.336	8.56*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
RDC & soupenete	2669.88	0.36	7.14	4.99	10.8	0.173	28.84	0.75	0.336	9.75 *10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N1	2376.95	0.3025	3.06	2.1	7.62	0.158	13.29	0.82	0.280	7.91*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N2	2150.40	0.3025	3.06	2.1	7.62	0.158	13.29	0.82	0.280	7.15*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N3	1919.45	0.3025	3.06	2.1	7.62	0.158	13.29	0.82	0.280	6.38*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N4	1684.02	0.25	3.06	2.1	5.20	0.144	14.58	0.82	0.230	5.60*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N5	1450.17	0.25	3.06	2.1	5.20	0.144	14.58	0.82	0.230	4.82*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N6	1211.90	0.25	3.06	2.1	5.20	0.144	14.58	0.82	0.230	4.03*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N7	969.13	0.2025	3.06	2.1	3.41	0.129	16.28	0.81	0.185	3.26*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N8	727.31	0.2025	3.06	2.1	3.41	0.129	16.28	0.81	0.185	2.45*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N9	480.98	0.16	3.06	2.1	2.13	0.115	18.26	0.80	0.144	1.64*10 <sup>-3</sup>	Vérifié
N10	234.94	0.1225	3.06	2.1	1.25	0.1	21	0.79	0.1089	0.81*10 <sup>-3</sup>	Vérifié

### II.3.5.3 Vérification des conditions du RPA

Les trois conditions sont vérifiées.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right\}$$

## II.4 Conclusion

Tableau II.12 : Section adoptée pour les poutres et les Poteaux

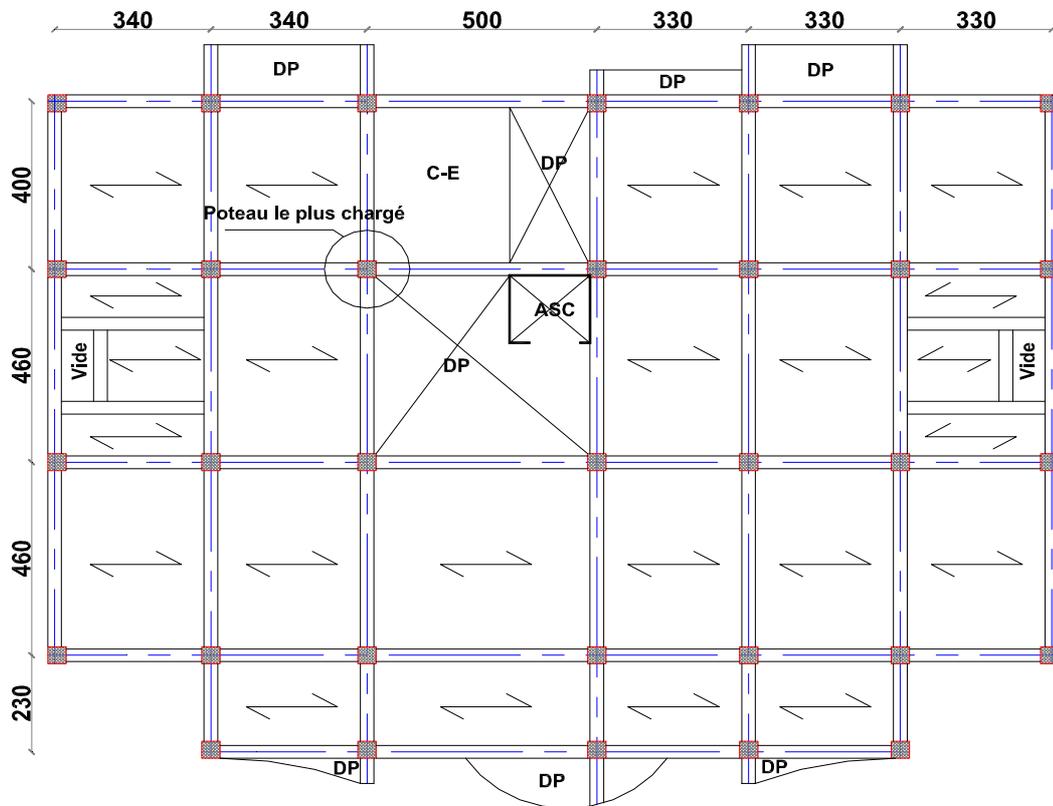
Élément	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutre secondaire	30	35
Poutre principale	35	40
Poteau sous sol, RDC, soupenle	60	60
Poteau étage 1, 2,3	55	55
Poteau étage 4, 5,6	50	50
Poteau étage 7,8	45	45
Poteau étage 9	40	40
Poteau étage 10	35	35

**III.1 Introduction :**

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, les escaliers, l'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 tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

**III.2 Etude des planchers :**

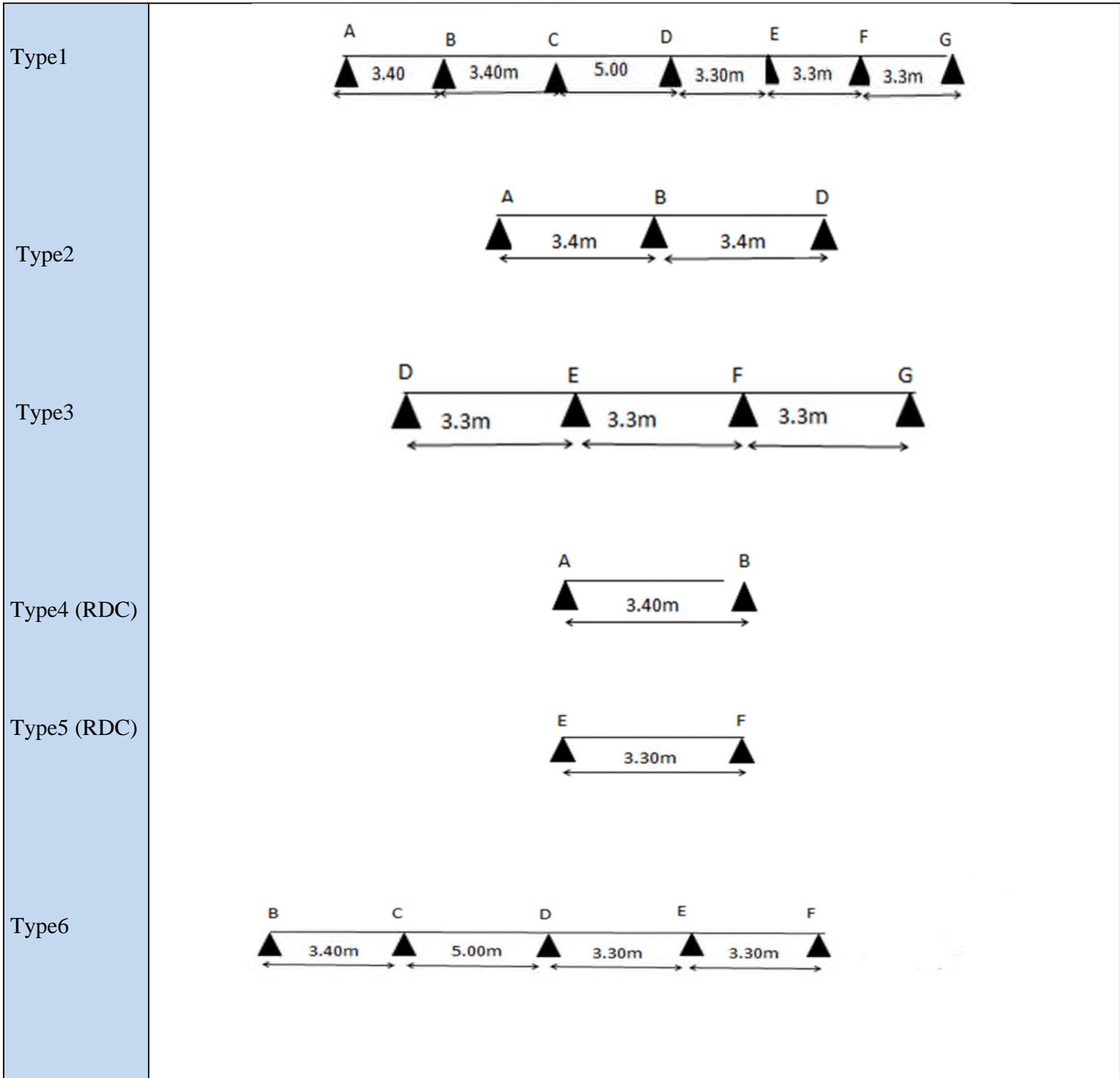
**III.2.1 Disposition des poutrelles :**



**Figure III.1: schéma de disposition de poutrelles**

**Tableau III.1: Différent types de poutrelles**

Type	Schéma statique



**III.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et les calculs des sollicitations peuvent se faire par les méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

### III.2.3 Conditions d'application de La méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \min(2G ; 5KN / m^2)$

Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Si **a**, **b**, **c** et **d** sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (annexe E1 du BAEL).

Si **a** n'est pas vérifiée (cas des planches à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2 du BEAL).

Si **a** est vérifiée mais une ou plus des trois conditions **b**, **c** et **d** ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (Annexe E2 du BEAL), c.-à-d. on minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

#### III.2.3.1 Principe de la méthode forfaitaire :

Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0,5 \times M_0$  : Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4 \times M_0$  : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0,6 \times M_0$  : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$$-0,15 \times M_0 \text{ Tel que : } M_0 = M_{\max} (M_0^1, M_0^n)$$

Evaluation des efforts tranchant :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

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

Soit par la méthode de RDM :

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

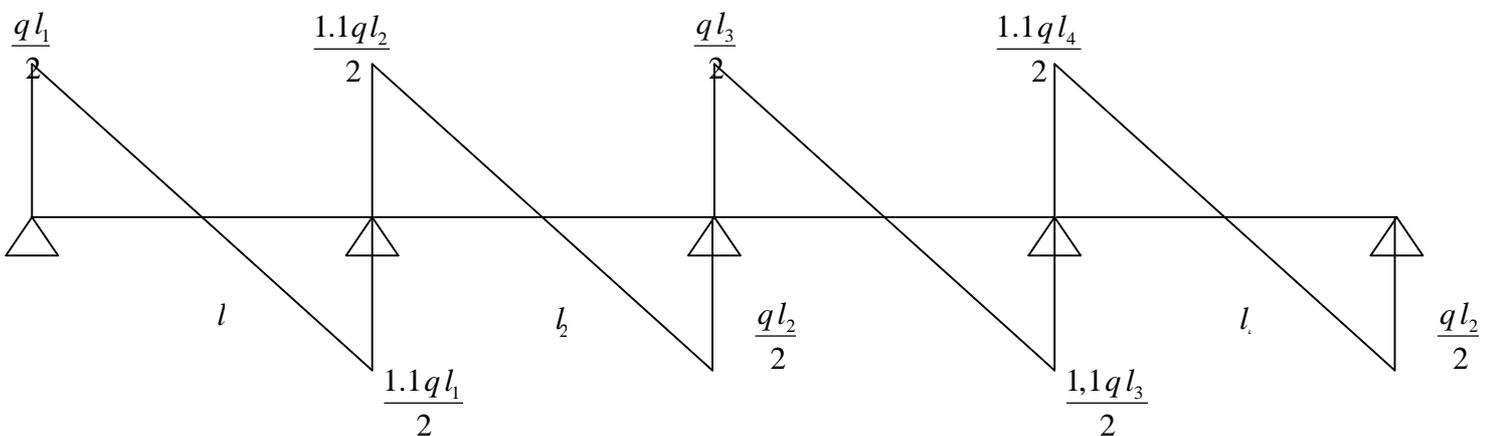
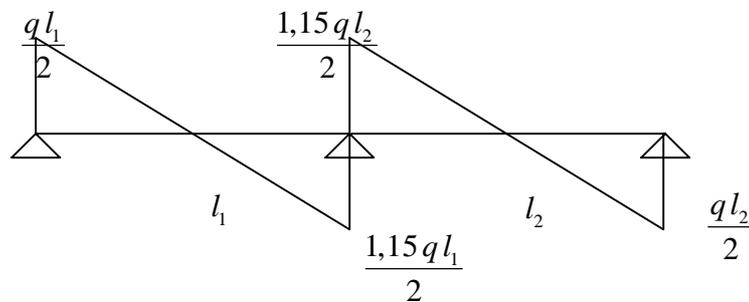


Figure III.2 Evaluation des efforts tranchants.

**III.2.3.2 Principe de La méthode de Caquot :**

Moment Sous appui :

$$M = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$l_g$  Et  $l_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$q_g$  Et  $q_d$  : Charges uniforme à gauche et à droite respectivement.

Avec :  $l = 0,8 \times l$  pour une travé intermédiaire

$l = l$  pour une travé de rive

➤ Calcul des moments en travées (charge répartie) :

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

Avec :  $M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$

$$M_i^{\max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_i(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants :

$$V_i = V_0 + \frac{M_g - M_d}{l_i} \quad ; \quad \text{Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

**III.2.4 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

à l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$  et  $P_u = l_0 \times q_u$

Avec :  $l_0 = 0,65m$

à l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $P_s = l_0 \times q_s$

Tableau III.2: Charges et surcharges revenant aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			Q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	6.71	1	10.55	6.85	7.71	5.01
Etages courants	5.41	1.5	9.55	6.20	6.91	4.49

RDC	5.41	5	14.80	9.62	10.41	6.76
soupe	5.41	2.5	11.05	7.18	7.91	5.14

**III.2.5 Calcul des sollicitations :**

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle type 3 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles des différents planchers seront résumés dans des tableaux.

**III.2.5.1 Calcul de la poutrelle type 2 (étage courants) :**

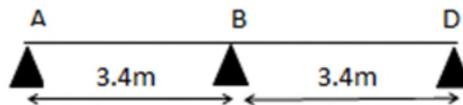


Figure III.3. Schéma de la poutrelle de Type 2

➤ Les moments fléchissant :

- Moment isostatique :

a) Travée A-B :

$$M_0^{AB} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.20 \times 3.4^2}{8} = 8.959 \text{ KN.m}$$

b) Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.20 \times 3.4^2}{8} = 8.959 \text{ KN.m}$$

- Moments sur les appuis :

a) Appuis de rive :  $M_A = M_c = 0$

b) Appuis

intermédiaires:

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 8.959 = -5.375 \text{ Kn.m}$$

- Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.41} = 0.217 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0651 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2651 \end{cases}$$

$$M_{t \text{ A-B}} = M_{t \text{ B-C}}$$

$$M_t + \frac{0 + 5.375}{2} \geq (1.0651 \times 8.959) \Rightarrow M_t > 6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2651}{2} \times 8.959 \Rightarrow M_t > 5.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.85; 5.66) \Rightarrow M_t = 6.85 \text{ KN.m}$$

➤ Evaluation des efforts tranchant :

a) Appuis de rives :

$$V_A = V_C = \frac{P_u \times l_{AB/BC}}{2} = \frac{6.20 \times 3.4}{2} = 10.54 KN$$

b) Appuis intermédiaires :

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -1.15 \times \frac{6.2 \times 3.4}{2} = 12.12 KN$$

### III.2.6 Les sollicitations pour chaque type de poutrelle :

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous

#### III.2.6.1 Plancher étage courant :

➤ Type 1 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau III.3. Sollicitations de la poutrelle type 1.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P'(KN/ m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (K N)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P' <sub>u</sub>	P' <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.4	6.21	4.492	4.627	3.319	0	0	-5.286	-3.79	6.52	4.73	9.002	-12.11
B-C	3.4	6.21	4.492	4.627	3.31	-5.28	-3.79	-6.81	-4.88	2.94	2.163	10.108	-11.006
C-D	5	6.21	4.492	4.627	3.319	-6.814	-4.88	-6.75	-4.84	12.62	9.17	15.537	-15.513
D-E	3.3	6.21	4.492	4.627	3.319	-6.75	-4.84	-3.79	-2.72	3.24	2.377	11.144	-9.349
E-F	3.3	6.21	4.492	4.627	3.319	-3.79	-2.72	-4.98	-3.57	4.077	2.97	9.887	-10.606
F-G	3.3	6.21	4.492	4.627	3.319	-4.98	-2.72	0	0	6.15	4.459	11.756	-8.737

➤ Type 2 : Méthode forfaitaire.

Tableau III.4. Sollicitations de la poutrelle type 2.

Travées	L (m)	P (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (K N)	V <sub>d</sub> (KN)
---------	----------	-------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	-------------------------	---------------------

		$P_u$	$P_s$	$M_g^u$	$M_g^s$	$M_d^u$	$M_d^s$	$M_t^u$	$M_t^s$		
A-B	3.4	6.21	4.492	0	0	-5.38	-3.89	6.86	4.96	10.55	-12.14
B-C											

➤ Type 3 : Méthode forfaitaire.

Tableau III.5. Sollicitations de la poutrelle type 3.

Travées	L (m)	P (KN/m)		$M_g$ (KN.m)		$M_d$ (KN.m)		$M_t$ (KN.m)		$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
		$P_u$	$P_s$	$M_g^u$	$M_g^s$	$M_d^u$	$M_d^s$	$M_t^u$	$M_t^s$		
D-E	3.3	6.21	4.492	0	0	-4.22	-3.0	6.89	4.98	10.24	-11.27
E-F	3.3	6.21	4.492	-4.22	-3.05	-4.22	-3.0	4.77	3.45	11.27	-11.27
F-G	3.3	6.21	4.492	-4.22	-3.05	0	0	6.89	4.98	11.27	-10.24

➤ Type 6 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau III.6. Sollicitations de la poutrelle type 6.

Travées	L (m)	P (KN/m)		$P'$ (KN/m)		$M_g$ (KN.m)		$M_d$ (KN.m)		$M_t$ (KN.m)		$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
		$P_u$	$P_s$	$P'_u$	$P'_s$	$M_g^u$	$M_g^s$	$M_d^u$	$M_d^s$	$M_t^u$	$M_t^s$		
B-C	3.4	6.21	4.492	4.627	3.319	0	0	-7.599	-5.451	5.576	4.052	8.322	-12.792
C-D	5	6.21	4.492	4.627	3.319	-7.599	-5.451	-6.755	-4.846	12.232	8.891	15.694	-15.356
D-E	3.3	6.21	4.492	4.627	3.319	-6.755	-4.846	-4.98	-3.572	2.609	1.922	10.784	-9.709
E-F	3.3	6.21	4.492	4.627	3.319	-4.98	-3.572	0	0	6.147	4.459	11.756	-8.737

III.2.6.2 Plancher RDC :

- Type 1 : Méthode de Caquot minorée.

**Tableau III.7. Sollicitations de la poutrelle type 1.**

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P' <sub>u</sub>	P' <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.4	9.622	6.767	8.04	5.594	0	0	-9.815	6.391	9.691	6.844	13.656	-19.059
B-C	3.4	9.622	6.767	8.04	5.594	-9.815	-6.391	-11.841	-8.239	3.423	2.485	15.576	-17.139
C-D	5	9.622	6.767	8.04	5.594	-11.841	-8.239	-11.738	-8.167	18.279	12.944	24.076	-24.034
D-E	3.3	9.622	6.767	8.04	5.594	-11.738	-8.167	-6.592	-4.587	4.059	2.922	17.436	-14.317
E-F	3.3	9.622	6.767	8.04	5.594	-6.592	-4.587	-8.653	-6.02	5.496	3.922	15.252	-16.501
F-G	3.3	9.622	6.767	8.04	5.594	-8.653	-6.02	0	0	9.1296	6.447	18.498	-13.254

- Type 2 : Méthode forfaitaire.

**Tableau III.8 :Sollicitations de la poutrelle type 2.**

Travée	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (K N)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.4	9.622	6.767	0	0	-8.34	-5.86	11.735	8.253	16.3574	-18.81101
B-C	3.4	9.622	6.767	-8.342	-5.86	0	0	11.735	8.253	18.81101	-16.3574

- Type 3 : Méthode forfaitaire.

**Tableau III.9Sollicitations de la poutrelle type 3.**

Travées	L (m)	P (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
D-E	3.3	9.622	6.767	0	0	-6.549	-4.606	11.71	8.236	15.8763	-17.46393
E-F	3.3	9.622	6.767	-6.549	-4.606	-6.549	-4.606	8.435	5.933	17.46393	-17.46393
F-G	3.3	9.622	6.767	-6.549	-4.606	0	0	11.71	8.236	17.46393	-15.8763

- Type 4 : Travée isostatique.

Tableau III.10. Sollicitations de la poutrelle type 4.

Travées	L (m)	P (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.4	9.622	6.767	0	0	0	0	13.904	9.778	16.3574	-16.3574

➤ Type 5 : Travée isostatique.

Tableau III.11 Sollicitations de la poutrelle type 5.

Travées	L (m)	P (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
E-F	3.3	9.622	6.76	0	0	0	0	13.09	9.21	15.8763	-15.876

### III.2.6.3 Plancher soupente :

➤ Type 1 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau III.12 :Sollicitations de la poutrelle type 1.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P' <sub>u</sub>	P' <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.4	7.185	5.142	5.602	3.969	0	0	-6.4	-4.534	7.429	5.336	10.332	-14.097
B-C	3.4	7.185	5.142	5.602	3.969	-6.4	-4.534	-8.25	-5.845	3.078	2.255	11.67	-12.759
C-D	5	7.185	5.142	5.602	3.969	-8.25	-5.845	-8.179	-5.795	14.239	10.249	17.977	-17.948
D-E	3.3	7.185	5.142	5.602	3.969	-8.179	-5.795	-4.593	-3.254	3.477	2.533	12.942	-10.769
E-F	3.3	7.185	5.142	5.602	3.969	-4.593	-3.254	-6.029	-4.271	4.483	3.246	11.42	-12.29
F-G	3.3	7.185	5.142	5.602	3.969	-6.029	-4.271	0	0	6.998	5.027	13.682	-10.028

➤ Type 2 : Méthode forfaitaire.

Tableau III.13 Sollicitations de la poutrelle type 2.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (K N)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.4	7.185	5.142	0	0	- 6.229	- 4.458	8.252	5.905	12.2145	-14.0467
B-C	3.4	7.185	5.142	-6.229	- 4.458	0	0	8.252	5.905	14.0467	-12.2145

➤ Type 3 : Méthode forfaitaire.

Tableau III.14 Sollicitations de la poutrelle type 3.

Travées	L (m)	P (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
D-E	3.3	7.185	5.142	0	0	-4.891	-3.5	8.263	5.914	11.8552	-13.0407
E-F	3.3	7.185	5.142	-4.891	-3.5	-4.891	-3.5	5.817	4.164	13.0407	-13.0407
F-G	3.3	7.185	5.142	-4.891	-3.5	0	0	8.263	5.914	13.0407	-11.8552

### III.2.6.4 Plancher terrasse :

➤ Type 1 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau III.15. Sollicitations de la poutrelle type 1.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P' <sub>u</sub>	P' <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.4	6.863	5.012	4.9	3.558	0	0	-5.598	-4.065	7.316	5.352	10.021	-13.314
B-C	3.4	6.863	5.012	4.9	3.558	-5.598	-4.065	-7.216	-5.24	3.527	2.602	11.191	-12.143
C-D	5	6.863	5.012	4.9	3.558	-7.216	-5.24	-7.154	-5.195	14.262	10.445	17.17	-17.145
D-E	3.3	6.863	5.012	4.9	3.558	-7.154	-5.195	-4.018	-2.917	3.822	2.814	12.274	-10.374
E-F	3.3	6.863	5.012	4.9	3.558	-4.018	-2.917	-5.273	-3.829	4.707	3.457	10.944	-11.704
F-G	3.3	6.863	5.012	4.9	3.558	-5.273	-3.829	0	0	6.892	5.042	12.922	-9.726

➤ Type 2 : Méthode forfaitaire.

Tableau III.16 Sollicitations de la poutrelle type 2.

Travées	L (m)	P (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.4	6.863	5.012	0	0	-5.95	-4.345	7.438	5.432	11.667	-13.417
B-C	3.4	6.863	5.012	-5.95	-4.345	0	0	7.438	5.432	13.417	-11.667

➤ Type 3 : Méthode forfaitaire.

Tableau III.17 Sollicitations de la poutrelle type 3.

Travée	L (m)	P (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
D-E	3.3	6.863	5.012	0	0	-4.67	-3.41	7.474	5.458	11.3239	-12.4563
E-F	3.3	6.863	5.012	-4.67	-3.41	-4.67	-3.41	5.138	3.752	12.4563	-12.4563
F-G	3.3	6.863	5.012	-4.67	-3.41	0	0	7.474	5.458	12.4563	-11.3239

➤ Type 6 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau III.18 Sollicitations de la poutrelle type 6.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		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)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P' <sub>u</sub>	P' <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
B-C	3.4	6.863	5.012	4.9	3.558	0	0	-8.048	-5.843	6.301	4.615	9.3	-14.034
C-D	5	6.863	5.012	4.9	3.558	-8.048	-5.843	-7.154	-5.195	13.848	10.145	17.336	-16.979
D-E	3.3	6.863	5.012	4.9	3.558	-7.154	-5.195	-5.273	-3.829	3.152	2.328	11.894	-10.754
E-F	3.3	6.863	5.012	4.9	3.558	-5.273	-3.829	0	0	6.892	5.042	12.922	-9.726m

Tableau III.19 Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes.

<i>Etages courants</i>							
Ty pes de p lles	ELU			ELS			V (KN)
	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	
1	12.62	-6.814	-1.0029	9.171	-4.888	-0.719	15.53
2	6.865	-5.384	-1.346	4.966	-3.865	-0.973	12.14
3	6.89	-4.222	-1.268	4.984	-3.058	-0.917	11.27
6	12.232	-7.599	-1.0029	8.891	-5.451	-0.719	15.69
<i>RDC</i>							
1	18.279	-11.841	-1.74	12.944	-8.239	-1.21	24.07
2	11.735	-8.342	-2.085	8.253	-5.867	-1.466	18.81
3	11.71	-6.549	-1.96	8.236	-4.606	-1.38	17.46
4	13.904	0	-2.085	9.778	0	-1.466	16.36
5	13.098	0	-1.96	9.212	0	-1.38	15.88
<i>Soupenne</i>							
1	14.239	-8.25	-1.21	10.249	-5.845	-0.86	17.98
2	8.252	-6.229	-1.557	5.905	-4.458	-1.11	14.05
3	8.263	-4.891	-1.46	5.914	-3.5	-1.05	13.04
<i>Plancher terrasse</i>							
1	14.262	-7.216	-1.062	10.445	-5.24	-0.771	17.17
2	7.438	-5.95	-1.48	5.432	-4.345	-1.086	13.41
3	7.474	-4.671	-1.40	5.458	-3.412	-1.02	12.45
6	13.848	-8.048	-1.062	10.145	-5.843	-0.771	17.33

Tableau III.20 Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Désignatio	ELU	ELS	V
------------	-----	-----	---

n	$M_t$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	(KN)
Etages courants	12.62	-7.599	-1.346	9.171	-5.451	-0.973	15.69
RDC	18.27	-11.841	-2.085	12.944	-8.239	-1.466	24.07
Plancher soupente	14.23	-8.25	-1.557	10.249	-5.845	-1.11	17.97
Plancher terrasse	14.26	-8.048	-1.48	10.445	-5.843	-1.086	17.33

### III.2.7 Ferrailage des poutrelles:

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

#### III.2.7.1 Exemple de calcul plancher étage courant :

##### III.2.7.1.1 Calcul à l'ELU

##### III.2.7.1.1.a Ferrailages longitudinales :

- Le moment équilibré par la table :

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :  $d=0.9h$

Si :  $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 75.68 \text{ KN.m}$$

On a  $= 12.62 \text{ KN.m}$

$M_{tu} \geq M_t^{max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.62 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.038 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$ .

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) \Rightarrow \alpha = 0.048$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.048) = 0.185 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{12.62 \times 10^{-3}}{348 \times 0.185} = 1.96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.96 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.48 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 1.96 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  **$A_{tr} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$**

- Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.599 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.149 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$ .

$$\mu_{bu} = 0.149 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149}) \Rightarrow \alpha = 0.2$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.2) = 0.173 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{7.599 \times 10^{-3}}{348 \times 0.173} = 1.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 0.228 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.228 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \min} = 0.228 \text{ cm}^2 < A_a = 1.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  **$A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$**

- Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.346 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.026 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha_1 \& = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) \Rightarrow \alpha = 0.032$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.032) = 0.186 \text{ m}$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{ar} = \frac{1.346 \times 10^{-3}}{348 \times 0.186} = 0.207 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.207 \text{ cm}^2$$

$$A_{ar \text{ min}} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 0.228 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.228 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ar \text{ min}} = 0.228 \text{ cm}^2 > A_{ar} = 0.207 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A<sub>a</sub>=1HA12= 1.13 cm<sup>2</sup>**

➤ Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

$$V^{max} = 15.694 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15.694 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.189} \Rightarrow \tau_u = 0.83 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ Vérifiée.} \end{cases}$$

### III.2.7.1.1.b Ferrailages transversales :

➤ Choix des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi_l^{min}; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

Soit : **A<sub>t</sub>=2Φ<sub>6</sub>= 0.57 cm<sup>2</sup>**

➤ L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 17.01 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.1(0.83 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 91.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

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

➤ Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

• Appuis de rive :

On a :  $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{15.694 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.45 \times 10^{-4} m^2 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.05 + 1.13 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left( 15.694 - \frac{7.599}{0.9 \times 0.189} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -0.833 \times 10^{-4} m^2 = -0.833 \text{ cm}^2$$

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

➤ Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Soit :  $a = \min [0.9d ; \text{largeur de l'appui } -4\text{cm}] = 17.01 \text{ cm}$

$$15.694 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.1701 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 113.54 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{15.694 \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.189 \times 0.65 \times 0.05} = 0.78 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée.}$$

### III.2.7.1.2 Calcul à l'ELS :

#### III.2.7.1.2.a Etat limite de compression :

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

➤ En travée :  $M_t^{max} = 9.171 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre y:

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (\text{BAEL91. L. III. 3})$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.189 - 0.05) = 1.76 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$H = 1.76 \times 10^{-4} \text{ m} > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section  $b \times h$ .

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

$$32.5y^2 + 45.75y - 864.67 = 0 \dots (1) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 4.50 \text{ cm}$$

$$Y = 4.50 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie I de la section efficace :

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

$$I = \frac{65}{3} 4.50^3 + 15 \times 3.05 (18.9 - 4.50)^2$$

$$I = 11461.095 \text{ cm}^4$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.171 \times 10^{-3}}{11461.095 \times 10^{-8}} \times 0.0450 = 3.6 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 3.6 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$  vérifiée. (BAEL E. III. 2)

➤ En appuis intermédiaire :  $M_{ser}^{max} = -5.451 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section  $(b_0 \times h)$ .

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

$$\Rightarrow 5y^2 + 33.9y - 640.71 = 0 \dots (2) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 8.43 \text{ cm}$$

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

$$I = \left(\frac{10}{2} \times 8.43^3\right) + (15 \times 2.26) \times (18.9 - 8.43)^2$$

$$I = 6711.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.451 \times 10^{-3}}{6711.53 \times 10^{-8}} \times 0.0843 = 6.85 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.85 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**III.2.7.1.2.b Etat limite de déformation :**

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

➤ Evaluation de la flèche :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 3 du plancher étage d'habitation.

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.21}{5.00} = 0.042 < \frac{9.171}{10 \times 14.04} = 0.065$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure ou égale à 5m est de :

$$f_{adm} = 0.5 + \left(\frac{l}{1000}\right) = \frac{500}{1000} + 0.5 = 1.00 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  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 selon le chargement considéré :

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.05 = 1.98 \text{ KN/m} \Rightarrow$  Si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.41 = 3.52 \text{ KN/m} \Rightarrow$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.41 + 1.5) = 4.49 \text{ KN/m} \Rightarrow$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.98 \times 5.00^2}{8} = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.52 \times 5.00^2}{8} = 11.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.49 \times 5.00^2}{8} = 14.03 \text{ KN.m}$$

- Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :  $y = 4.50 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace :  $I = 11461.095 \text{ cm}^4$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_g = 7.08 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h - y_g)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_g - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_g)^2 + A'(y_g - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 7.08^3 + 10 \frac{(21 - 7.08)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(7.08 - 5)^3}{3} + 15[3.05(18.9 - 7.08)^2]$$

$$I_0 = 22907.01 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.18 \times (0.189 - 0.0450) \times 10^{-3}}{11461.095 \times 10^{-8}} = 116.46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{11.00 \times (0.189 - 0.0450) \times 10^{-3}}{11461.095 \times 10^{-8}} = 207.30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{14.03 \times (0.189 - 0.0450) \times 10^{-3}}{11461.095 \times 10^{-8}}$$

$$= 264.41 \text{ Mpa}$$

- Inerties fictive ( $I_f$ ) : (BAEL B.6.5,2)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 18.9} = 0.016$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.66 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.06 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 116.46 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.61$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 207.30 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.76$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 264.41 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.80$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 22907.01}{1 + 2.66 \times 0.38} = 9556.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 8332.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 8009.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 13948.23 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches :

$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 3 \times E_v = 32456.59 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{6.18 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.59 \times 9556.07 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ji} = 0.0049 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{11.00 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.59 \times 8332.85 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gi} = 0.010 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{14.03 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.59 \times 8009.16 \times 10^{-8}}$$

$$f_{pi} = 0.013 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{11.00 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 10818.86 \times 13948.23 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gv} = 0.006 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Delta f_t = 0.006 - 0.0049 + 0.013 - 0.01$$

$$\Delta f_t = 0.44 \text{ cm} < f_{adm} = 1.00 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

Tableau III.21 Résumé des ferrillages des poutrelles après vérification des flèches.

	Zone	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	Barres	A (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	Travée	1.96	1.48	2HA12+1HA10	3.05
	Appuis inter	1.26	0.228	2HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.207	0.228	1HA 12	1.13
Terrasse	Travée	2.22	1.48	3 HA 12	3.39
	Appuis inter	1.34	0.228	2 HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.228	0.228	1 HA 12	1.13
RDC	Travée	2.86	1.48	3 HA 14	4.62
	Appuis inter	2.08	0.228	2 HA 12	2.26
	Appuis de rive	0.323	0.228	1 HA 12	1.13
Soupente	Travée	2.21	1.48	2HA12+1HA10	3.05
	Appuis inter	1.38	0.228	2HA12	2.26
	Appuis de rive	0.241	0.228	1HA12	1.13

III.2.7.2 Schémas de ferrailage des poutrelles :

➤ Plancher étage courant :

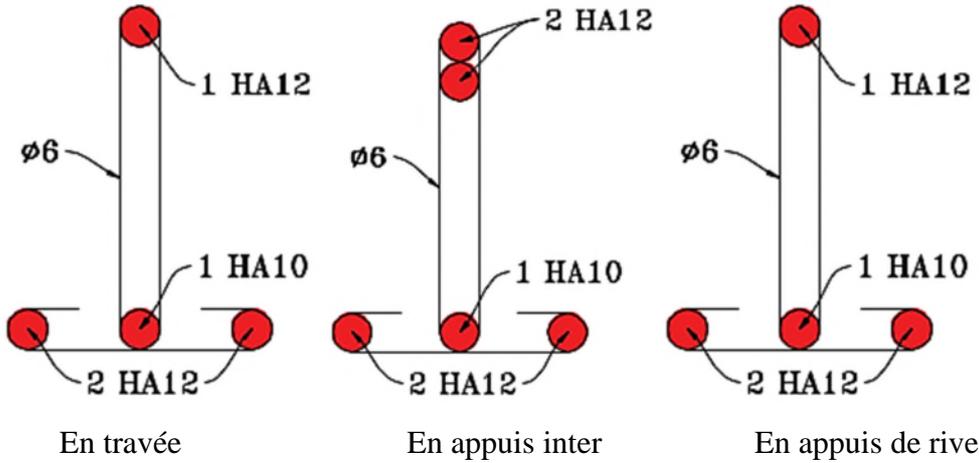


Figure III.4 Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant.

➤ Plancher terrasse :

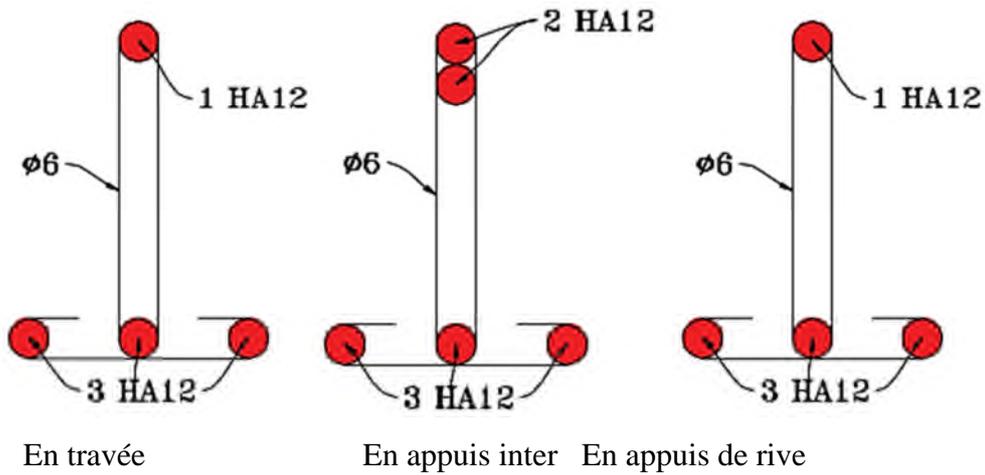


Figure III.5 Schémas de ferrailage des poutrelles de la terrasse.

➤ Plancher RDC :

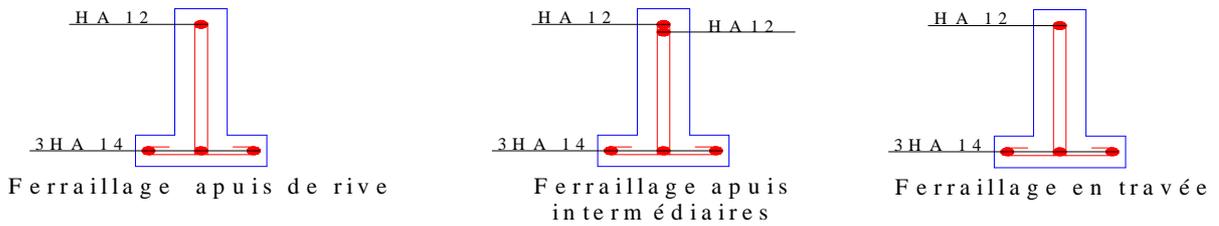


Figure III.6 Schémas de ferrailage des poutrelles du RDC.

➤ Plancher soupente :

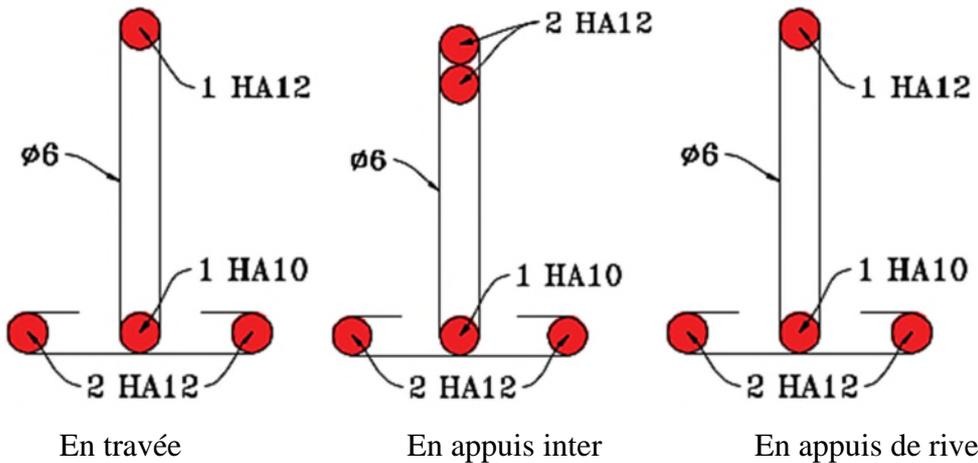


Figure III.7 Schémas de ferrailage des poutrelles de la soupente.

### III.2.8 Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance  $f_e = 400$  MPA

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :  $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (st = 20cm)  $\leq 20$  cm ..... vérifiée.

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :  $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (st = 25cm)  $\leq 33$  cm ..... vérifiée.

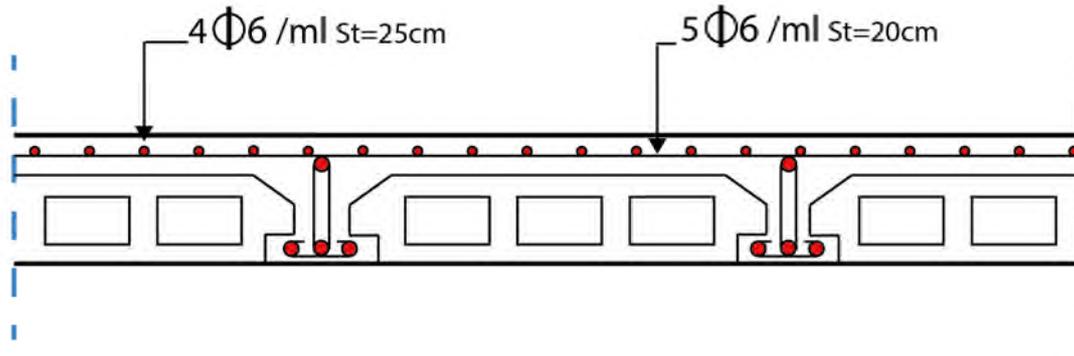


Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.3 Etudes des dalles pleines

#### III.3.1 Etude des dalles pleines sur quatre appuis

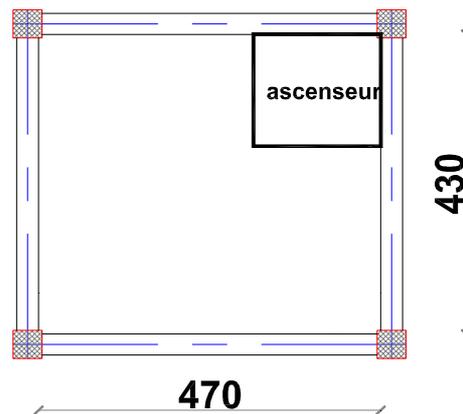


Figure III.9 Dalle sur quatre appuis

#### ✓ Evaluation des charges

$$G=4.36 \text{ KN/m}^2 ; Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELU} : P_u= 1.35G + 1.5Q =8.136 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS} : P_s= G+Q = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

Les calculs seront faits pour une bande de 1ml

$$\text{Donc} : P_u= 1.35G + 1.5Q = 8.136 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G+Q = 5.86 \text{ KN/m}$$

$$\text{On a } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{430}{470} = 0.91 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille selon deux sens Lx et Ly.

**III.3.1.1 Calcul a l'ELU:**

Pour ( $\nu=0$  et  $\rho=0.91$ )  
 On se réfère à l'annexe 2 ⇒  $\mu_x=0.0447$  ⇒  $M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.72 \text{ KN.m}$   
 $\mu_y=0.8036$   $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.4 \text{ KN.m}$

• Moment en travée (la dalle est panneau de rive) :

$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 6.72 = 5.71 \text{ KN.m}$

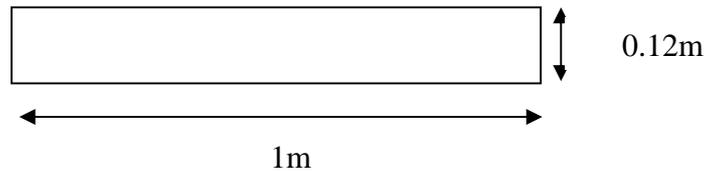
$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 5.4 = 4.59 \text{ KN.m}$

• Moment en appui

$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -3.36 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul de la section d'armatures (A L'ELU)**

Le calcul est fait à la flexion simple pour une section ( $b \times h$ ) = (1 × 0.12) m<sup>2</sup>



**Figure III.10 : Section b x h**

• **Sens xx' :**

$d_x=10 \text{ cm}$

• **En travée :**

$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.04$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.098$

$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 1.76 \text{ cm}^2$

• **Sens yy' :**

dy= 10 cm

• **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.032$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.041$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.098$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 1.34 \text{ cm}^2$$

• **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.024$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.099$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 0.98 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

On a  $e=12\text{cm} >$  et  $\rho=0.91 > 0.4$ , avec  $f_{eE}=400\text{MPa} \Rightarrow \rho_0=0.0008$

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{t\min}^x = 1 \text{ cm} \\ A_t^y \min = 0.96 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Espacement des barres**

On a FPN  $\Rightarrow St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(36; 33 \text{ cm})$  on opte pour  $St=25\text{cm}$

❖ **Récapitulation des résultants:**

Tableau III.22 Ferrailage de la dalle sur quatre appuis

En travée								
Sens	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	Acalculé (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
X	5.71	0.04	0.051	0.098	1.68	1	4HA12=4.52	25
Y	4.59	0.032	0.041	0.098	1.34	0.96	4HA10=3.14	25
En appuis								
X et Y	-3.36	0.024	0.03	0.099	0.98	/	4HA8=2.01	25

**III.3.1.2 Vérification du cisaillement**

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{N_u \times l_x \times l_y^4}{2 \times (l_x^4 + l_y^4)} = \frac{8.136 \times 4.3 \times 4.7^4}{2 \times (4.3^4 + 4.7^4)} = 11.66 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{14.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.1166 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.1166 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.3.1.3 Vérification a l'ELS**

Calcul à l'ELS : pour (v=0.2 et ρ=0.91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0518 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.61 \text{KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.85 \text{KN.m} \end{cases} \\ \mu_y = 0.8646 \end{array} \right.$$

- Moment en travée

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 5.61 = 4.77 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 4.85 = 4.12 \text{KN.m}$$

- Moment en appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -2.805 \text{KN.m}$$

- Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

❖ Travée // Lx :

• Calcul de y :

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

$$\Rightarrow 0.5 y^2 + (15 \times 4.52 \times 10^{-4})y - (15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.1) = 0$$

On trouve : y = 0.038 m

• Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right)(3.8)^3 + 15 \times 4.52 \times (10 - 3.8)^2 = 6440cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t ser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.77 \times 10^{-3} \times \frac{0.038}{6440.09 \times 10^{-8}} = 2.81 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 2.81 Mpa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y); \overline{\sigma_{st}} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63MPa$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{4.77}{6440.09 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.038) \Rightarrow (\sigma_{st} = 68.88MPa) \leq 201.63MPa \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Travée //à Ly

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

$$\Rightarrow 0.5 y^2 + (15 \times 3.14 \times 10^{-4})y - (15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.1) = 0$$

On trouve : y = 0.028 m

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_y - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{100}{3}\right)(2.8)^3 + 15 \times 3.14 \times (10 - 2.8)^2 = 3784.6cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t ser}^y \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.12 \times 10^{-3} \times \frac{0.028}{3784.6 \times 10^{-8}} = 3.05 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 3.05 Mpa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{4.12}{3784.6 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.028) \Rightarrow (\sigma_{st} = 117.57MPa) \leq 201.63MPa \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Tableau III.23 Vérification des contraintes à l'ELS

En travée								
Sens	Ms(KN.m)	A(Cm <sup>2</sup> )	d(m)	y(m)	I(Cm <sup>2</sup> ) (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)
X	4.77	4.52	0.1	0.038	6440.09	2.81	68.88	15
Y	4.12	3.14	0.1	0.028	3784.6	3.05	117.57	15
En appuis								
X et Y	-2.804	2.01	0.1	0.031	4560.0	1.67	62.82	15

### III.3.1.4 Vérification de la flèche

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

- Sens xx :

- $\frac{h_t}{l} > \max\left(\frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0.043 < 0.042 \dots\dots \text{vérifié.}$

- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 \leq 0.005 \dots\dots \text{Vérifié.}$

- Sens yy :

- $\frac{h_t}{l} > \max\left(\frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}, \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0.043 < 0.04 \dots\dots \text{Non vérifié.}$

- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 \leq 0.005 \dots\dots \text{Vérifié.}$

Il est nécessaire de vérifier la flèche

#### Selon x

$f = 4.11 \text{ mm}$

$f_{adm} = 8.6 \text{ mm}$

$\Rightarrow f < f_{adm} \dots\dots \text{vérifier.}$

#### Selon y

$f = 3.99 \text{ mm}$

$f_{adm} = 9.4 \text{ mm}$

$\Rightarrow f < f_{adm} \dots\dots \text{vérifier.}$

III.3.1.5 Schéma de ferrailage :

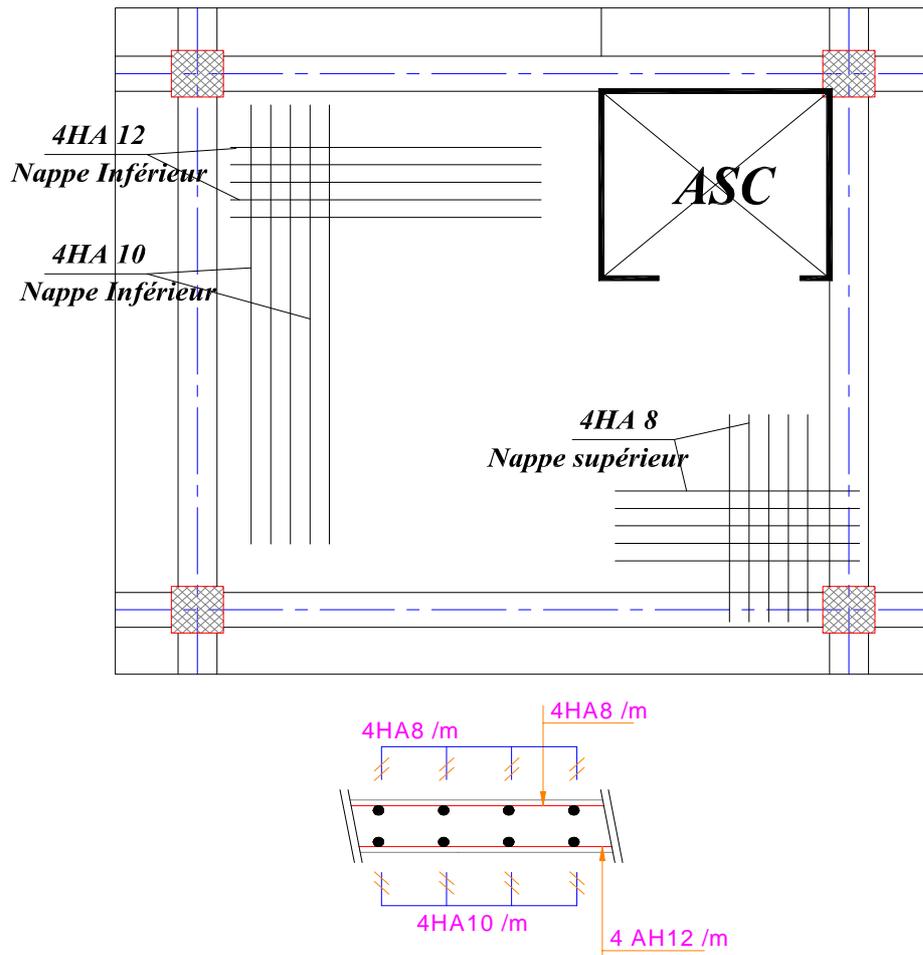


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.3.2 Dalle pleine sur 03 appuis (balcon)

$G = 5.36 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$  ;

A L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.49 \text{ KN/m}^2$ .

A L'ELS :  $q_s = G + Q = 8.86 \text{ KN/m}^2$ .

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

Donc :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.49 \text{ KN/ml}$ .

$q_s = G + Q = 8.86 \text{ KN/ml}$ .

La dalle travail comme une console.

- Le garde-corps :

$\rho = 1.95 \text{ KN/m}^2$ .

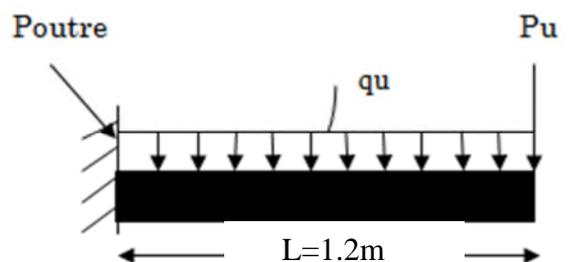


Figure III.12 : Dalle sur un seul appui

$$G=1.95 \times 1.5=2.92 \text{ KN/m}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}} : pu = 1.35 \times G = 3.94 \text{ KN / ml.}$$

$$\underline{\text{A L'ELS}} : p_s = G = 2.92 \text{ KN / ml.}$$

**III.3.2.1 Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$$Mu^{\max} = - quLx^2/2 - pu \cdot Lx = -12.49 \cdot (1.5)^2/2 - 3.94 \cdot 1.5 \Rightarrow Mu^{\max} = -19.96 \text{ KN.m.}$$

$$Ms^{\max} = - qsLx^2/2 - ps \cdot Lx = -8.86 \cdot (1.5)^2/2 - 2.92 \cdot 1.5 \Rightarrow Ms^{\max} = -14.35 \text{ KN.m.}$$

$$Vu^{\max} = Pu + qu \cdot l_x = 3.94 + 12.49 \cdot 1.5 = 22.63 \text{ KN (pour une surface de } 1\text{m}^2\text{).}$$

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

On ferraille la partie sup qui est tondue pour une bonde de 1ml.

$$H=0.12\text{m}; b=1\text{ml}; F.N (e=3\text{cm});$$

$$\Rightarrow d= 0.09\text{m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.173 \quad \Rightarrow f_{st}=348\text{MPA}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.239$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08\text{m}$$

Sens principale (nappe supérieure)

$$A_s = \frac{Mu}{f_{st} \times z} = 7.17 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \text{ pour } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_s^{\min} = 0.0008 \cdot 100 \cdot 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$  tel que  $A_s = 6\text{HA}14$ .

Sens secondaire (nappe inférieure)

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{9.24}{3} = 3.08 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \text{ adopté} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification des espacements des armatures**

Sens principale :

$$St = 15\text{cm} < \min [2e ; 25\text{cm}] = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Sens secondaire

$$St = 25\text{cm} < \min [3e ; 33\text{cm}] = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.251 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} = 1.16 \text{MPa} \Rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de mettre At dans la dalle.

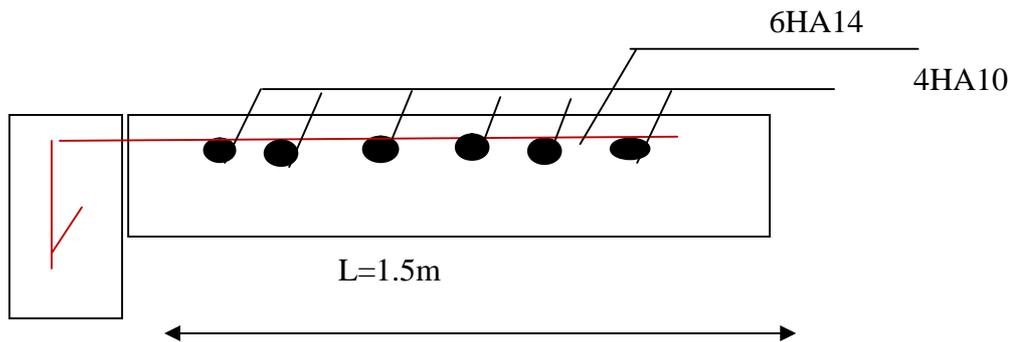
**III.3.2.2 Vérification à l'ELS**

**Tableau III.24. Vérification des contraintes.**

$M_{ser}$ (KN)	y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
-9.19	0.0338	4504.02	6.89	15	vérifiée	172	201.63	vérifiée

**III.3.2.2.a Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0075 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$



**Figure III.11. Ferrailage de la dalle pleine (balcon)**

**III.4 Etude de l'ascenseur:**

**III.4.1 Définition:**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Puissance de l'ascenseur :  $W = 6.8 \text{ KW}$

Charge due à l'ascenseur :  $P_m = 15 \text{ KN}$

Charge due à la cuvette :  $F_c = 102 \text{ KN}$

Charge due à la salle des machines :  $D_m = 82 \text{ KN}$

La charge nominale est de 630 Kg

La vitesse :  $V = 1 \text{ m/s}$

Donc  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3 \text{ KN}$

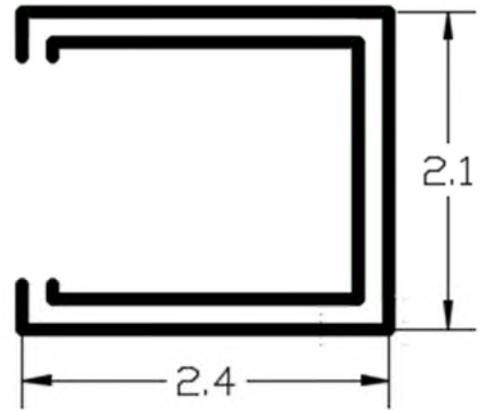


Figure III.12 Schéma de l'ascenseur.

### III.4.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a  $l_x = 1.6\text{m}$ ,  $l_y = 1.8\text{m}$ ,  $S = 1.6 \times 1.8 = 2.88 \text{ m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.8} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55 \leq e \leq 4$$

$e \geq 11\text{cm}$  pour 2h de coupe feu.

$e \geq 13\text{cm}$  isolation phonique.

Donc on prend  $e = 15\text{cm}$ .

Tableau III.25 Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre de la dalle et des revêtements	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN/m <sup>2</sup> )	Poids total (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05$	$S = 1.6 \times 1.8$	$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.88}$	$G = G_1 + G_2 = 4.85 + 35.41$	1
$G_1 = 4.85 \text{ KN/m}^2$	$S = 2.88$	$G_2 = 35.41$	40.27	

$$G_{total} = 40.27 \text{ KN/m}^2. \quad Q_{total} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

**III.4.2.1 Cas d'une charge répartie :**

➤ A l'ELU :

Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 55.86 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.8} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{Ladalletravailledanslesdeuxsens}.$$

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0476 \\ U_y = 0.7438 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0479 \times 55.86 \times 1.6^2 \Rightarrow M_0^x = 6.85 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.7438 \times 6.85 \Rightarrow M_0^y = 5.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement):

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.82 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.06 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

**Tableau III.26 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.**

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	X-X	5.82	0.028	0.036	0.118	1.41
	Y-Y	4.33	0.021	0.027	0.118	1.05
Appuis	X-X	-2.06	0.01	0.012	0.119	0.49
	Y-Y			6		

➤ Vérification à l'ELU :

On calcul  $A_{min}$  : on a des HA feE400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 15\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $\rho = 0.88$

$$\text{FN} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

**Tableau III.27** Vérification de la section d'acier.

Sens	$A_{min}(cm^2/ml)$	$S_t (cm)$	$A_y^t$	$A_x^t/4$	$A_{adopté}(cm^2)/ml$
x-x	1.27	25	1.05 > 0.35		En travée et en appuis : $A_x^t = 4HA10 = 3.14$
y-y	1.2	25			En travée et en appuis : $A_y^t = 4HA10 = 3.14$

**Tableau III.28** Vérification de l'effort tranchant

Vu (KN)	$\tau_u(Mpa)$	$\tau^{lim} (Mpa)$	Observation	$\tau_{adm}(Mpa)$	Observation
31.03	0.26	1.16	$A_t$ ne sont pas nécessaires	3.33	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 41.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0546 \\ U_y = 0.8216 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.77 \text{ KN.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.90 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -1.73 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{On trouve : } y=2.92 \text{ cm}, I=4713.13 \text{ cm}^4$$

a) En travée :

$$\sigma_{bc}^{x-x'} = 3.03 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc}^{y-y'} = 2.5 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

b) En appuis :

$$\sigma_{bc} = 1.07 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.093 > 0.0425 \\ 3.14 < 6 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

### III.4.2.2 Cas d'une charge concentrée :

On a le schéma représentant la surface d'impact :

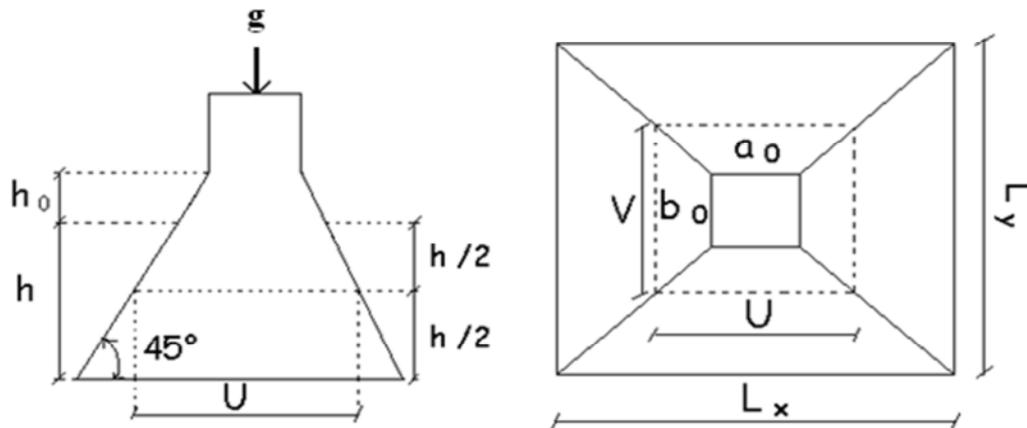


Figure III.13 : schéma surface d'impact.

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Avec :

$a_0$  et  $U$  sont les dimensions parallèles à  $L_x$ .

$b_0$  et  $V$  sont les dimensions parallèles à  $L_y$ .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$  est la surface du chargement.

$h_0$  est l'épaisseur de la dalle pleine

$h_1$  est l'épaisseur du revêtement moins

rigide

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm} \quad h_0 = 15 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

a) A l'ELU :

On a  $G = 103.3 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 103.3 = 139.45 \text{ KN.}$$

- Calcul des sollicitations :

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\rho = 0.88$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{102.5}{160} = 0.641$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{102.5}{180} = 0.569$$

En se référant à l'abaque PIGEAU, on trouve  $M_1 = 0.085$  et  $M_2 = 0.067$ .

- Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.45 \times 0.085 = 11.85 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 139.45 \times 0.067 = 9.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.88 \begin{cases} U_x = 0.0476 \\ U_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 1 = 7.39 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0476 \times 7.39 \times (1.6)^2 = 0.9 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 0.7438 \times 0.9 = 0.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.75 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur :

a) En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 12.75 = 10.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 10.01 = 8.51 \text{ KN.m}$$

b) En appuis :

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 \times 12.75 = -6.38 \text{ KN.m}$$

Tableau III.29 Calcul des ferrailages.

Sens	$M_t(\text{KN.m})$	Ma (KN.m)	At calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	Aa calculé (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X	10.84	-6.38	2.67	1.55
Y-Y	8.51	-6.38	2.08	1.55

➤ Vérification a l'ELU :

On a un chargement concentré et FPN

$$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

Tableau III.30Vérification de la section d'acier.

Sens	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$	$A_y^t$	$A_x^t/4$	A adopté (cm <sup>2</sup> )/ml
x-x	1.272	25	2.08 > 0.67		En travée et en appui : $A_x^t = 4 \text{ HA10} = 3.14$
y-y	1.2	25			En travée et en appui : $A_y^t = 4 \text{ HA10} = 3.14$

• Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410 \text{ cm. ; } p_u = 139.45 \text{ KN}$$

$$p_u = 139.45 \text{ KN} \leq 461.25 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement .}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{3.075} = 45.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.38 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

$$\text{On a } \Rightarrow v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 45.35 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 1.25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 103.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 10.16 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 103.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 8.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.36 + 1 = 5.36 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.65 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\text{Les moments agissant sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.81 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en travée et en appuis : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times m_x \Rightarrow M_t^x = 9.19 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times m_y \Rightarrow M_t^y = 7.79 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.3 \times m_x \Rightarrow M_a = -3.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

On a une fissuration peut préjudiciable  $\Rightarrow$  vérification de la contrainte du béton comprimé.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, Les résultats sont résumés dans le tableau.

Tableau III.31 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Sens	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X'	9.19	-3.24	2.92	4713.13	3.14
Y-Y'	7.79	-3.24	2.92	4713.13	3.14

a) En travée

Sens x-x' :  $\sigma_{bc} = 5.69MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$  ..... vérifiée.

Sens y-y' :  $\sigma_{bc} = 4.83MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$  ..... vérifiée.

b) En appuis :

$\sigma_{bc} = 1.54MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa$  ..... vérifiée.

• Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.6} = 0.094 > 0.0425 \\ 3.14 < 6 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

Donc le choix de ferrailage est:  $A_{sy} = A_{sx} = A_a = 4HA10/ml$ ;  $St = 25\text{ cm}$

III.4.3 Schéma de ferrailage :

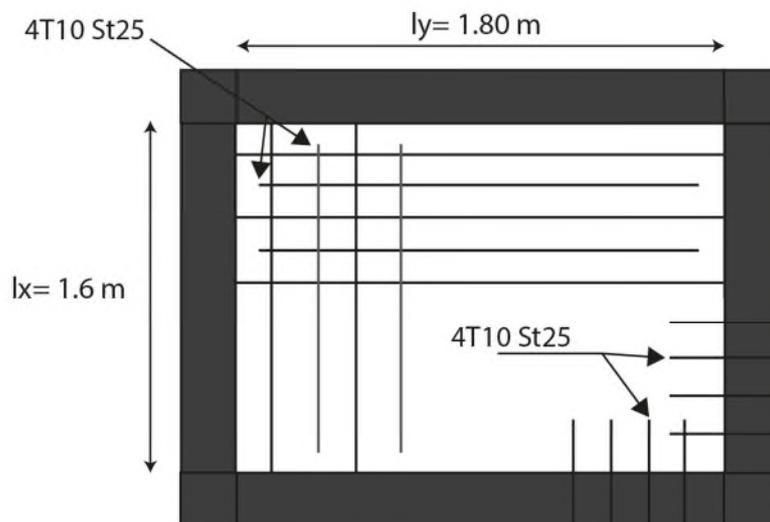


Figure III.14 Schéma de ferrailage des deux dalles de l'ascenseur

### III.5 Etude de l'acrotère:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

**Tableau III.32 Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.**

Hauteur (cm)	Enduit de Ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)
85	0.36	3.56	1	3.92

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

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

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,92 = 1,88 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations :

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

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i}$$

$$X_g = \frac{(85 \times 15) \times 7,5 + (15 \times 5) \times 22,5 + (15 \times 5) \times 20}{1275 + 75 + 75} = 8,95 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(85 \times 15) \times 42,5 + (15 \times 5) \times 72,5 + (15 \times 5) \times 78,33}{1275 + 75 + 75} = 45,96 \text{ cm}$$

$$N_G = 3,92 \text{ KN}$$

L'acrotère est soumis à :  $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,85 \Rightarrow M_Q = 0,85 \text{ KN.m}$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1,88 \times 0,4596 \Rightarrow M_{F_p} = 0,864 \text{ KN.m}$$

Tableau III.33 Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.92	5.29	3.92
(M KN.m)	1.71	1.28	0.85

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

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,24m \quad ; \quad \frac{h}{6} = 0,14m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $u N$  est effort de compression donc la section est entièrement comprimée.

Le Calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$  , les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis -à- vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle  $e = \frac{M_u}{N_u}$  par une excentricité totale du calcul.

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

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

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm. \ ; \ e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \ ; \ \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

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

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

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

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1,7m$

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

Donc:  $e_2 = 0,01156m$   
 $e = 0,272m$

➤ Calcul à l'E.L.U :

$$N_u = 3,92 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 3,92 \times 0,272 \Rightarrow M_u = 1,066 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,066 + 3,92 \times \left( 0,12 - \frac{0,15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1,24 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,006 < 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,0075 ; Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1196 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,24 \times 10^{-3}}{0,1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{St}} = 0,3 \times 10^{-4} - \frac{3,92 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0,187 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'E.L.U :

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2$$

On remarque que :  $A_{\min} > A_s \Rightarrow$  Donc on adopte:

$$A_s = 4 \Phi 8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$A_r = 4 \Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- Espacement :

Armatures principales :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq 85/4 = 21,25 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \tau_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 4MPa) \Rightarrow \tau_u \leq \min(2,5 ; 4MPa) \Rightarrow \tau_u \leq 2,5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,88 + 1 \Rightarrow V_u = 2,88 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0,024 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.88 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.267 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

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

- Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 3.92 \text{ KN} ; M_{ser} = 0.85 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ;$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- Position de l'axe neutre :  $c = d - e_1$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.85/3.92) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.262 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$  "c" à l'extérieur de la section  $\Rightarrow c = 0.12 - 0.262 \Rightarrow c = -0.142 \text{ m.}$

$$c = -0.142 \text{ m; } y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.142)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.142}{1} \Rightarrow P = -0.056 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.142)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.142)^2}{1} \Rightarrow q = 0.00697 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.2325 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = -0.3745 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,069 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,92 \times 10^{-3}}{0,069} \times (-0,3745) \Rightarrow \sigma_{bc} = -0,021 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,92 \times 10^{-3}}{0,069} \times (0,12 + 0,3745) \Rightarrow \sigma_s = 0,42 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

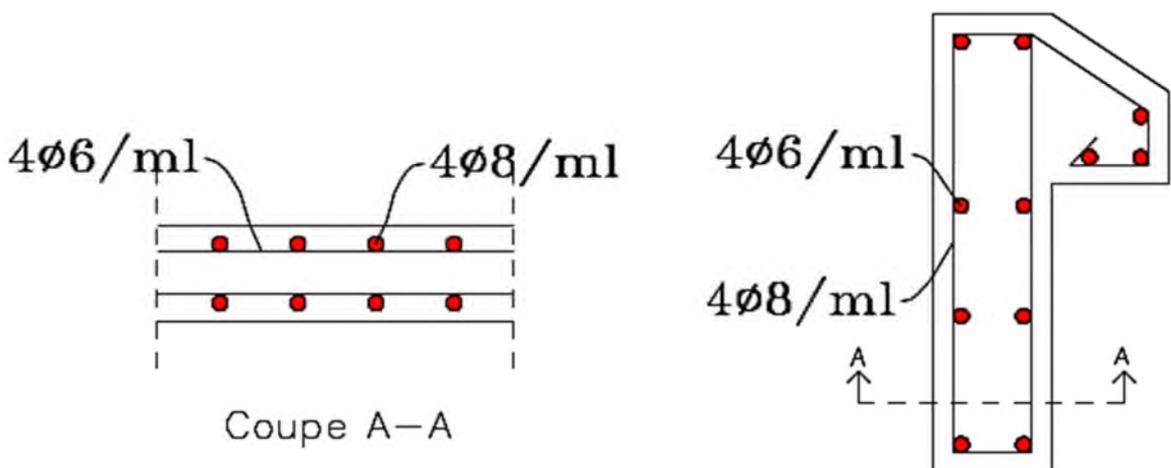


Figure III.15 Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.6 Escalier à deux volées :**

Evaluation des charges de l'escalier :

$G_v = 8.84 \text{ KN/m}^2$ ;       $G_p = 5.86 \text{ KN/m}^2$       ;       $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$       ;       $e=18$   
cm

**Tableau III.34** Combinaison de charges de l'escalier à deux volées.

ELU	ELS
$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$ $q_v = 15.68 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q$ $q_v = 11.34 \text{ KN/m}^2$
$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 11.66 \text{ KN/m}^2$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 8.36 \text{ KN/m}^2$

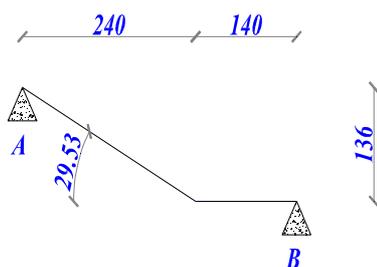
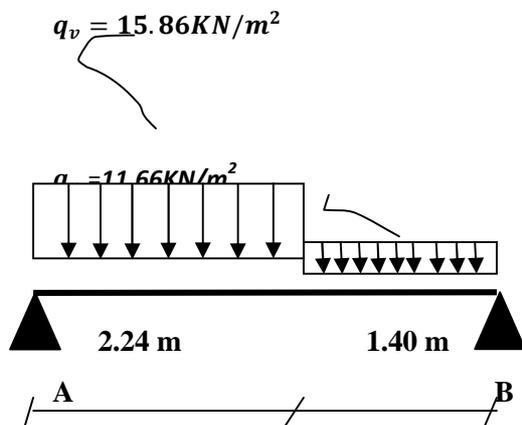


Figure III.16 Schéma statique de l'escalier à deux volées.

➤ Calcul à l'ELU :

$$R_B = 23.29 \text{ KN} \quad ; \quad R_A = 26.53 \text{ KN}$$

$$M_t^{\max} = 19.08 \text{ KN.m}; \quad M_a = -11.22 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 26.53 \text{ KN}$$

Tableau III.35 Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	$M_t^{\max}(\text{KN.m})$	$M_a^{\max}(\text{KN.m})$	$V^{\max}(\text{KN})$
<b>ELU</b>	<b>19.08</b>	<b>-11.22</b>	<b>26.53</b>
<b>ELS</b>	<b>13.77</b>	<b>-8.10</b>	<b>/</b>

Tableau III.36 Ferrailage à l'ELU

	<b>M(KN.m)</b>	$\mu_{bu}$	$\alpha$	<b>Z (m)</b>	$A_{cal} \text{ cm}^2/\text{m}$	$A_{min}$	$A_{adopt} \text{ cm}^2/\text{m}$
<b>En travée</b>	<b>19.08</b>	<b>0.052</b>	<b>0.067</b>	<b>0.155</b>	<b>3.52</b>	<b>1.932</b>	<b>4HA12 = 4.52</b>
<b>En appuis</b>	<b>-11.22</b>	<b>0.031</b>	<b>0.039</b>	<b>0.157</b>	<b>2.05</b>	<b>1.932</b>	<b>4HA12 = 4.52</b>

- Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

En travée  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots$  vérifiée

En appuis  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots$  vérifiée.

b) Armatures secondaires :

$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots\dots\dots$  vérifiée.

En travée  $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml**

En appuis  $A_a = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml**

- Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{26.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.166 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u$$

$$= 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

- Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries.

- Vérification des contraintes de compression du béton

**Tableau III.37 Vérification de l'état limite de compression du béton.**

	$M_{ser} (KN.m)$	Y (cm)	I(Cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} (Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>En travée</b>	<b>13.77</b>	<b>3.44</b>	<b>8787</b>	<b>5.39</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>En appui</b>	<b>-6.48</b>	<b>2.82</b>	<b>5985</b>	<b>3.05</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>

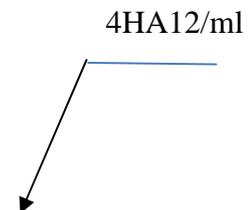
- Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{2.24} = 0.089 > 0.06 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{4.52}{100 \times 16} = 0.0028 < 0.0105 \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire

$$f = 5.54 \text{ mm} < f_{adm} = 7 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.



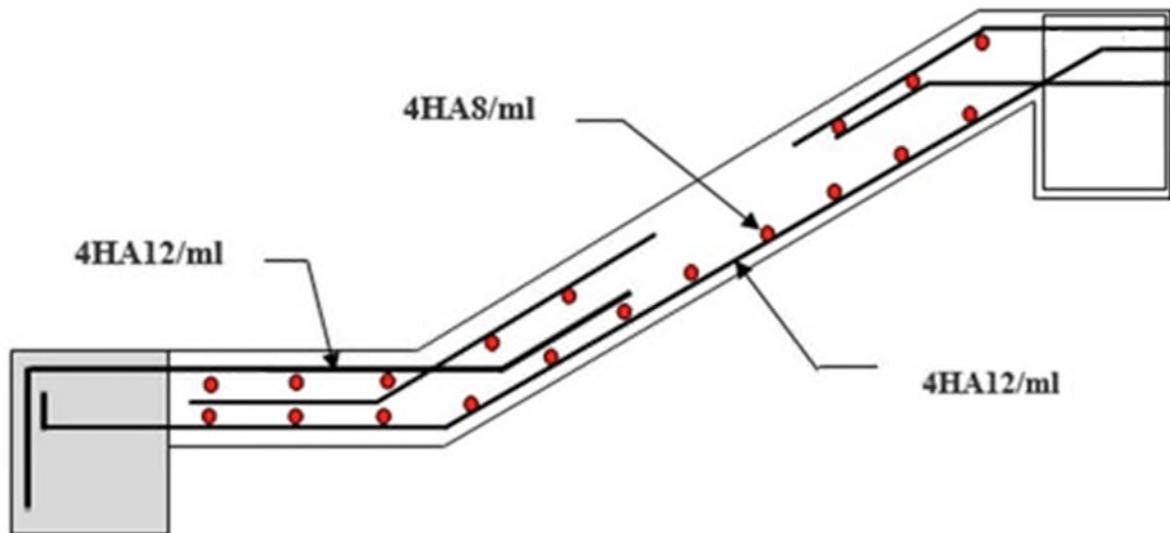


Figure III.17 Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées.

### III.7 Etude de la poutre palière :

Dimensionnement : L'exigence du RPA 99 (art 7.5.1) :

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \end{cases}$$

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

➤ Calcul à la flexion simple :

-  $G_0$  : Poids propre de la poutre,  $G_0 = 0.45 * 0.30 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$

- La réaction de la volée à son niveau :

-  $G_m$  : poids propre de murs extérieurs,  $G_m=2.67 \times (1.53 - 0.45)$

$G_m=2.88 \text{ KN/ml}$

**ELU** :  $R_A=26.53 \text{ KN}$

**ELS** :  $R_A=19.17\text{KN}$

Tableau III.38 : Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS.

ELU	ELS
$p_u = 1.35(G_0 + G_m) + R_A$ $p_u = 37.61 \text{ KN/ml}$ $M_t = 0.75 \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{37.61 \times 5^2}{8}$ $= 88.14 \text{ KN.m}$ $M_a = -0.5 \frac{p_u \times l^2}{8} = -58.76 \text{ KN.m}$ $V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 94.02 \text{ KN}$	$p_s = (G_0 + G_m) + R_A$ $p_s = 27.38 \text{ KN/ml}$ $M_t = 0.75 \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{27.38 \times 5^2}{8}$ $= 64.17 \text{ KN.m}$ $M_a = -0.5 \frac{p_s \times l^2}{8} = -42.78 \text{ KN.m}$

Tableau III.39 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$ 0.5 % b x h	$A_{adopté} (cm^2)$
En travée	88.14	0.0146	0.018	0.42	7.36	10.12	3HA12+3HA14=8.01
En appuis	-58.76	0.026	0.11	0.41	4.78	10.12	3HA12+3HA14=8.01

➤ Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui à l'ELU :

$$M_{torsion}^{max} = 11.22 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la section d'armature longitudinale :

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

- U : périmètre de la section  $e = \varnothing/6 = h/6 = 7.5 \text{ cm}$
- $\Omega$ : air du contour tracé à mi-hauteur.  $\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.14 \text{ m}^2$
- e : épaisseur de la paroi.  $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.5 \text{ m}$
- $A_l$  : section d'acier.  $A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.46 \text{ cm}^2$

a) En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A^{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 7.36 + \frac{3.46}{2} = 9.09 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :  $A^t = \mathbf{6HA14} = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$

b) En appuis :

$$\text{Soit : } A^a = A_a^{flexion} + \frac{A_a^{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.78 + \frac{3.46}{2} = 6.51 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :  $A^a = \mathbf{6HA14} = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$

- Vérification de la contrainte cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$  contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

On à  $V_{max} = 94.02 \text{ KN}$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{94.02 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.42} = 0.497 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.05 \times 10^{-3}}{2 \times 0.14 \times 0.075} = 1.33 \text{ Mpa}$$

D'où :  $\tau_u = 2.02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

- Calcul de l'espacement  $S_t$  : D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 37.8\text{cm} .$$

On prend  $S_t=20\text{cm}$ .

- Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{Tor}$$

**Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..40 : Ferrailage transversale de la poutre palière à la flexion simple et à la torsion.**

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.003 \times b \times St = 2.7 \text{ cm}^2$ $A_t =$ $M_{Tor} \times St \times \gamma_s / 2\Omega \times f_e = 0.23 \text{ cm}^2$

D'où :  $A_t = 0.45 + 2.7 = 3.15 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier **2HA12+2HA10=3.83 cm<sup>2</sup>**

➤ Vérification a l'ELS :

- Etat limite de compression de béton :

**Tableau III.41 : Vérification de l'état limite de compression de béton.**

	M <sub>ser</sub> (KN .m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPA)	Observat ion
<b>En travée</b>	<b>28.52</b>	<b>14.09</b>	<b>125002.03</b>	<b>3.21</b>	<b>15</b>	<b>Vérifier</b>
<b>En appuis</b>	<b>-57.04</b>	<b>14.09</b>	<b>125002.03</b>	<b>6.43</b>	<b>15</b>	<b>Vérifier</b>

- Evaluation de la flèche :

1.  $\frac{h_t}{l} = \frac{45}{500} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

2.  $\frac{h_t}{l} = 0.09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

3.  $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{12.32}{45 \times 42} = 0.0065 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées.

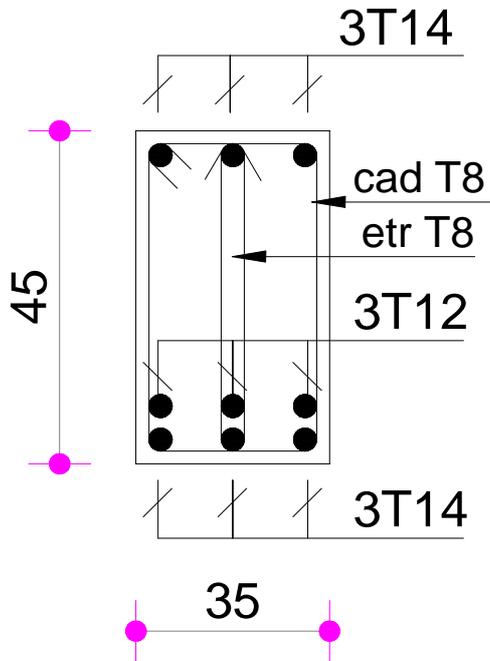
- Choix de ferrailage :

Pour A<sub>t</sub> on choisit **6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>**.

Pour  $A_l^a$  on choisit **6HA14** = 9.24 cm<sup>2</sup>.

Pour  $A_l$  on choisit **2HA12+2HA10** = 3.83 cm<sup>2</sup>.

## En Travée



## En Appuis

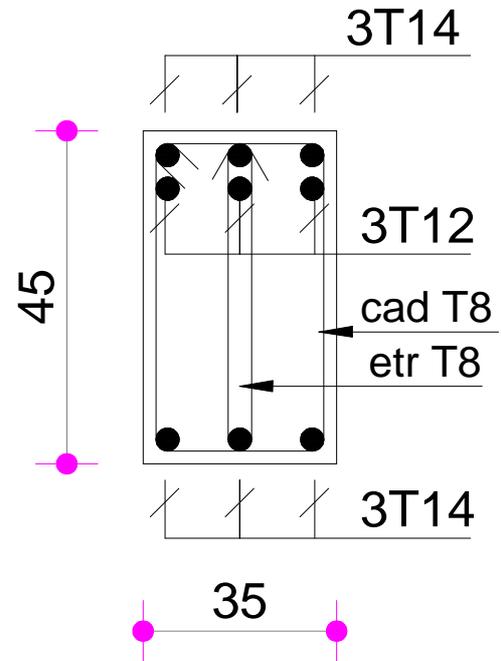


Figure III.18 : Schéma de ferrailage

### IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

### 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 :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de

Calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de 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 ⇒ 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)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

**Tableau IV .1. Valeurs des pénalités Pq :**

“ Critère q ”	Obser vé	P <sub>q</sub> / xx	Obser vé	P <sub>q</sub> / yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc  $Q_x=Q_y= 1.20$

- $W$ : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : 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.

$\beta = 0.6$  pour usage de commerce.

$$\Rightarrow W = 35333.44 \text{ KN.}$$

- $D$  : 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 :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

**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.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.8165 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99(Formule 4-6)}$$

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

$H_n = 37.74\text{m}$  (Hauteur totale de la structure)

$C_T$  : 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 :

$$C_T = 0.050$$

$$\Rightarrow T_c = 0.76\text{s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22\text{m}, L_y = 15.8\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,72\text{s} \\ T_y = 0,85\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.72\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.76\text{s}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.6 \\ D_y = 1,54 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.72 = 0.936\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.76 = 0.988\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = 2035.20\text{KN}$$

$$V_{sty} = 1958.88\text{KN}$$

### 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.

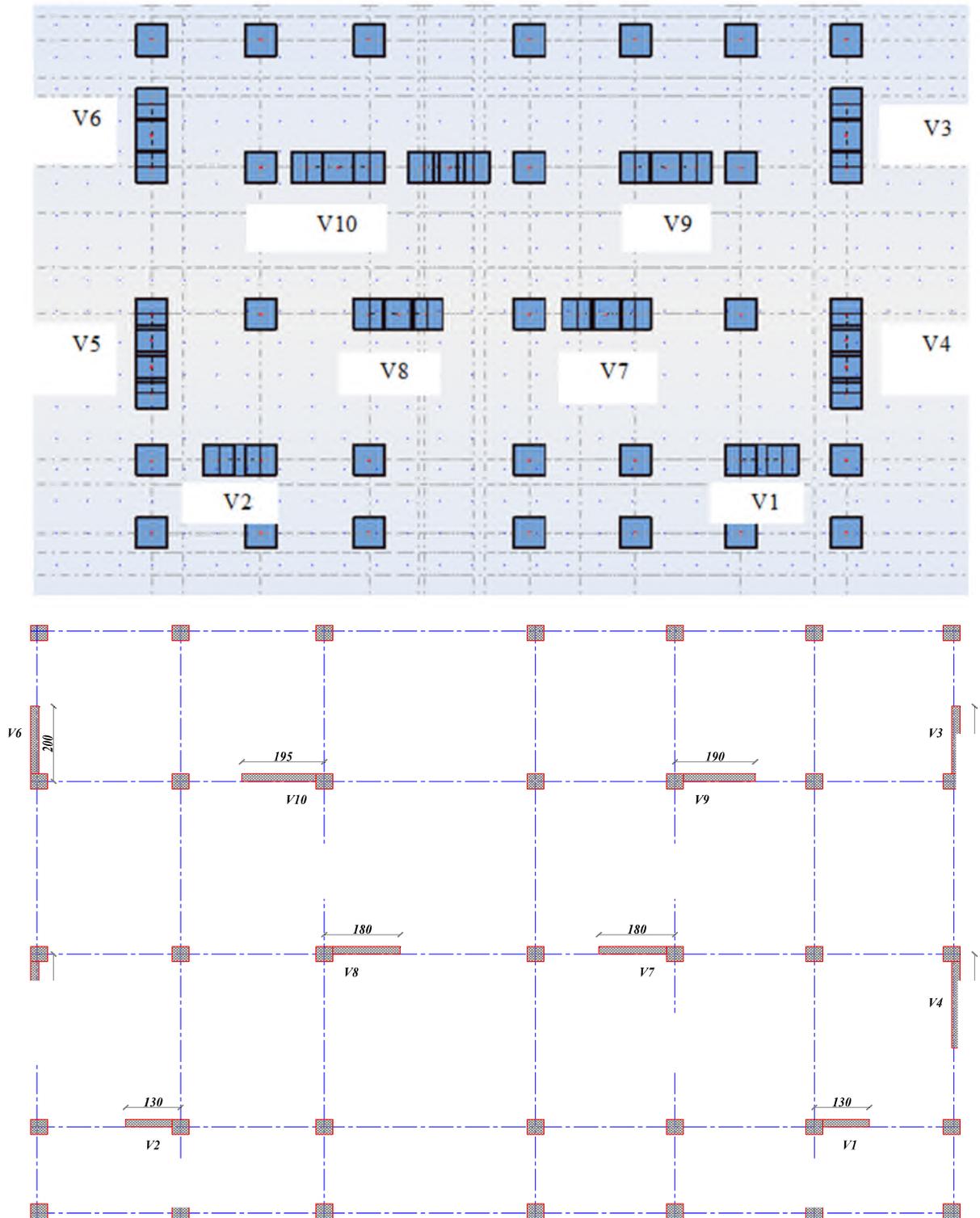
Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

## **IV.5 Modalisation et résultats :**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le robot.

### **IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :**

La présence du parking dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :



Lv1=1.3m . Lv2=1.3m. Lv3=2m. Lv4=2.5m. Lv5=2.5m. Lv6=2m. Lv7=1.8m.  
 Lv8=1.8m. Lv9=1.9m. Lv10=1.95m.

Figure. IV.1 : 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	1,00	0,09	72,32	0,09	72,32
Mode 2	0,90	74,2	0,09	74,28	72,4
Mode 3	0,79	0,01	0,01	74,29	72,41
Mode 4	0,33	0,03	14,28	74,33	86,7
Mode 5	0,30	12,84	0,04	87,16	86,73
Mode 6	0,25	0	0	87,17	86,74
Mode 7	0,17	0,13	4,64	87,3	91,37
Mode 8	0,17	4,18	0,15	91,48	91,52
Mode 9	0,14	0,69	0,12	92,17	91,64
Mode 10	0,14	0,16	0,78	92,33	92,42

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.

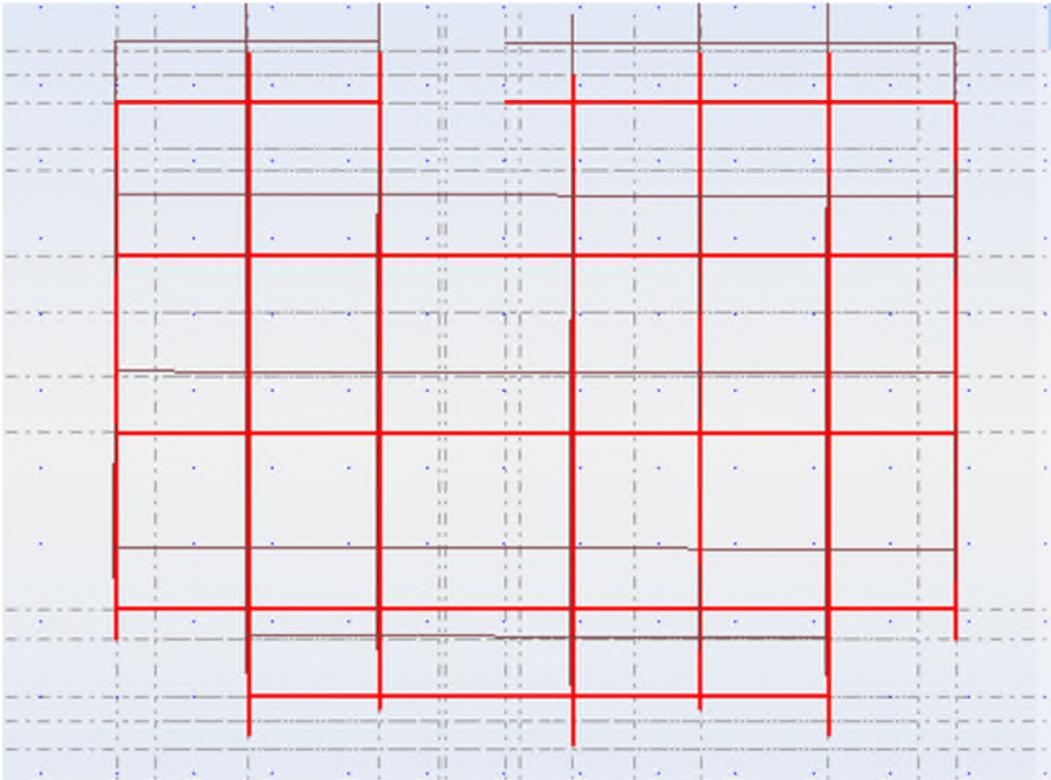


Figure. IV.2. : 1<sup>er</sup> mode (translation suivant Y)

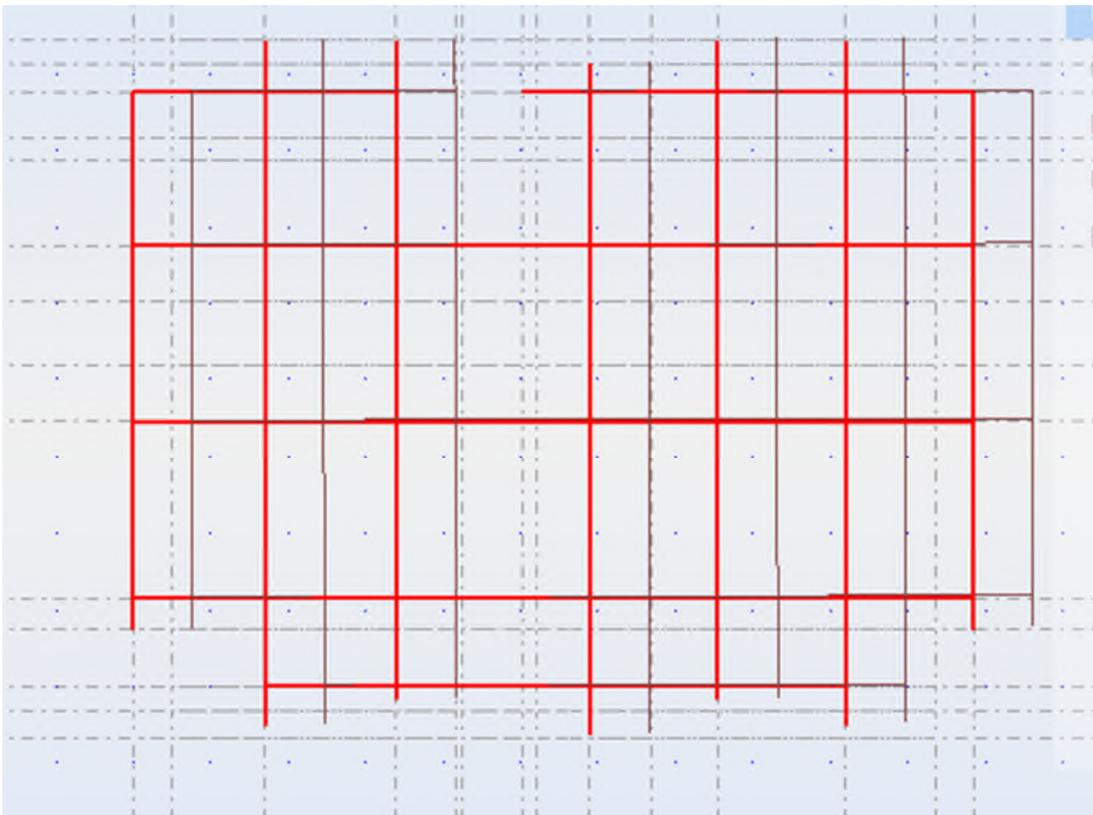
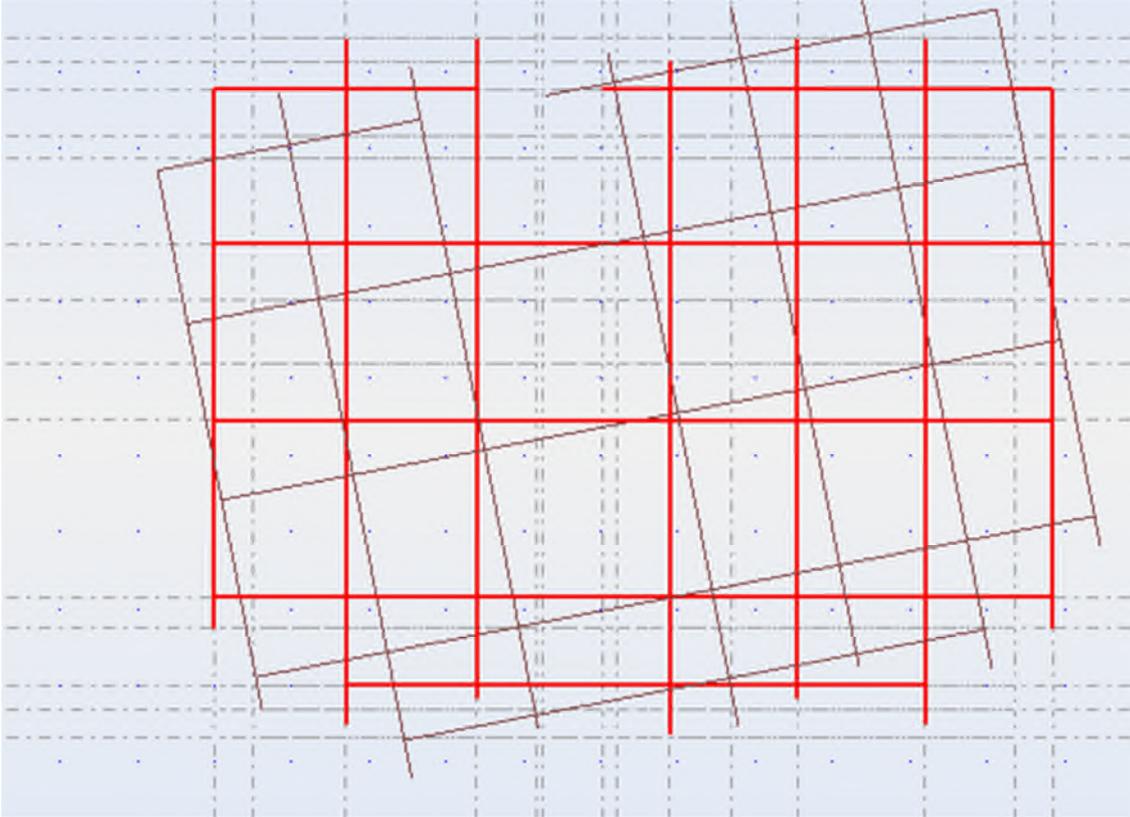


Figure. IV.3.2<sup>ème</sup> mode (translation suivant X)



**Fig. IV.4 : 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z)**

**b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

Les tableaux IV.3 et IV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
<b>RDC</b>	33366,91	7723,8	81,20	18,80
<b>Sous-pente</b>	30484,75	6727,97	81,92	18,08
<b>NIV 01</b>	27184,88	6119,25	81,63	18,37
<b>NIV 02</b>	23818,03	5803,03	80,41	19,59
<b>NIV 03</b>	20772,51	5237,38	79,86	20,14
<b>NIV 04</b>	17680,59	4841,55	78,50	21,50
<b>NIV 05</b>	14892,47	4206,55	77,98	22,02
<b>NIV 06</b>	12080,68	3700,2	76,55	23,45
<b>NIV 07</b>	9549,09	2969,91	76,28	23,72
<b>NIV 08</b>	7024,42	2319,15	75,18	24,82
<b>NIV 09</b>	4764,78	1463,82	76.5	23.5
<b>NIV 10</b>	2702,58	342,14	88.76	11.24

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les cinq derniers niveaux ou l'écart est de 5% ce qui peut être négligé.

Les différentes configurations des voiles étudiées n'ont pas pu vérifier les conditions du RPA99 simultanément, ceci est dû essentiellement à la longueur des voiles choisies.

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
RDC	936,48	763,65	1270,11	1230,35	42,44	38,30	57,56	61,70
Soupenete	1134,3	972,08	748,41	834,07	60,25	53,82	39,75	46,18
NIV 01	1251,2	1182,88	572,75	563,84	68,60	67,72	31,40	32,28
NIV 02	1124,1	1054,65	574,97	585,87	66,16	64,29	33,84	35,71
NIV 03	1155,1	1098,69	440,72	441,26	72,38	71,35	27,62	28,65
NIV 04	974,6	925,94	463,52	479,07	67,77	65,90	32,23	34,10
NIV 05	973,8	936,58	333,63	345,19	74,48	73,07	25,52	26,93
NIV 06	759,4	730,67	364,45	389,52	67,57	65,23	32,43	34,77
NIV 07	728,35	715,18	235,54	254,56	75,56	73,75	24,44	26,25
NIV 08	503,81	499,97	256,25	279,81	66,29	64,12	33,71	35,88
NIV 09	438,04	456,30	126,51	130,69	77,59	77,73	22,41	22,26
NIV 10	280,80	321,17	57,37	85,97	83,03	78,88	16,97	21,12

• Analyse des résultats :

Le pourcentage important repris par les portiques aux niveaux 06 et 08 est dû comme déjà précisée au manque des voiles dans ce sens

**IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sollicitation d'ensemble due au séisme (lors de déplacement du bâtiment sous le séisme certains poteaux reprenant plus de charge que celle reprise à l'état statique). 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> )	Nd (KN)	v	Observation
RDC	65×65	4225	2282,35	0,216	vérifiée
1 <sup>ème</sup> étage , soupente	60×60	3600	1930,98	0,215	vérifiée
2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> étage	55×55	3025	1461,64	0,193	vérifiée
4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> étage	50×50	2500	1065,36	0,170	vérifiée
6 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> étage	45×45	2025	763,58	0,151	vérifiée
8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup> étage	40×40	1600	473,09	0,118	vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage et le dernier poteau de la cage d'escalier	35×35	1225	274,26	0,090	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  $V_{st}$ .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/0.8V_{st}$	Observation
Sens x-x	1989.83	1628.17	0.81	vérifiée
Sens y-y	1834.97	1567.11	0.85	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 :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

$\delta_K$ : 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				
	$\delta_{eK}$ ( $\chi\mu$ )	$\delta K$ ( $\chi\mu$ )	$\delta K-1$ ( $\chi\mu$ )	$\Delta K$ ( $\chi\mu$ )	$\eta K$ ( $\chi\mu$ )	$\Delta K/\eta K$ (%)	$\delta_{eK}$ ( $\chi\mu$ )	$\delta K$ ( $\chi\mu$ )	$\delta K-1$ ( $\chi\mu$ )	$\Delta K$ ( $\chi\mu$ )	$\Delta K/\eta K$ (%)
<b>RDC</b>	0,1	0,5	0	0,50	408,0	0,123	0,1	0,5	0	0,50	0,123
<b>S.P</b>	0,2	1,5	0,5	1,00	306,0	0,327	0,3	1,5	0,5	1,00	0,327
<b>NIV 01</b>	0,4	2,5	1,5	1,00	306,0	0,327	0,4	2	1,5	0,50	0,163
<b>NIV 02</b>	0,6	3	2,5	0,50	306,0	0,163	0,6	3	2,5	0,50	0,163
<b>NIV 03</b>	0,8	4	3	1,00	306,0	0,327	0,8	4	3	1,00	0,327
<b>NIV 04</b>	0,9	4,5	4	0,50	306,0	0,163	1	5	4	1,00	0,327
<b>NIV 05</b>	1,1	5,5	4,5	1,00	306,0	0,327	1,2	6	5	1,00	0,327
<b>NIV 06</b>	1,3	6,5	5,5	1,00	306,0	0,327	1,4	7	6	1,00	0,327
<b>NIV 07</b>	1,4	7	6,5	0,50	306,0	0,163	1,6	8	7	1,00	0,327
<b>NIV08</b>	1,5	7,5	7	0,50	306,0	0,163	1,8	9	8	1,00	0,327
<b>NIV 09</b>	1,6	8	7	0,50	306,0	0,163	2.0	10	9	1,00	0,327
<b>NIV 10</b>	1,7	8,5	7	0,50	306,0	0,163	2.2	11	10	1,00	0,327

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 du 2ième 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",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$i=K$

$V_K$ : 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- $\Delta$  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- $\Delta$  :**

Niveau	$h_k$ ( cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\Theta_k$
<b>RDC</b>	408	41090,7	0,50	2206,59	0,023	0,50	1994	0,025
<b>S.P</b>	306	37212,7	1,00	1882,72	0,065	1,00	1806,15	0,067
<b>NIV 01</b>	306	33304,1	1,00	1823,95	0,060	0,50	1746,72	0,031
<b>NIV 02</b>	306	29621,1	0,50	1699,06	0,028	0,50	1640,52	0,030
<b>NIV 03</b>	306	26009,9	1,00	1595,86	0,053	1,00	1539,95	0,055
<b>NIV 04</b>	306	22522,1	0,50	1438,12	0,026	1,00	1405,01	0,052
<b>NIV 05</b>	306	19099	1,00	1307,43	0,048	1,00	1281,77	0,049
<b>NIV 06</b>	306	15780,9	1,00	1123,85	0,046	1,00	1120,19	0,046
<b>NIV 07</b>	306	12519	0,50	963,89	0,021	1,00	969,74	0,042
<b>NIV08</b>	306	9343,57	0,50	760,06	0,020	1,00	779,78	0,039
<b>NIV 09</b>	306	6168.14	0,50	564.55	0,017	1,00	586.99	0,034
<b>NIV 10</b>	306	3175.43	0,50	338.17	0,015	1,00	407.14	0,025

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets P- $\Delta$  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.

## V.1 Etude des poteaux :

### V.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Robot structural analysis dans l'ordre suivant :(RPA99/2003).

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q$ .....(1)
- ✓  $G + Q$ .....(2)
- ✓  $G + Q + E$ .....(3)
- ✓  $G + Q - E$ .....(4)
- ✓  $0.8 G + E$ .....(5)
- ✓  $0.8 G - E$ .....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant :  $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant :  $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant :  $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

### V.1.2 Recommandations du RPA99/2003 :

#### V.1.2.1 Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Article 7.4.1)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  en zones I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

#### V.1.2.2 Ferrailage :

Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II

Leur pourcentage maximal sera de :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II<sub>a</sub>).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . En zone IIa.

Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$ . En zone IIa.

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction}$$

de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V1.3 Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.1 : Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN)	N (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol, RDC	2492.73	130.43	130.39	2291.94	-726.25	125.71
soupenete et Etage 1	2010.46	63.02	132.09	1788.42	-131.61	79.5
Étage 2 et 3	1561.96	102.90	124.10	1247.94	-41.84	65.56
Étage 4 et 5	1191.56	94.34	106.49	904.73	-22.95	54.54
Étage 6 et 7	847.16	78.15	83.47	585.49	-7.83	49.34
Etage 8 et 9	530.33	56.79	57.86	383.59	-48.28	38.74
Etage 10	239.96	32.67	47.70	110.47	-25.15	44.13

**V.1.4 Ferrailage :**

➤ Armatures longitudinales :

**Tableau V.2 : Ferrailage longitudinale des poteaux.**

Niveau	Sections (m)		A <sub>RPA</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /Face	A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup>	Nombre de barres
	B	H				
Sous-sol, RDC	0,65	0,65	33.8	11.40	36.69	12HA16+4HA20
soupen <sup>te</sup> et Étage 1	0,60	0,60	28.8	8.36	36.69	12HA16+4HA20
Étage 2 et 3	0,55	0,55	24.2	7.51	31.04	12HA14+4HA20
Étage 4 et 5	0,50	0,50	20	6.45	24.88	8HA14+4HA20
Étage 6 et 7	0,45	0,45	16.2	5.26	24.88	8HA14+4HA20
Étage 8 et 9	0,40	0,40	12.8	4.23	24.88	8HA14+4HA16
Étage 10	0,35	0,35	9.8	3.48	20.36	8HA14+4HA16

**NB** les sections A calculer sont inférieures à A<sub>RPA</sub>

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau ci-dessous :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Acier feE400

$$\begin{cases} \text{si } \lambda \geq 5 & \rho = 2.5 \\ \text{si } \lambda < 5 & \rho = 3.75 \end{cases}$$

Tableau V.3 : Armatures transversales dans les poteaux.

Section (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	λ	h1 (cm)	T (cm)	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Atadop(cm <sup>2</sup> )	Nbrbarres
65×65 RDC	150.53	4.39	65	10	2.17	1.95	3.14	4HA10
65*65	150.53	3.29	65	10	2.17	1.95	3.14	4HA10
60×60	84.54	3.57	60	10	1.32	4.8	6.28	8HA10
55×55	79.17	3.89	55	10	1.34	4.4	4.71	6HA10
50×50	67.65	4.28	50	10	1.26	1.65	3.14	4HA10
45×45	53.06	4.76	45	10	1.11	1.35	3.14	4HA10
40×40	42.90	3.35	40	10	1.0	1.2	3.14	4HA10
35×35	38.93	6.12	35	10	1.04	1.05	3.14	4HA10

**V.1.5 Vérifications :**

**V.1.5.1 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 ;

$$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ 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'élancement mécanique est donné par :

$$\left[ \begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f$  = longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

**Tableau V.4 : Vérification du flambement pour les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L0 (cm)	Lf (cm)	$\lambda$	A	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (KN)	Nd(KN)	Obs
RDC	65×65	408	285.6	4.39	0,848	36.7	0,3969	6019.83	2492.73	OK
Sous sol	65*65	272	190.4	2.93	0.847	36.7	0.3969	6019.83	2492.73	OK
soupen te et Etage 1	60*60	306	214.2	3.57	0.848	32.17	0,3364	5166.61	2010.46	OK
Étage 2 et 3	55×55	306	214.2	3.89	0,847	32.17	0,2809	4294	1561.96	OK
Étage 4 et 5	50×50	306	214.2	4.28	0,847	24.13	0.2304	3500.81	1191.56	OK
Étage 6 et 7	45×45	306	214.2	4.76	0,846	18.47	0,1849	3472,53	847.16	OK
Etage 8 et 9	40×40	306	214.2	5.36	0.846	13.57	0,1444	2152,07	530.33	OK
Etage 10	35×35	306	214.2	6.12	0.844	13.57	0,1089	1596,99	239.96	OK

**V.1.5.2 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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.5 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.**

Niveau	Sec	D	As	v	v'	Iyy'	Nser	Mser	σ <sub>bc1</sub>	σ <sub>bc2</sub>	σ <sub>adm</sub>	Obs
	cm2	cm	cm2	cm		m4	Kn	Kn. Cm	Mpa			
RDC	65×65	62.5	36.7	64.42	57.42	0,058	1649,04	4487	3.95	3.44	15	OK
Sous sol	65×65	62.5	36.7	64.42	57.42	0,058	1649,04	4487	3.95	3.44	15	OK
soupen te et Etage 1	60×60	57.5	32.17	59.4	52.9	0.042	1462,07	3583	4.08	3.57	15	OK
Étage 2 et 3	55×55	52.5	32.17	54.31	48.31	0.029	896,59	2819	3.07	2.54	15	OK

Étage 4 et 5	50×50	47.5	24.13	27.85	49.36	43.86	334,32	2869	1.87	1.15	15	OK
Étage 6 et 7	45×45	42.5	18.47	44.39	39.39	0.013	426,93	3039	2.87	1.84	15	OK
Etage 8 et 9	40×40	37.5	13.57	39.41	34.91	0.0082	76,96	2733	1.73	0.4	15	OK
Etage 10	35*35	32.5	13.57	34.28	30.28	0.0071	44,28	3213	1.91	0.27	15	OK

### V.1.5.3 Vérification aux sollicitations tangentés :

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 :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

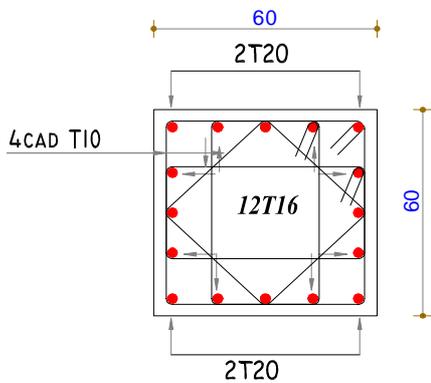
$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Tableau V.6 : Vérification aux sollicitations tangentés pour les poteaux.

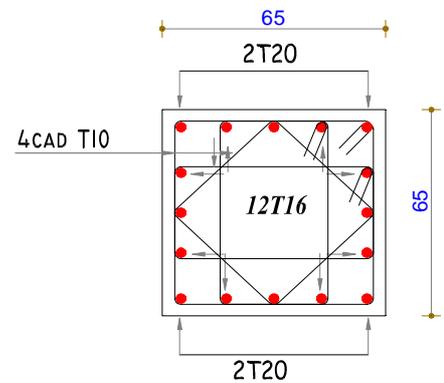
Niveau	Section	Lf	$\lambda_g$	$\rho_d$	D	Vd	$\tau_u$	$\tau_{adm}$	Obs
	(cm2)	(cm)			(cm)	(KN)	(Mpa)	(Mpa)	
RDC	65×65	285.6	4,39	0,040	60	150.53	0,371	1	OK
Sous sol	65*65	190.4	2,93	0,040	62.5	150.53	0,371	1	OK
soupen et Etage 1	60*60	214.2	3,57	0,040	57.5	84.54	0,245	1	OK
Étage 2 et 3	55×55	214.2	3,89	0,040	52.5	79.17	0,274	1	OK

Étage 4 et 5	50×50	214.2	4,28	0,040	47.5	67.65	0,216	1	OK
Étage 6 et 7	45×45	214.2	4,76	0,040	42.5	53.06	0,189	1	OK
Étage 8 et 9	40×40	214.2	5,36	0,075	37.5	42.90	0,187	1,875	OK
Étage 10	35×35	214.2	6,12	0,075	32.5	38.93	0,212	1,875	OK

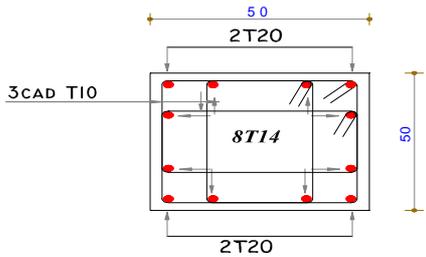
POTEAU SOUPENTE, ETAGE 01 (60\*60)



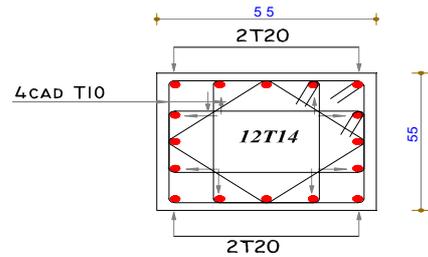
POTEAU S-SOL, RDC (65\*65)



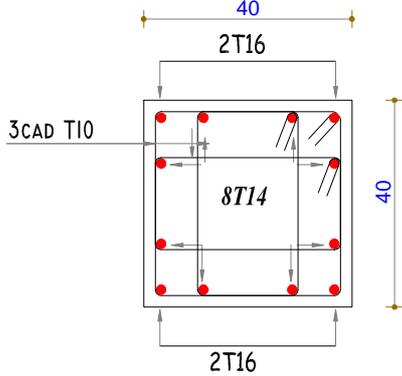
POTEAU ETAGE 04,05 (50\*50)



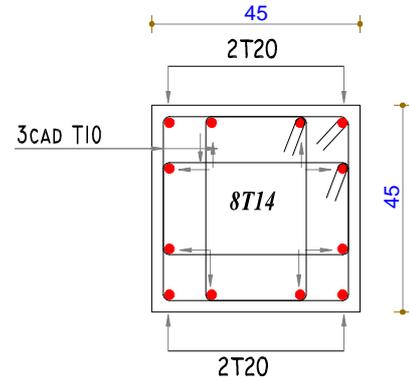
POTEAU ETAGE 02,03 (55\*55)



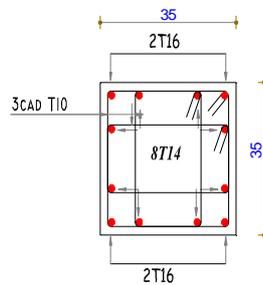
POTEAU ETAGE 08,09 (40\*40)



POTEAU ETAGE 06,07 (45\*45)



POTEAU ETAGE 10 (35\*35)



FigureV.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

## V.2 Etude des poutres :

### V.2.1 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.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel Robot structural analysis, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0,8G+E$
- $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

Poutres principales (35×40).

Poutres secondaires (30×35).

## V.2.2.Recommandation du RPA99/2003 :

### V.2.2.1 Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{et } \frac{h}{b} \leq 4 \text{ RPA99/2003 (article 7.5.1)}$$

### V.2.2.2 Ferrailage :

Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.  $A_t^{\min} = 0.5\% b * h$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale des recouvrements est de :

$40\phi$  En zone II<sub>a</sub>.

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

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.

Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right), \text{ Zone nodale (Zone II).}$$

$$S \leq \frac{h}{2}, \text{ Zone courante (Zone II).}$$

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.2.3 Calcul du ferrailage :

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutre	S (cm2)	Local	M(KN/m)	V (KN)	Amin (cm2)	Acal (cm2)	A adopté (cm2)
RDC	PP	35x40	Appuis	95.86	93.80	7	8.07	6HA14= 9.24
			Travée	65.58			5.50	6HA12 = 6.77
	PS	30x35	Appuis	105.10	107.18	5.25	9.20	6HA14 = 9.24
			Travée	77.65			6.60	6HA12 = 6.77
Etage courant	PP	35x40	Appuis	120.28	115.92	7	10.36	3T14+3HA16 = 10.65
			Travée	111.21			9.50	3T14+3HA16 = 10.65
	PS	30x35	Appuis	135.12	153.81	5.25	12.20	3T14+3HA20=14.04
			Travée	114.95			10.1	3T14+3HA16 = 10.65
Terrasse	PP	35x40	Appuis	28.8	42.56	7	2.43	3HA14 =4.62
			Travée	2.17			0.14	3HA14 = 4.62
	PS	30x35	Appuis	17.84	24.07	5.25	1.75	3HA12= 3.39
			Travée	5.33			0.52	3HA12 = 3.39

### V.2.3 Vérification des armatures selon le RPA 99 : (article 7.5.2.1)

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

Poutre principale

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > \text{Aadopté}$$

$$\text{En zone de recouvrement: } A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > \text{Aadopté}$$

Poutre secondaires

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > \text{Aadopté}$$

$$\text{En zone de recouvrement: } A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > \text{Aadopté}$$

Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$  en zone IIa

$$\emptyset = 18 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 72 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

Pourcentage minimale des armatures longitudinales :

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 \quad \text{PP}$$

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \text{PS}$$

### V.2.4 Les armatures transversales :

Calcul de  $\Phi_t$  :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) = \min(1,2 ; 40/35 ; 35/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de  $\emptyset 8$  pour toutes les poutres.

Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du RPA 99Art (7.5.2.2)

Zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \varnothing_l) = \min (10\text{cm} ; 14,4\text{cm}) \Rightarrow$  Soit  $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante :  $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm} \Rightarrow$  Soit  $S_t = 15\text{cm}$

Vérification des sections d'armatures transversales :

$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 < A_t = 2,01\text{cm}^2$  .....Condition vérifiée.

**V.2.4.1 Vérification à l'ELU :**

Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333 \cdot f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.**

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ (Mpa)	τ <sub>Adm</sub> (Mpa)	Observation
Principales	115.92	0.95	3.33	Vérifiée
Secondaires	153.81	1.7	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tous les poutres.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$

Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$   $\gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.**

Poutres	Al (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	12.05	115.92	120.28	3.33	7.64	Vérifiée
Secondaires	18.85	153.81	135.12	4.42	9.96	Vérifiée

**V.2.4.2 Vérification à l'ELS:**

- Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.6. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

Poutres	Localis	Mser(KN.m)	I (cm4)	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{adm}$ (Mpa)	Obser
Principales	Appui	-45.92	111526	14.54	4.25	15	Vérifiée
	Travée	11.25	111526	14.54	4.25	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-34.41	96361	16.15	8.32	15	Vérifiée
	Travée	4.96	73708	13.92	9.37	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

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

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

BAEL91 (Art B. 6.5)

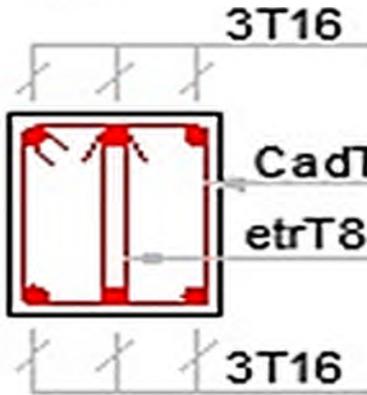
$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres.**

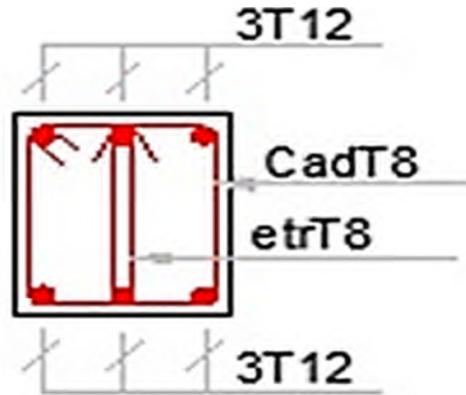
Poutre	Ht(cm)	B(cm)	L(m)	As (cm2)	ht/l ≥ 1/16	ht/L ≥ Mt/(10.M0)	As/(b0.d) ≤ 4.2/fe
PP	40	35	4.3	12.05	0.09 ≥ 0.06	0.09 ≥ 0.085	0.0098 ≤ 0.01
PS	40	30	4.7	18.85	0.085 ≥ 0.06	0.085 ≥ 0.085	0.0099 ≤ 0.01
			Obs :		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

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

**Appuis**

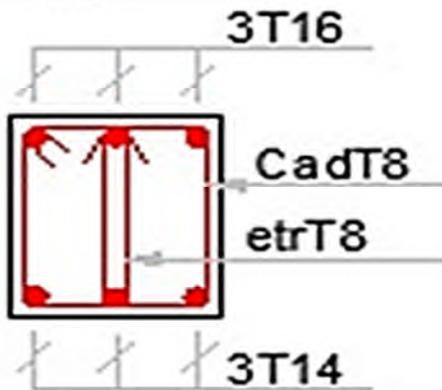


**Travée**

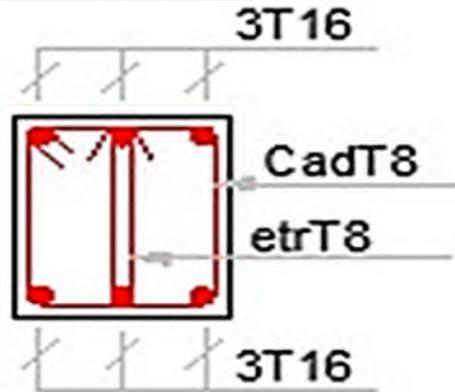


**PP:R.D.C**

**Appuis**

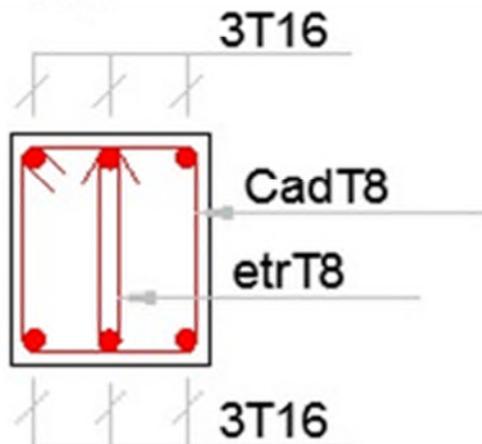


**Travée**

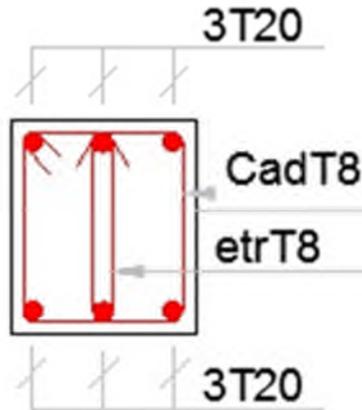


**PS:R.D.C**

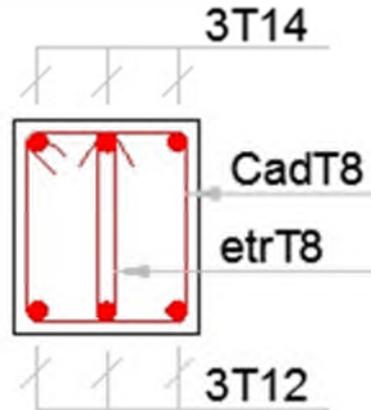
**Appuis/Travée**



**Appuis**

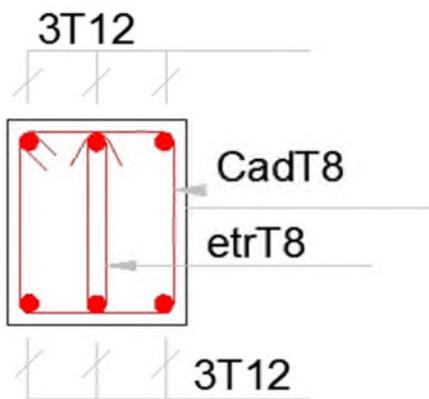


**Travée**

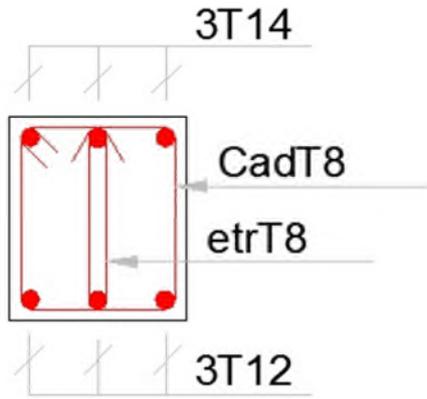


**PS:étages**

**Appuis/Travée**



**Appuis/Travée**



**PS:térasse**

**PP:térasse**

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..3 : Schéma de ferrillage des poutres

**V.1.5.4 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.

$$MR = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec:  $Z = 0.9 \times h$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

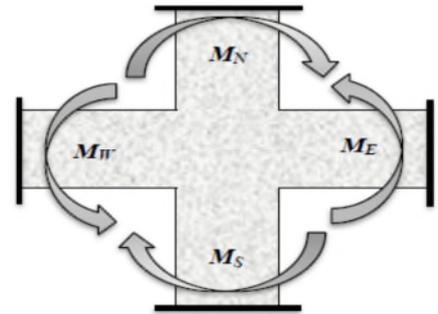


Figure V.4. Schéma de la zone nodale.

Tableau V.7 : Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol	65*65	0,585	12.32	288.28
Soupente et Etage 1	60*60	0.540	10.90	235.44
Étage 2 et 3	55×55	0.495	10.90	215.82
Étage 4 et 5	50×50	0,450	9.36	168.48
Étage 6 et 7	45×45	0,405	9.36	151.63
Etage 8 et 9	40×40	0.360	7.10	102.24
Etage 10	35×35	0.315	7.10	89.46

Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux :

**Tableau V.8 : Les moments résistants dans les poutres.**

Niveau	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC	PP	35×40	0.36	9.24	133.056
			0.36	4.62	66.528
	PS	30×35	0.315	9.24	116.424
			0.315	3.39	42.71
Etage courant	PP	35×40	0.36	10.65	153.36
			0.36	4.62	66.528
	PS	30×35	0.315	14.04	176.904
			0.315	4.62	58.212
Terrasse	PP	35×40	0.36	4.62	66.528
	PS	30×35	0.315	3.39	42.714

Tableau V.9 : Vérification de la zone nodale.

Niveau	Ms	Mn	Mn+Ms	Mw	Me	1,25 (Mw+Me)	Observation
Sous-sol	288,288	288,288	576,576	133,05	66,528	249,48	Vérifiée
RDC	288,288	235,44	523,728	133,05	66,528	249,48	Vérifiée
Soupenite	235,44	235,44	470,88	153,36	66,528	274,86	Vérifiée
Etage 1	235,44	215,82	451,26	153,36	66,528	274,86	Vérifiée
Etage 2	215,82	215,82	431,64	153,36	66,528	274,86	Vérifiée
Etage 3	215,82	168,48	384,3	153,36	66,528	274,86	Vérifiée
Etage 4	168,48	168,48	336,96	153,36	66,528	274,86	Vérifiée
Etage5	168,48	151,632	320,112	153,36	66,528	274,86	Vérifiée
Etage 6	151,632	151,632	303,264	153,36	66,528	274,86	Vérifiée
Etage 7	151,632	151,632	303,264	133,05	66,528	249,48	Vérifiée
Etage 8	151,632	102,24	253,872	133,05	66,528	249,48	Vérifiée
Etage 9	102,24	89,46	191,7	133,05	66,528	249,48	Non vérifiée
Etage 10	89,46	0	89,46	66,528	66,528	166,32	Non 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 Étude 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 :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

#### V.3.2 Recommandation du RPA :

Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% \text{ de la section du voile, dans la section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \text{ de la section du voile, dans la zone courante}$$

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .

Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### V.3.3 Ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

✓  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

✓  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

✓  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

➤ Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \begin{cases} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{cases} \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b * h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ La longueur de recouvrement :

$$L_r \begin{cases} 40\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts} \\ & \text{est possible.} \\ 20\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$$

➤ Règles communes :

$$A_{min} \begin{cases} 0.15\% (L_x \times e), & \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), & \text{en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), & \text{en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_i \leq 1.5 \times e$$

$$S_i \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.14 : Résultats du ferrillage du voile 1 (L=1.30m)**

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 Et la soupenste	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m2)	0.195	0.15	0.15375	0.1575	0.16125	0.165	0.16875
M (KN.m)	171,09	6.29	2.06	5.58	8.93	12.01	11.59
N (KN)	-1015,73	-678,38	-585,09	-516,16	-431,08	-319,66	-149,85
V (KN)	49,96	73,14	91,09	90,88	90.83	80,55	56.96
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.378	0.719	0.872	0.848	0.827	0.716	0.495
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5

Av/face	12.67	8.48	7.32	6.45	5.39	3.99	1.87
AvMin/section	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90
Av Ad/m	(4HA16+ 4HA14)= 14.2 cm <sup>2</sup>	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm <sup>2</sup>	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm <sup>2</sup>	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm <sup>2</sup>	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm <sup>2</sup>	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm <sup>2</sup>	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm <sup>2</sup>
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	0.47	0.67	0.82	0.80	0.78	0.67	0.46
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8= 1.01 cm <sup>2</sup>	2HA8= 1.01 cm <sup>2</sup>	2HA8= 1.01 cm <sup>2</sup>	2HA8= 1.01 cm <sup>2</sup>	2HA8= 1.01 cm <sup>2</sup>	2HA8= 1.01 cm <sup>2</sup>	2HA8= 1.01 cm <sup>2</sup>
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.7. Résultats du ferrailage du voile 2 (L=1.30)

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1et La soupenete	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m <sup>2</sup> )	0.195	0.15	0.15375	0.1575	0.16125	0.165	0.16875
M (KN.m)	169,12	3,32	1.04	5,34	8.84	11,38	11.41
N (KN)	1034,27	697,75	606	535,65	446,67	329,19	147,38
V (KN)	49,77	73,13	84,29	91.49	92,47	85,68	20.14
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.377	0.718	0.807	0.854	0.842	0.762	0.175
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	12.93	8.72	7.58	6.7	5.59	4.11	1.84
AvMin/section	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90

Av Ad/m	(4HA16+ 4HA14)= 14.2 cm2	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm2	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm2	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm2	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm2	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm2	(4HA14+ 4HA12)= 10.68 cm2
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	0.47	0.67	0.76	0.80	0.79	0.71	0.16
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.16 Résultats du ferrailage du voile 3 (L=2.00m)

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 et La souponte	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m2)	0.335	0.255	0.25875	0.2625	0.26625	0.27	0.27375
M (KN.m)	579,05	21,82	5.33	6,47	5.72	3,35	0.02
N (KN)	1459,77	906,14	771,76	658,68	517,35	341,61	126,71
V (KN)	148,37	101,73	38,81	20,53	16,49	53,42	39,01
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.639	0.575	0.216	0.113	0.089	0.285	0.205
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	18.25	11.33	9.65	8.23	6.47	4.27	1.59
AvMin/section	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00

Av Ad/m	(4HA20+ 4HA16)= 20.61 cm2	(4HA16+ 4HA14)= 14.2 cm2	4HA16+ 4HA14= 14.2 cm2				
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	0.8	0.54	0.20	0.11	0.08	0.27	0.19
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2	2HA8= 1.01 cm2
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.17. Résultats du ferrailage du voile 4 (L=2.50m)

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 et la soupente	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m2)	0.435	0.33	0.33375	0.3375	0.34125	0.345	0.34875
M (KN.m)	1050,09	14,57	27.02	22,96	17.68	10,6	2.78
N (KN)	1785,74	1084,05	942,53	798,59	621,56	406,04	148,32
V (KN)	238,37	206,64	56,71	26.18	29,84	44.11	6,81
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.785	0.897	0.243	0.111	0.125	0.183	0.028
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	22.33	13.55	11.79	9.99	7.76	5.07	1.85
AvMin/section	7.10	7.10	7.10	7.10	7.10	7.10	7.10
Av Ad/m	8HA20	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	0.98	0.84	0.23	0.10	0.12	0.17	0.03

Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8						
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.18. Résultats du ferrailage du voile 5 (L=2.50m)

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 et la soupente	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage10
Section (m2)	0.435	0.33	0.33375	0.3375	0.34125	0.345	0.34875
M (KN.m)	1010,59	12,86	32.39	33.32	31,06	24.4	8.71
N (KN)	1785,32	1102,79	939,78	790,37	611,02	395,51	143,1
V (KN)	311,03	193,67	115,8	87,21	66,77	46,37	40,45
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	1.025	0.841	0.497	0.370	0.280	0.192	0.166
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	22.32	13.79	11.75	9.88	7.64	4.95	1.79
AvMin/section	7.10	7.10	7.10	7.10	7.10	7.10	7.10
Av Ad/m	8HA20	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	1.28	0.79	0.47	0.35	0.26	0.18	0.16
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile 6 (L=2.00m)

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 et la soupenete	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m2)	0.335	0.255	0.25875	0.2625	0.26625	0.27	0.27375
M (KN.m)	448,72	33,56	17,67	19,95	20,04	17,71	8,78
N (KN)	1000,77	855,59	737,8	637,14	505,84	338,92	128,87
V (KN)	185,75	82,25	46,73	29,36	22,25	32,01	40.9
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.800	0.465	0.260	0.161	0.120	0.171	0.215
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	12.5	10.71	9.22	7.97	6.32	4.32	1.61
AvMin/section	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
Av Ad/m	4HA20+ 4HA16	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	1	0.44	0.24	0.15	0.11	0.16	0.20
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20 Résultats du ferrailage du voile 7 (L=1.80m)

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 et la soupente	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m2)	0.295	0.225	0.22875	0.2325	0.23625	0.24	0.24375
M (KN.m)	0	0.1	24,69	27.46	16.07	31.24	34.64
N (KN)	1704,86	1409,71	1053,57	839,85	525,7	564,26	212.23
V (KN)	137,35	96.47	48,17	34.62	35,05	53.72	46.49
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.675	0.621	0.305	0.215	0.215	0.323	0.275
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	21.31	17.62	13.17	10.5	6.57	7.05	2.65
AvMin/section	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
Av Ad/m	8HA20	4HA20+ 4HA16	4HA16+ 4HA14	8HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	0.84	0.58	0.29	0.20	0.20	0.30	0.26
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21 : Résultats du ferrailage du voile 8 (L=1.80m)

Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 et la soupente	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m2)	0.295	0.225	0.22875	0.2325	0.23625	0.24	0.24375
M (KN.m)	423,6	6.02	21,96	20.94	18,9	15.88	26.17
N (KN)	1997,79	1506,14	1297,93	1117,07	889,08	599,22	215,56
V (KN)	148,35	83.89	33,26	21.6	14,76	13.05	29,76
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.729	0.540	0.210	0.134	0.090	0.079	0.176
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	24.98	18.83	16.22	13.96	11.11	7.49	2.69
AvMin/section	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
Av Ad/m	8HA20	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	0.91	0.51	0.20	0.13	0.08	0.07	0.17
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22. Résultats du ferrailage du voile 9 (L=1.90)

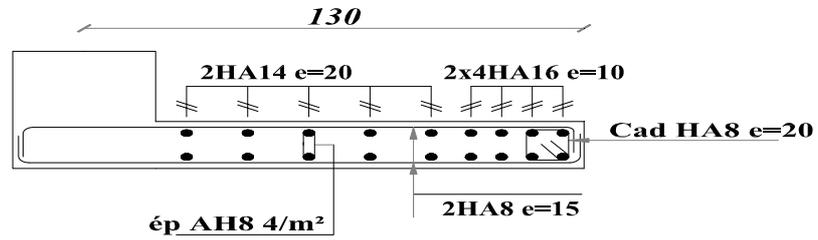
Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 et la soupenle	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m2)	0.315	0.24	0.24375	0.2475	0.25125	0.255	0.25875
M (KN.m)	487,46	16,06	3,67	2.36	1,57	1.32	4.25
N (KN)	1703,57	1358,5	1181,39	1027,82	829,13	569,92	231,86
V (KN)	150,24	104.3	58,02	32.11	20,4	33.8	35.3
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.690	0.628	0.344	0.187	0.117	0.191	0.197
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	21.29	16.98	14.76	12.84	10.36	7.12	2.89
AvMin/section	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
Av Ad/m	8HA20	4HA20+ 4HA16	8HA16	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	0.86	0.59	0.32	0.18	0.11	0.18	0.18
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Résultats du ferrailage du voile 10 (L=1.95)

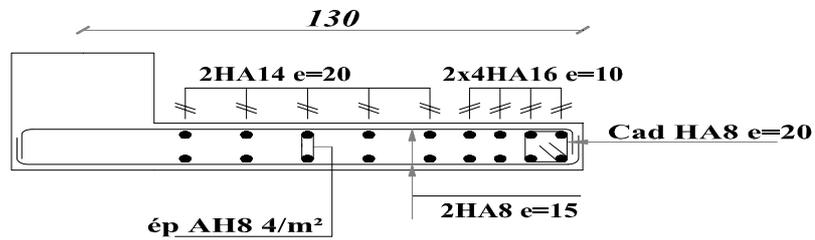
Niveau	S-sol et RDC	Etage 1 et la soupente	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (m2)	0.325	0.2475	0.25125	0.255	0.25875	0.2625	0.26625
M (KN.m)	213,69	22.51	1,88	5.89	6,57	5.51	1.29
N (KN)	2228,45	1749,44	1509,45	1308,88	1057,75	734,54	311,38
V (KN)	198,37	39.38	100,17	68.14	57,71	38.92	43.81
Section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ (MPA)	0.882	0.230	0.575	0.385	0.322	0.214	0.237
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
Av/face	27.86	21.87	18.86	16.36	13.22	9.18	3.89
AvMin/section	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
Av Ad/m	4HA25+ 4HA20	8HA20	4HA20+ 4HA16	4HA20+ 4HA16	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
Ahcal	1.1	0.22	0.54	0.36	0.30	0.20	0.22
Ahmin	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ahado	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

## Voile V1 & V2

R D C , S - s o l

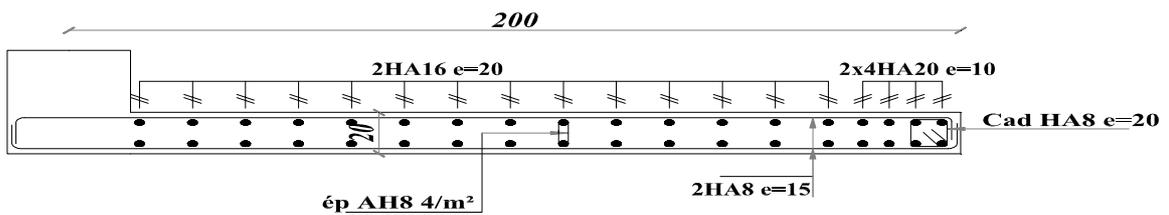


Sou pente et E tage courants

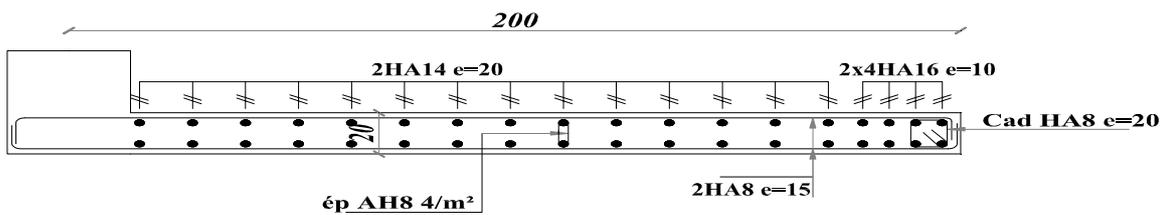


## Voile V3 & V6

R D C , S - s o l



Sou pente et E tage courants





### VI.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI.2 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'économie et la facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à  $\sigma = 2.00 \text{ bars}$ .

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8\times G\pm E$$

### VI.3 Etude des fondations :

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement des semelles isolées et filantes. Donc on opte alors pour un radier

#### VI.3.1 Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

##### VI.3.1.1 Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition de coffrage :

$h_i$ : hauteur des nervures.

$h_r$ : hauteur de la dalle.

$L_{max}$ : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.00m$ )

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25\text{cm.} \quad \text{on opte } h_r = 40\text{cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm.} \quad \text{on opte } h_t = 65\text{cm.}$$

Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{Kb}}$$

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 réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$ .

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 72.64 \text{ cm}$$

Donc :  $h = 80 \text{ cm}$ .

La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Calcul du Poids :

$N_{ser} = 50220.19 \text{KN}$  (Poids total transmis par la superstructure).

$S_{bat} = 347.6 \text{ m}^2$  (Surface du bâtiment)

$P_{rad} = 0.4 \times 347.6 \times 25 = 3476 \text{KN}$  (Poids du radier)

$L = 251.1 \text{ m}$  (Longueur total des nervures)

$P_{ner} = 0.65 \times 0.8 \times 251.10 \times 25 = 3264.3 \text{ KN}$  (Poids des nervures)

$N_{ser} = 50220.19 + 3476 + 3264.3 = 56960.49 \text{ KN}$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{56960.49}{200} = 284.80 \text{ m}^2$$

$S_{rad} < S_{bat}$  On n'a pas besoin de débord Donc on prend  $S_{rad} = S_{bat} = 347.6 m^2$

Condition de cisaillement :

$$\tau = \frac{Vd}{bxd} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (I)$$

$$V_d = \frac{Nd \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

Nd: effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{56721.09 \times 5.72}{2 \times 347.6} = 433.06 KN$$

$$\text{De (I) } d \geq \frac{Vd \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.492 m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 80$  cm pour les nervures du radier.
- $h_r = 40$  cm pour la dalle du radier.

La surface du radier  $S_{rad} = S_{bat} = 347.6 m^2$

**VI.3.1.2 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 :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (A.5.2,42).$$

Nd: effort normal de calcul.

$h_i$ : 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 (65×65) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.8 = 1.45 \\ B = b + h = 0.65 + 0.8 = 1.45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (1.45 + 1.45) = 5.8m.$$

$$\Rightarrow N_d = 2.30488 MN < 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.48 MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

$N$ : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_Y, M_X$  : Moments sismique à la base.

$$M_X = 26207.25KN.m, M_Y = 61274.47KN.m.$$

$$N = 56960.49KN.$$

D'après le programme **GEOSEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 7231.23 m^4 \text{ et } X_G = 11 m.$$

$$I_Y = 14014.86 m^4 \text{ et } Y_G = 7.9m.$$

$$\sigma_1 = \frac{56.96049}{347.6} + \frac{61.27447 * 11}{14014.86} = 0.211MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{56.96049}{347.6} - \frac{61.27447 * 11}{14014.86} = 0.115MPa$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.211 + 0.115}{4} = 0.187MPa < 0.2MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_X \cdot Y_G}{I_X}$$

$$\sigma_1 = \frac{56.96049}{347.6} + \frac{26.20725 \times 7.9}{7231.23} = 0.192MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{56.96049}{347.6} - \frac{26.20725 \times 7.9}{7231.23} = 0.135MPa$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.192 + 0.135}{4} = 0.177MPa < 0.2MPa.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.15$  (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 347.6 \text{ m}$  (surface du radier).

$H = 2.72 \text{ m}$  (hauteurs de la partie encrée du bâtiment).

$N = 56960.49 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 2.72 \times 347.6 = 10872.92 \text{ KN}$  ..... Condition Vérifiée.

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99/2003. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{sens } x_x : e = \frac{26207.25}{56960.49} = 0.46 \text{ m} < \frac{15.8}{4} = 3.95 \text{ m}$$

$$\text{sens } y_y : e = \frac{61274.47}{56960.49} = 1.07 \text{ m} < \frac{22}{4} = 5.5 \text{ m}$$

### VI.3.1.3 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{4.7} = 0.91 > 0.4 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} ; \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec :  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure y es compris l'infrastructure.

$$Q_u = \frac{68768.75}{347.6} = 197.83 \text{ KN / ml.}$$

Calcul des moments :

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0447 \times 197.83 \times 4.3^2 = 163.5 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0.8036 \times 163.5 = 131.38 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x$$

Ferraillage :

La section à ferrailer est  $1 \times 0.4 \text{ m}^2$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1. Section des armatures du radier.**

	Sens	M (KN.m/ml)	Acal (cm <sup>2</sup> /m)	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aado (cm <sup>2</sup> /m)	Choix/m	St (cm)
Travée	Lx	138.9	11.89	3.34	12.06	6HA16	15
	Ly	111.67	9.48	3.2	12.06	6HA16	15
Appuis		81.75	6.87	3.34	9.22	6HA14	15

Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$\rho_0$  : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 500} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 400} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 215 et 235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.91)}{2} \times 100 \times 40 = 3.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 3.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Espacement des armatures :

Fissuration nuisible :

$$S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

On a  $St_y = St_x = 15 \text{ cm}$ .

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 250.1 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_y = 191.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{250.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.71 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

Vérification à l'ELS :

$$N = 56960.49 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.91 \begin{cases} U_x = 0.0518 \\ U_y = 0.8646 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{56960.49}{347.6} = 163.86 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = U_x \times Q_s \times l_x^2 = 0.0518 \times 163.86 \times (4.3)^2 = 156.94 \text{ KN.m} \\ M_{0ser}^y = U_y \times M_{0ser}^x = 0.8646 \times 156.94 = 135.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) En travée :

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 0.85 \times 156.94 = 133.39 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.85 \times 135.69 = 115.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0ser}^x = -78.47 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} \leq 15 \text{ MPA}$$

Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \leq 201.63 \text{ MPA}$$

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> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	x-x	133.39	9.58	146200.49	8.74	374.77
	y-y	115.33	9.58	146200.49	7.56	300.68
Appui		-78.47	8.55	117589.23	5.7	264.73

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc ;on augmente la section du ferrailage

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.

Localisation		Choix/(m)	As(cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	St(cm)
Travée	x-x	8HA20	25.13	12.9	255662.38	6.73	172.91	15
	y-y	8HA20	25.13	12.9	255662.38	5.82	149.49	15
Appui		8HA16	16.08	10.8	183246.74	4.62	155.41	15

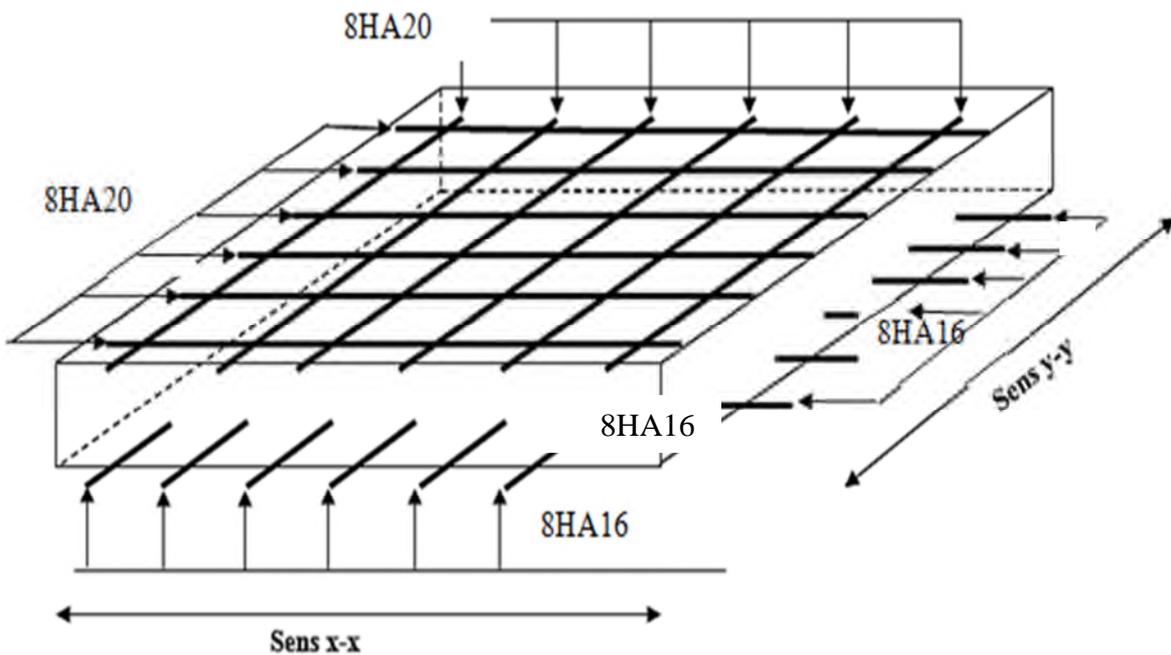


Figure VI.1. Schéma de ferrailage du radier.

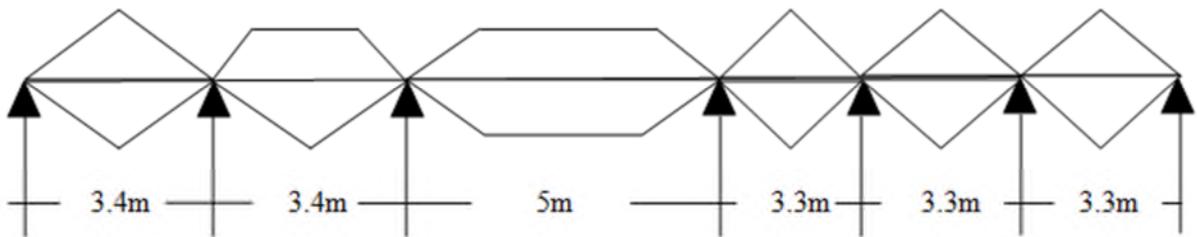
**VI.3.2 Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

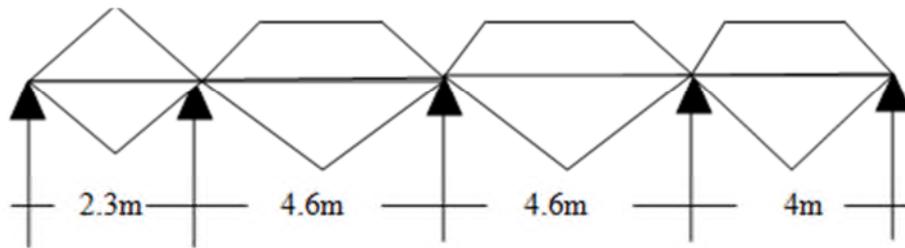
- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$

$Q_u = 130.24 \text{ KN / ml. Et } Q_s = 112.03 \text{ KN / m}^2$



Sens Y-Y



Sens X-X

**VI.3.2.1 Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

Moments aux appuis :

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

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = -0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moments en travée :

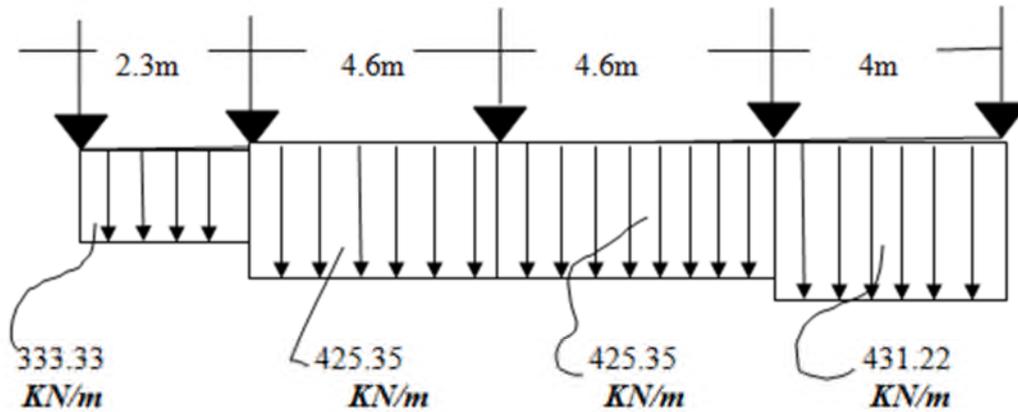
$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

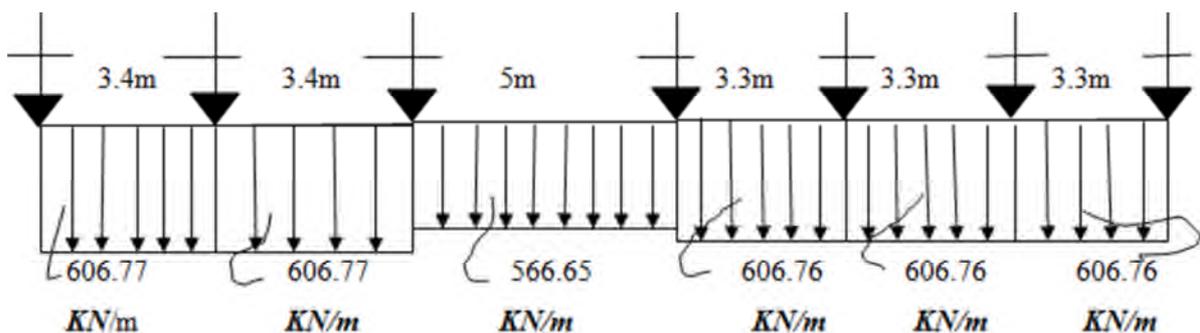
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

➤ Les schémas équivalents :



Sens X-X



Sens Y-Y

On a :  $Q_u = 197.83 \text{ KN / ml}$ .

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y)

Travée	L (m)	l' (m)	Pm (KN/ m)	Ma (KN.m)		X (m)	Mt (KN.m)
				Mg	Md		
A-B	3.4	3.4	606.77	0	-693.174	1.36	564.44
B-C	3.4	2.72	606.77	-693.174	-848.66	1.62	107.58
C-D	5	4	566.65	-848.66	-840.35	2.5	926.27
D-E	3.3	2.64	606.76	-840.35	-497.51	1.82	165.91
E-F	3.3	2.64	606.76	-497.51	-497.51	1.65	328.44
F-G	3.3	2.64	606.76	-497.51	0	1.89	595.92

**Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..5. Sollicitations maximales (sens Y-Y)**

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	926.27	-848.66
Effort tranchant (KN)	1068.26	

**Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens X-X)**

Travée	L (m)	l' (m)	Pm (KN/ m)	Ma (KN.m)		X (m)	Mt (KN.m)
				Mg	Md		
A-B	2.3	2.3	333.33	0	-496.82	0.5	41.99
B-C	4.6	3.68	425.35	-496.82	-677.67	2.2	539.62
C-D	4.6	3.68	425.35	-677.67	-747.48	2.26	412.74
D-E	4	4	431.22	-747.48	0	2.43	529.18

**Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens X-X)**

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	539.62	-747.48
Effort tranchant (KN)	776.5	

**VI.3.2.2 Ferrailage :**

$h_t = 0.8 \text{ m}, h_r = 0.4 \text{ m}, b_0 = 0.65 \text{ m } d=0.75$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.7}{10}; \frac{4.3}{2})$

$b_1 \leq \min(47; 21.5)$

Soit :  $b_1 = 20 \text{ cm}$

Donc  $b = b_0 \times 2 + b_1 = 150 \text{ cm}$

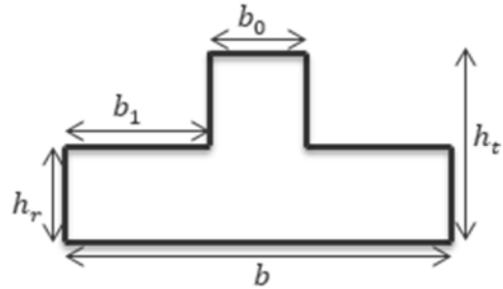


Figure VI.2. Section de la nervure à ferrailer.

Tableau VI.8. Tableau De ferrailage

des nervures

Localisation		M (KN.m)	Acal (cm 2/ml)	Amin(cm 2/ml)	Choix (cm2 / ml)	Aado (cm2 / ml)
Sens X-X	Travée	539.62	21.6	15.39	5HA20+5HA16	25.76
	Appui	-747.48	21.83	15.39	5HA20+5HA16	25.76
Sens Y-Y	Travée	926.27	47.74	15.39	10HA25	49.09
	Appui	-848.66	24.39	15.39	5HA20+5HA16	25.76

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right] = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

➤ Vérification des contraintes :

On a :  $Q_s = 163.86 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment(KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Sens X-X	Travée	449.97	4.11	221.58
	Appui	-619.09	5.65	304.86
Sens	Travée	767.32	5.45	203.34

Y-Y	Appui	-702.91	6.42	346.14
-----	-------	---------	------	--------

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on va augmenter la section de ferrailage.

**Tableau VI.10. Ferrailage et vérification des nervures.**

Localisation		Choix / m	Aado (cm <sup>2</sup> /ml)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Sens	Travée	12HA20	37.70	3.53	153.56
X-X	Appui	6HA25+6HA20	48.3	4.42	166.62
Sens	Travée	12HA25	58.91	5.1	170.85
Y-Y	Appui	6HA25+6HA20	48.3	5.02	189.18

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] \leq 25 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

Espacements des aciers transversaux :

$$A_t = 6 \text{ HA10} = 4.71 \text{ cm}^2.$$

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 78.5\text{cm}.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = 110.41\text{cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

Les armatures de peau : RPA (Article 7.7.3.3.c)

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.2\%(0.65 \times 0.80) = 10.4\text{cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA20} = 12.56 \text{ cm}^2$

- Schémas de ferrailages :

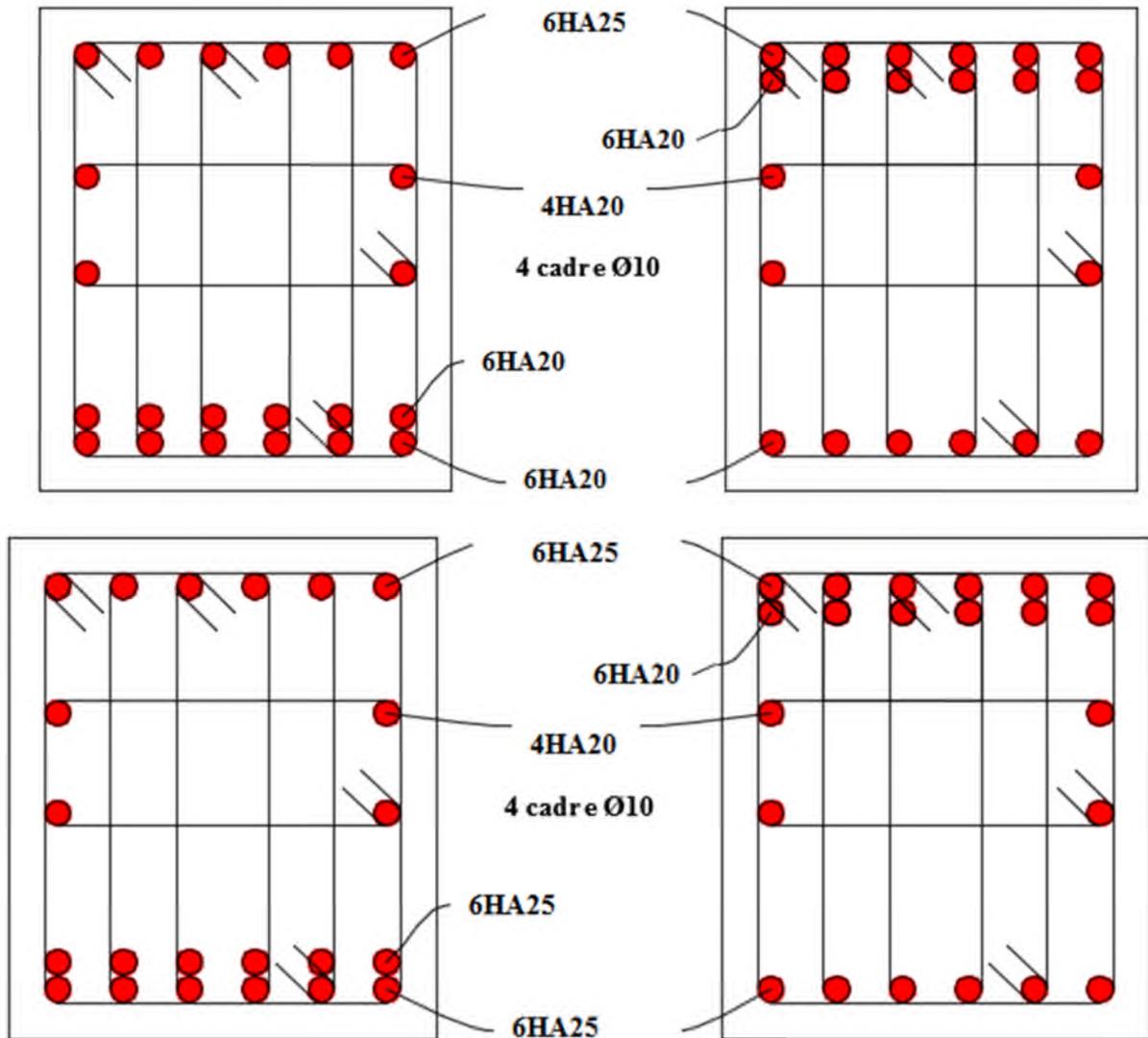


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des nervures.

## VI.4 Voile périphérique :

### VI.4.1 Introduction :

Selon leRPA99/version 2003 Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Une épaisseur minimale de 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

**VI.4.2 Dimensionnement des voiles périphériques :**

**VI.4.3 Caractéristiques du sol :**

Poids spécifique :  $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$ .

Angle de frottement :  $\phi = 39^\circ$

La cohésion :  $C=1.45\text{bars}$

$L_x=2.72\text{m}$

$L_y=5.00\text{m}$

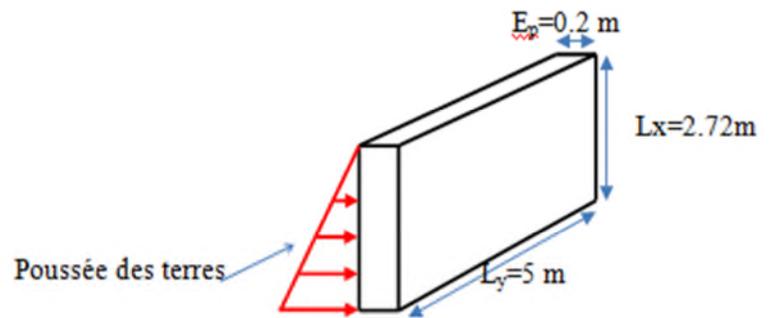


Figure VI.5. Dimensionnement du voile.

**VI.4.4 Evaluation des charges et surcharges:**

Le voile périphérique et soumis à :

➤ Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = 21 \times 2.72 \times \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{39}{2} \right) - 2 \times 1.45 \times \tan \left( \frac{180}{4} - \frac{39}{2} \right)$$

$$G = 11.61 \text{ KN/m}^2$$

➤ La surcharge accidentelle:

On a :  $q= 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{39}{2} \right)$$

$$Q = 2.27 \text{ KN/m}^2$$

### VI.4.5 Ferrailage du voile périphérique:

#### VI.4.5.1 Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A l'ELU :

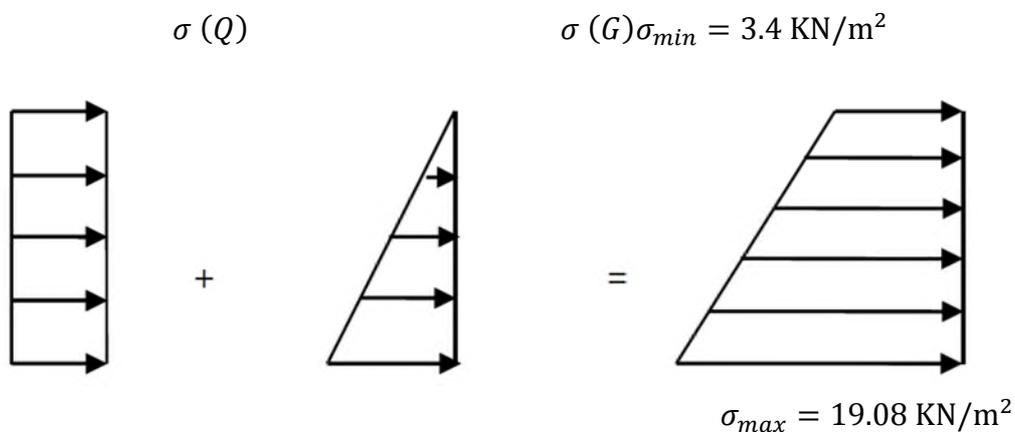


Figure VI.6. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 3.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 19.08 \text{ KN/m}^2$$

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$q_u = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 15.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} l_x = 2.72\text{m} \\ l_y = 5.00\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Tableau VI.11. Les sollicitations dans le voile périphérique.

	$\mu$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
Sens x-x	0.0908	10.18	8.65	-5.09
Sens y-y	0.2500	2.54	2.16	-1.27

Le ferrailage se fait pour une section de (b x e).

Les résultats de calcul sont regroupée dans le tableau ci-après sachant que :

$$A_{\min}=0.1\% \times b \times h \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

**Tableau VI.12. Ferrailage du voile périphérique.**

Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal(cm2)	Amin(cm2)	Aadopté(cm2)
Travée x-x	8.65	0.021	0.026	0.168	1.48	2	5HA10=3.93
Travée y-y	2.16	0.005	0.006	0.169	0.37	2	5HA10=3.93
Appui	5.09	0.012	0.015	0.168	0.86	2	5HA10=3.93

**VI.4.5.2 L'espacement:**

$$S_t \leq \min (2 \times h, 25\text{cm})$$

Travée:  $S_t=20\text{cm}$ .

Appui :  $S_t=20\text{cm}$ .

**VI.4.5.3 Vérification:**

➤ A l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 18.95 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 3.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.111 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

➤ A l'ELS :

$$\sigma_{\min} = Q = 2.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 13.88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 10.97 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau VI.13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.**

	$\mu$	$M_0(\text{cm}^2)$	$M_t(\text{cm}^2)$	$M_a(\text{cm}^2)$
--	-------	--------------------	--------------------	--------------------

Sens x-x	0.0948	7.69	6.53	-3.84
Sens y-y	0.4050	3.11	2.64	-1.55

- Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\tau f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.14. Vérification de limite de compression dans le béton.**

		Mser(KN.m)	I (cm4)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	x-x	6.53	12093	3.92	2.12	106.05
	y-y	2.64	12093	3.92	0.85	42.95
Appui		3.84	12093	3.92	1.24	62.38

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage :

**Figure VI.6 : schéma de ferrailage radier.**



**Figure VI.6 Schema de ferrailage radier.**

I.1 INTRODUCTION.....	1
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	1
I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	1
I.3 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES.....	2
I.4 LES ETATS LIMITES.....	2
I.5 HYPOTHESES DE CALCUL .....	3
I.5.2 E.L.S :.....	3
I.6 LES ACTIONS .....	4
I.7 LES MATERIAUX.....	6
I.8 CONCLUSION .....	11
II.1. Introduction.....	12
II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux .....	12
II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	28
II.4 Conclusion .....	40
III.1 Introduction : .....	41
III.2 Etude des planchers : .....	41
III.3 Etudes des dalles pleines .....	66
III.4 Etude de l'ascenseur: .....	74
III.5 Etude de l'acrotère:.....	83
III.6 Escalier à deux volées : .....	88
III.7 Etude de la poutre palière :.....	91
IV.1. Introduction : .....	96
IV.2. Objectifs et exigences :.....	96
IV.3. Méthodes de calcul :.....	96
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :.....	100
IV.5 Modalisation et résultats :.....	101

IV.6. Conclusion :.....	110
V.1 Etude des poteaux :.....	112
V.2 Etude des poutres :.....	121
V.3 Étude des voiles :.....	132
VI.1 Introduction :.....	146

## **LA BIBLIOGRAPHIE :**

- ~ Le CBA93 (Code De Béton Armé). [1]
- ~ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- ~ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- ~ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [4]
- ~ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]
- ~ Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil [6]
- ~ Anciens mémoires de fin d'étude. [7]

# 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

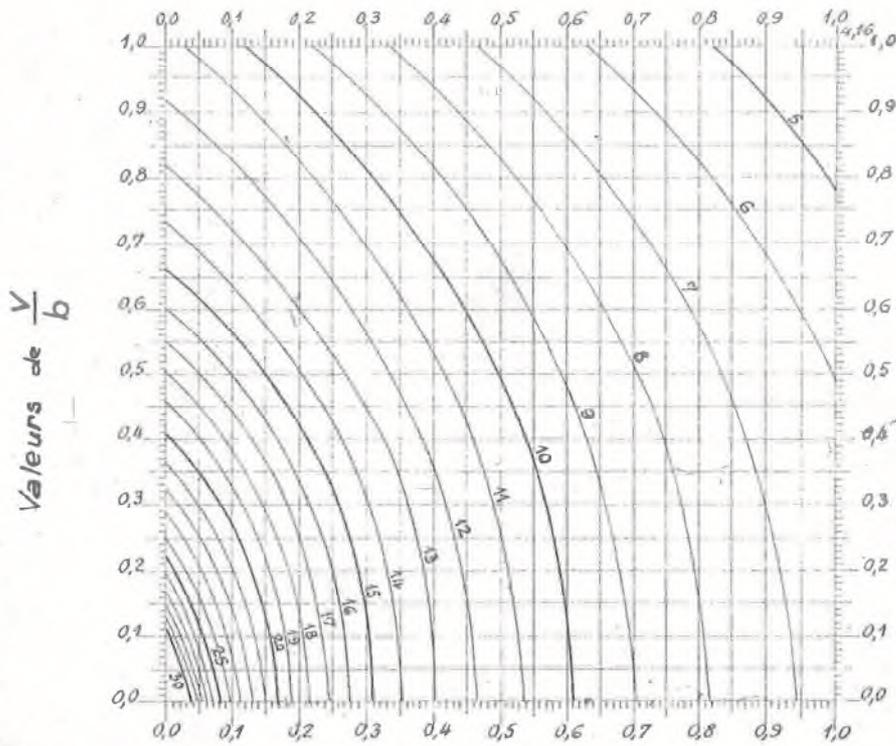
### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{v}{l}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{v}{l}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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

Cas de  $\rho = 0,9$

$M_1 \times 10^2$

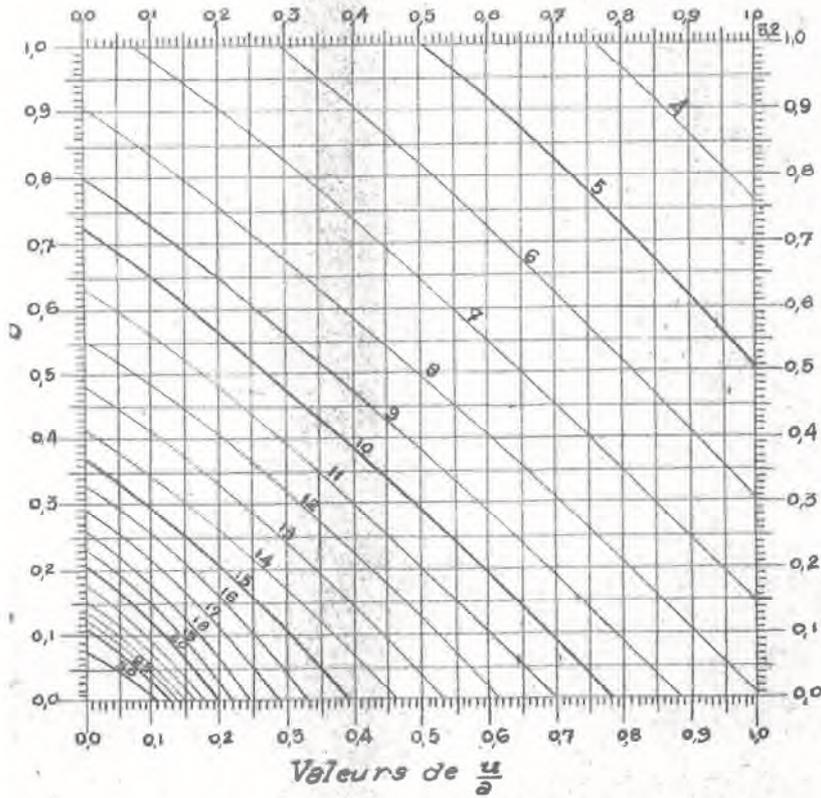


Valeurs de  $D/c$

# Annexe IV

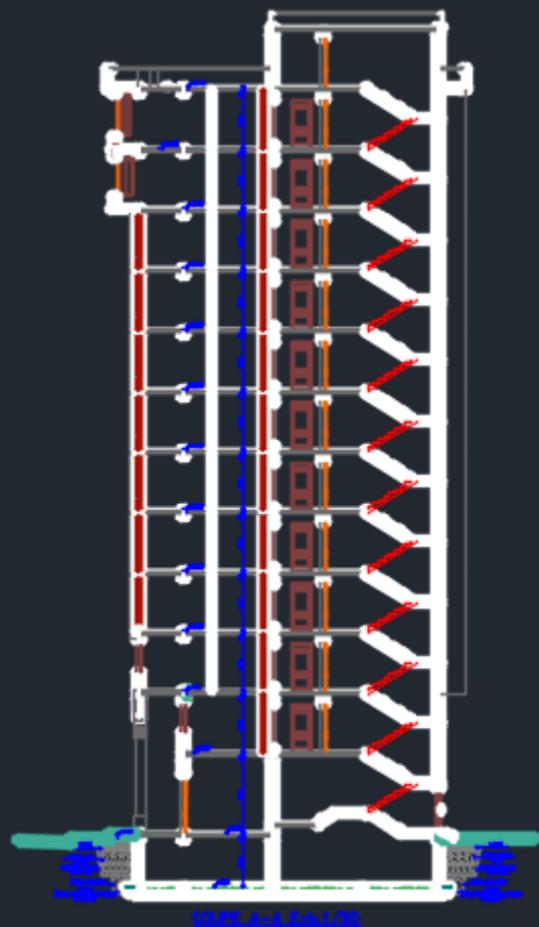
Cas de  $\rho = 0,9$

Valeurs de  $M_2 \times 10^2$

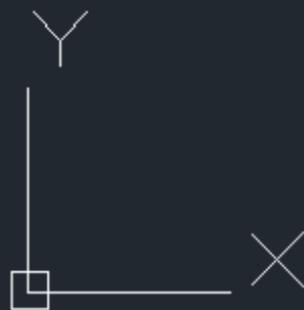




# **PLAN DE LA STRUCTURE**



02.PC\_A-A\_Exp.1.096





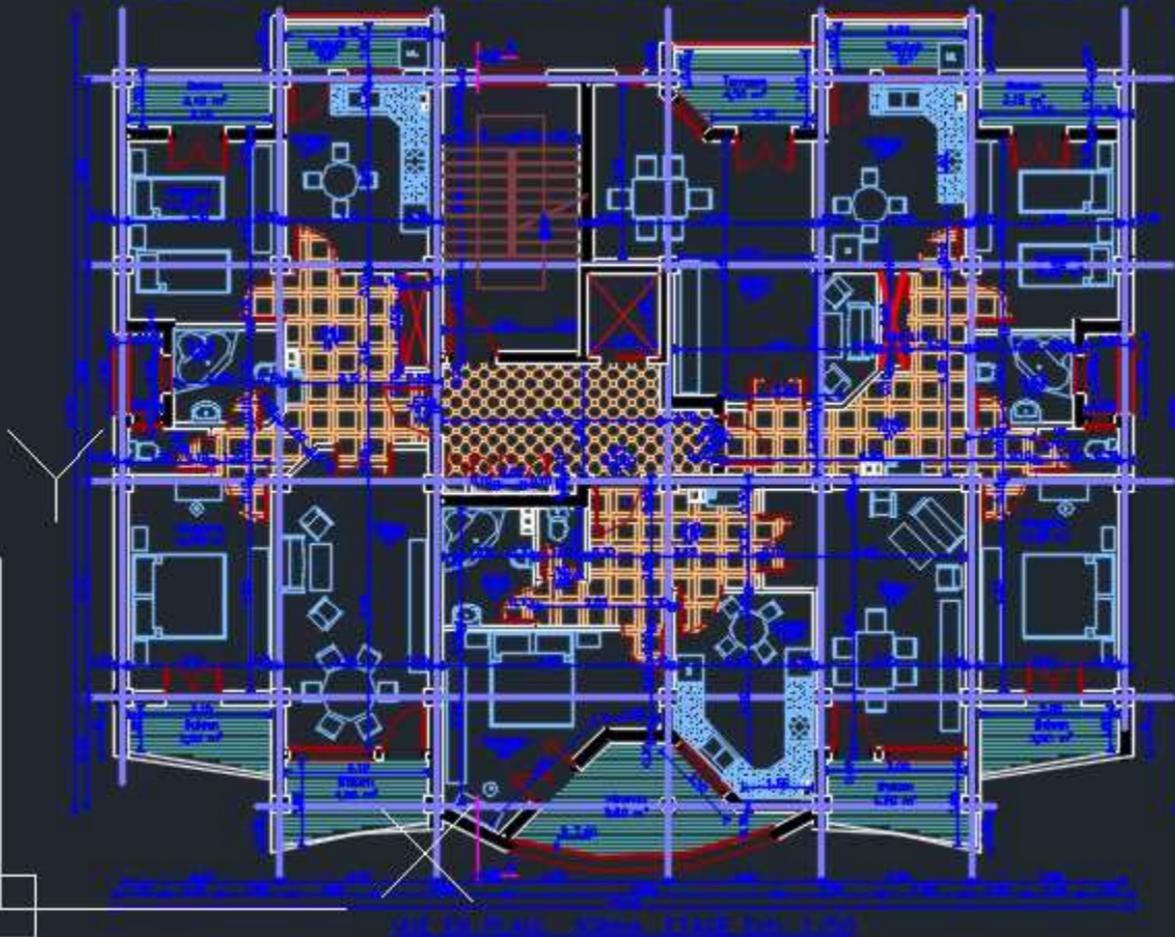
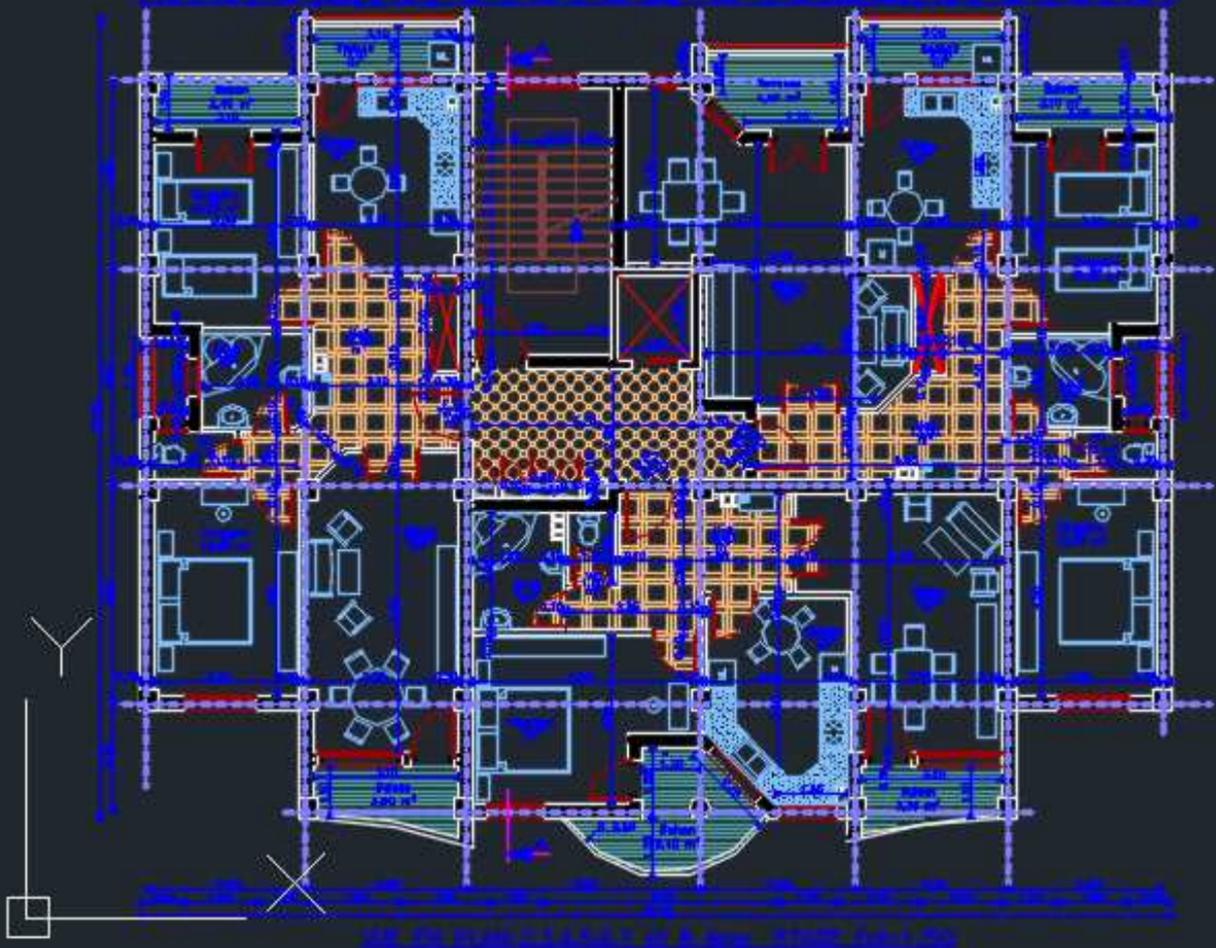
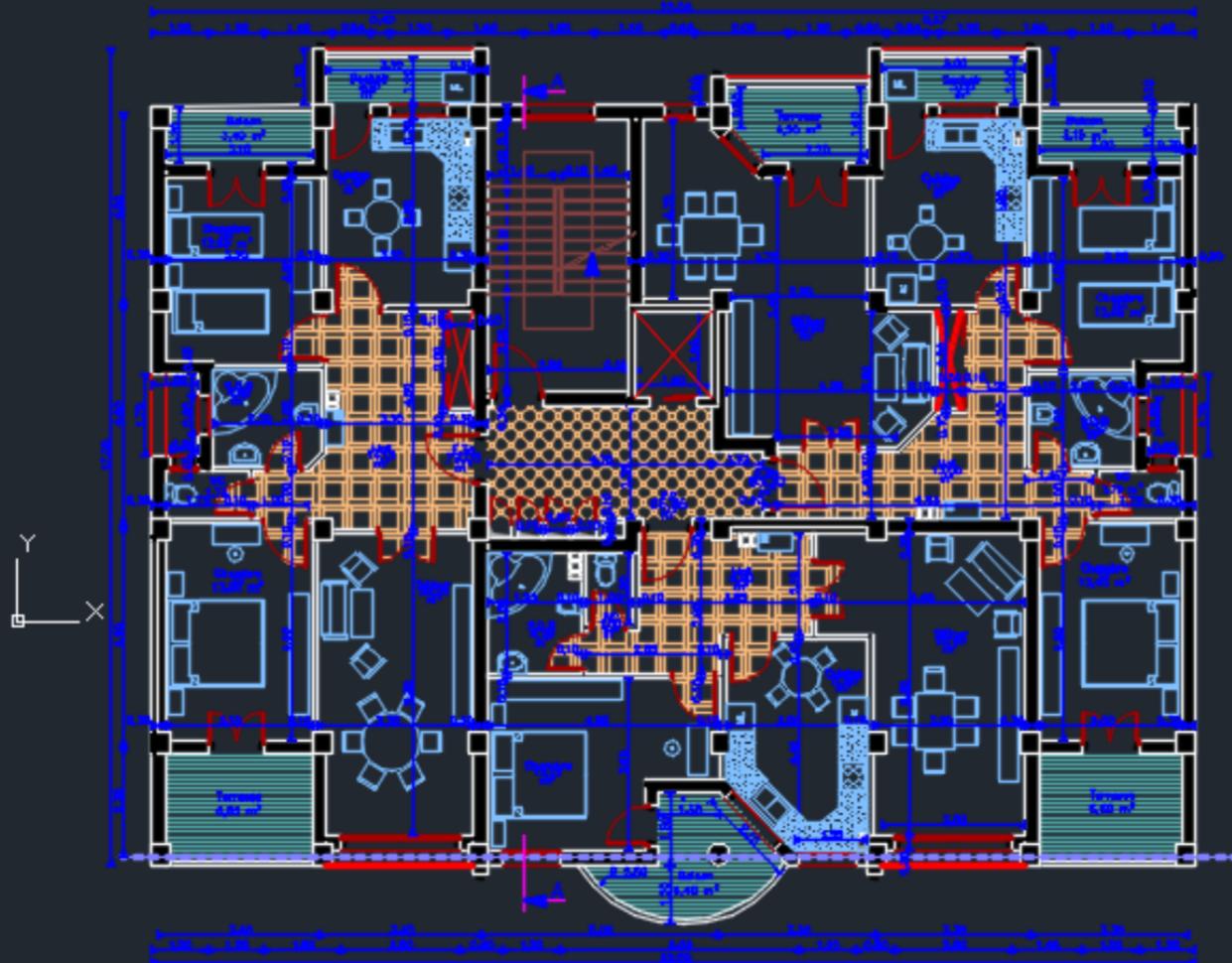


Figure 1: Architectural floor plan of a building showing a grid system and various rooms.





VUE EN PLAN: 1er ETAGE Ech: 1/50