

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique  
Université A.MIRA-BEJAIA  
Faculté de technologie  
Département de génie civil



## Mémoire de Fin d'étude

En vue d'obtention du Diplôme Master II en génie civil option matériaux et structure

### Thème

Etude D'un bâtiment (R+8+Sous sol) à usage  
d'habitation, service et commerciale contreventé  
par un système mixte (voile-portique)

Réalisé par:

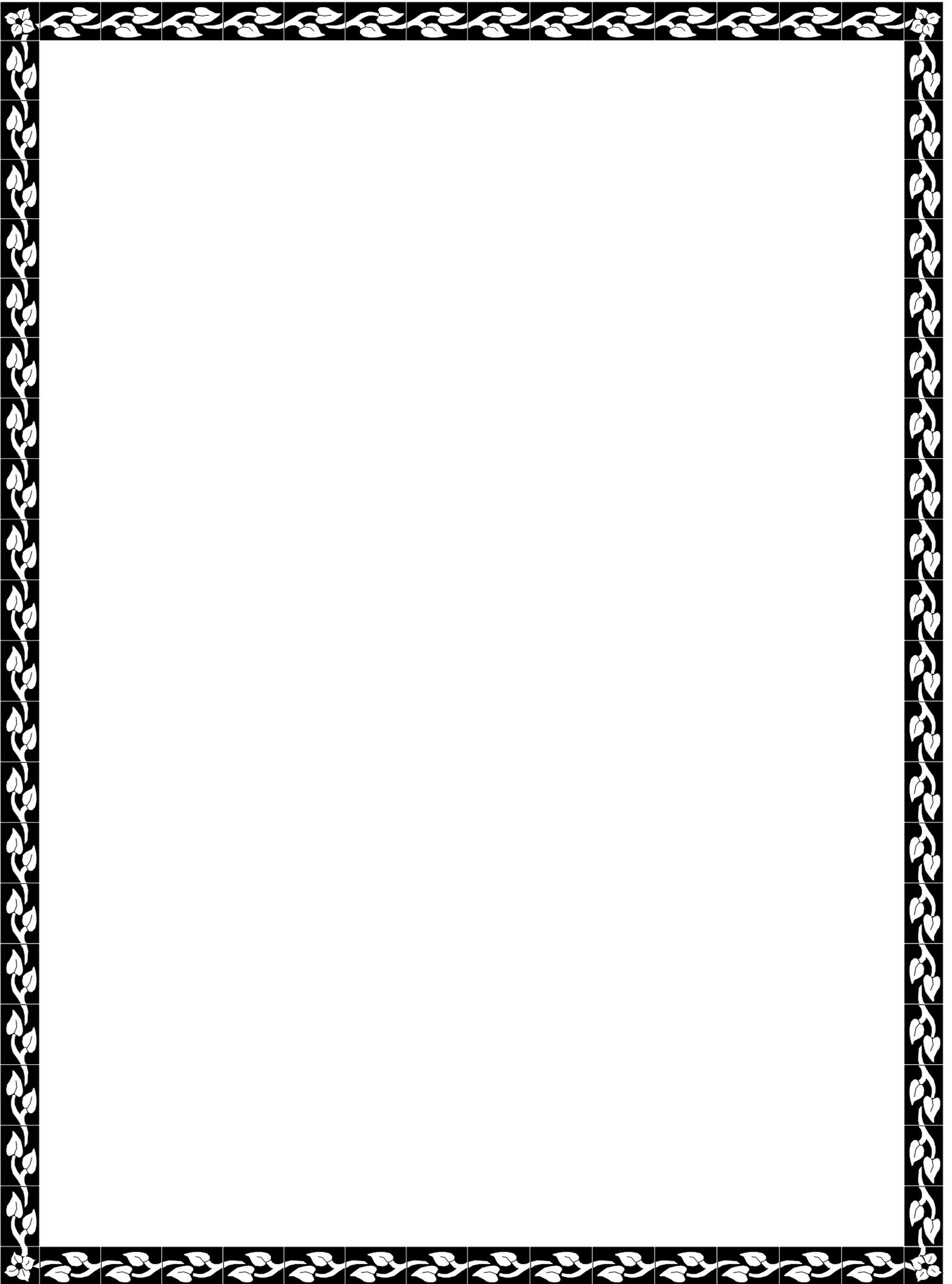
M<sup>elle</sup> MANSOURI SAMIA

M<sup>elle</sup> DRAOUI SAMIHA

Encadré par :

M<sup>eme</sup> OURABAH

Année : 2014-2015



# *Remerciements*

*Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur madame OURABAH, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nous a transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de Béton Armé.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants*

*Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement,*



# Dédicaces

*A l'aide de DIEU, le tout puissant, ce travail est achevé ;  
Je le dédie à toutes les personnes qui me sont chères ;*

*Au deux être les plus chers au monde qu'ont donné sens à mon existence,  
en m'offrant une éducation digne de confiance et qui m'ont soutenu  
nuit et jours et durant tout mon parcours.*

- + vous mes très chers parents, je vous dis merci .*
- + A mes chères frères : halim, idir, anis, samir qui je les aime énormiment .*
- + A ma chère sœur dodo a qui je souhaite toute la reussite .*
- + A la mémoire de ma chère sœur fosia que dieu la bénisse dans son vaste paradis*
- + A mon oncle abdellah et sa famille.*
- + A la fiancée de mon frère Rahima et sa famille.*
- + A mes tantes Aicha , Rahima, samira ainsi que leurs maries.*
- + A khali mostapha et abdesalam et ces familles .*
- + A mon binome , sœur et meilleure amie samo et a toute sa familles.*
- + A mes adorables amies sœur : asma, anissa, waso, akla, sana , hanane, chafika, linda , nadjwa qui n'ont jamais cessé de m'encourager.*
- + A tout mes enseignants depuis le prémaire jusqu'a mon cursus universitaire.*
  - + A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à la réalisation de ce travail.*
  - + A toutes la promotion GC 2014/2015.*



**SAMIHA**





# *D*edicaces

*A l'aide de DIEU, le tout puissant, ce travail est achevé ;  
Je le dédie à toutes les personnes qui me sont chères ;*

*Au deux être les plus chers au monde qu'ont donné sens à mon existence,  
en m'offrant une éducation digne de confiance et qui m'ont soutenu  
nuit et jours et durant tout mon parcours.*

- + vous mes très chers parents, je vous dis merci .*
- + A mes chères frères est ces femme qui je les aime énormément .*
- + A mes chères sœur a qui je les souhaite toute la reussite .*
- + A mèn marie walid et sa famille .*
- + A mon oncle et sa famille.*
- + A ma tantes yamina et sa famille .*
- + A khalis et ces familles .*
- + A mon binome , sœur et meilleure amie miha et a toute sa familles.*
- + A mes adorables amies sœur son exception.*
- + A tout mes enseignants depuis le prémaire jusqu'a mon cursus universitaire.*
  - + A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à la réalisation de ce travail.*
  - + A toutes la promotion GC 2014/2015.*



**SAMIA**





## Liste des figures

### Chapitre I

### Chapitre II

<b>Fig II. 1:</b> Coupe de voile en élévation .....	(8)
<b>Fig. II.2.</b> Coupe transversale sur un plancher à corps creux. ....	(9)
<b>Fig. II.3 :</b> la disposition des poutrelles.....	(10)
<b>Fig. II.4.</b> Coupe transversale d'une poutrelle. ....	(11)
<b>Figure II.5</b> ascenseur.....	(13)
<b>Fig. II.6.</b> Coupe verticale de l'escalier. ....	(14)
<b>Figure. II.7</b> coupe de l'acrotère.....	(20)
<b>Figure. II.8:</b> descente de charges.....	(23)
<b>Fig. II.9.</b> Section brute ( $B_r$ ). ....	(24)
<b>FIG II.10.</b> Les surfaces afférentes de $P_1$ .....	(31)

### Chapitre III

<b>FIG. III.1.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	(35)
<b>FIG. III.2.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	(35)
<b>FIG. III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées. ....	(36)
<b>FIG. III.4.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	(36)
<b>Fig. III.5.</b> Schéma statique de la poutrelle type 1 .....	(39)
<b>FIG. III.6.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression. ....	(66)
<b>Figure III .7.</b> Schéma de ferrailage du balcon type N°1.....	(70)
<b>Fig. III.8.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 2. ....	(75)
<b>Fig. III.9.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.....	(77)
<b>Fig. III.10.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 4. ....	(78)
<b>Fig. III.11.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier a deux volées.....	(87)
<b>Fig. III.12.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier a une seule volée.....	(88)
<b>Figure III.13 :</b> Section considérée dans le calcul de torsion.....	(90)
<b>Figure III.14:</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	(93)

<b>Fig. III.15.</b> Cage d'ascenseur. ....	(94)
<b>Figure III.16 :</b> la surface d'impact. ....	(94)
<b>Figure III.17:</b> Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne. ....	(94)
<b>Fig. III.18 .</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	(98)
<b>Fig. III.19 .</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur. ....	(101)
<b>Figure III.20 .</b> Acrotère.....	(102)
<b>Figure III.21.</b> Les Sollicitations sur l'acrotère.....	(103)
<b>Figure III.22 .</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	(107)
 <b>Chapitre IV</b>	
<b>Figure IV.1 :</b> Spectre de réponse de la structure.....	(112)
<b>Fig. IV.2.</b> La 1 <sup>ère</sup> disposition des voiles.....	(114)
<b>Fig. IV.3.</b> La 2 <sup>ème</sup> disposition des voiles.....	(115)
<b>Fig. IV.4.</b> premier mode de déformation (translation suivant x)(T=0.69364 sec) .....	(116)
<b>Fig. IV.5.</b> deuxième mode de déformation (translation suivant Y)(T=0.58556sec) .....	(117)
<b>Fig. IV.6.</b> troisième mode de déformation (torsion)(T=0.54151 sec) .....	(117)
 <b>Chapitre V</b>	
<b>Fig. V.1 :</b> Dispositions constructives des portiques.....	(129)
<b>Fig. V.2:</b> Zone nodale.....	(145)
<b>Fig. V.3 :</b> Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ ) .....	(152)
 <b>Chapitre VI</b>	
<b>Figure VI.1.</b> semelle isolée.....	(154)
<b>Figure VI. 2 :</b> Semelle filante.....	(154)
<b>Figure VI. 3 :</b> Présentation de zone d'impacte de la charge compactée.....	(156)
<b>Fig. VI.4 :</b> Schéma de ferrailage de radier.....	(162)
<b>Fig. VI.5 :</b> Section à ferrailer.....	(165)
<b>Fig. VI.6.</b> schéma de ferrailage de radier.....	(171)

## Liste des tableaux

### Chapitre I

### Chapitre II

**Tableau II.1:** Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment.....(17)

**Tableau II.2 :** Evaluation des charges d'exploitations des différents éléments.....(17)

**Tableau II.3 :** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.....(18)

**Tableau II.4 :** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.....(19)

**Tableau II. 5:** Evaluation des charges de l'acrotère.....(20)

**Tableau II.6:** Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.....(21)

**Tableau II.7:** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers..... (21)

**Tableau II.8:** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 2.....(22)

**Tableau II.9:** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 3.....(22)

**Tableau II.10:**La loi de dégression pour le poteau  $P_1$  .....(26)

**Tableau II.11:**Evaluation des charges « G » pour le poteau  $P_1$  .....(26)

**Tableau II.12:** L'effort normal ultime «  $N_u$  » dans chaque niveau.....(29)

**Tableau II.13.**Vérification de la résistance (compression simple) .....(30)

**Tableau II.13:**Vérification au flambement .....(32)

**Tableau II.14:**Pré vérification de l'effort normal réduit .....(33)

### Chapitre III

**Tableau III.1:**Combinaisons d'action.....(38)

**Tableau III.2:** Les Types de poutrelles de plancher terrasse inaccessible.....(38)

**Tableau III.3:** Les moments isostatiques en travées .....(40)

**Tableau III.4:**Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1).....(43)

**Tableau III.5:**Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1).....(43)

**Tableau III.6:**Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2).....(44)

**Tableau III.7:**Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2).....(44)

**Tableau III.8:**Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 3).....(44)

**Tableau III.9:**Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 3).....(45)

<b>Tableau III.10:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 4) .....	(45)
<b>Tableau III.11:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 4).....	(45)
<b>Tableau III.12:</b> Les Types de poutrelles d'étage courant .....	(45)
<b>Tableau III.13:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1) .....	(46)
<b>Tableau III.14:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1) .....	(46)
<b>Tableau III.15:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2) .....	(47)
<b>Tableau III.16:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2) .....	(47)
<b>Tableau III.17:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3) .....	(47)
<b>Tableau III.18:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3) .....	(47)
<b>Tableau III.19:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 4) .....	(48)
<b>Tableau III.20:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 4) .....	(48)
<b>Tableau III.21:</b> Les Types des poutrelles d'étage service 2.....	(48)
<b>Tableau III.22:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service2 (type 1) .....	(49)
<b>Tableau III.23:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service2 (type 1) .....	(49)
<b>Tableau III.24:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service 2(type 2) .....	(49)
<b>Tableau III.25:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service 2 (type 2) .....	(50)
<b>Tableau III.26:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service2 (type 3) .....	(50)
<b>Tableau III.27:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service2 (type 3) .....	(50)
<b>Tableau III.28:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service2 (type 4) .....	(50)
<b>Tableau III.29:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service2 (type 4) .....	(51)
<b>Tableau III.30:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service 2(type 5) .....	(51)
<b>Tableau III.31:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service2 (type 5) .....	(51)
<b>Tableau III.32:</b> Les Types de poutrelles de plancher RDC (commerce) .....	(51)
<b>Tableau III.33:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (commerce) (Type 1)....	(52)
<b>Tableau III.34:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (commerce) (type 1) .....	(52)
<b>Tableau III.35:</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (commerce) (type 2) ....	(52)
<b>Tableau III.36:</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (commerce) (type 2) .....	(52)
<b>Tableau III.37:</b> Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant .....	(62)
<b>Tableau III.38:</b> Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible .....	(63)

<b>Tableau III.39:</b> Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible .....	(63)
<b>Tableau III.40:</b> Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher d'étage service.....	(63)
<b>Tableau III.41:</b> Evaluation de la flèche dans le plancher d'étage service.....	(63)
<b>Tableau III.42:</b> Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher d'étage commerce.....	(64)
<b>Tableau III.43:</b> Evaluation de la flèche dans le plancher d'étage commerce.....	(64)
<b>Tableau III.44:</b> Le ferrailage des différentes poutrelles .....	(64)
<b>Tableau III.45:</b> Schémas de ferrailage des différentes poutrelles .....	(65)
<b>Tableau III.46:</b> Résultats de ferrailage du 1 <sup>er</sup> type de dalle.....	(67)
<b>Tableau III.47:</b> Résultats de ferrailage du 2 <sup>eme</sup> type de dalle .....	(71)
<b>Tableau III.48:</b> Résultats de ferrailage du 3 <sup>eme</sup> type de dalle .....	(75)
<b>Tableau III.49:</b> Résultats de ferrailage du 4 <sup>eme</sup> type de dalle .....	(78)
<b>Tableau III.50:</b> vérification des contraintes en travée (type4) ( $//L_x$ et $//L_y$ ) .....	(78)
<b>Tableau III.51:</b> Evaluation de la flèche dans la dalle pleine type 4 .....	(78)
<b>Tableau III.52:</b> Tableau de ferrailage de l'escalier à deux volées en travée et aux appui.....	(81)
<b>Tableau III.53:</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM .....	(82)
<b>Tableau III.54:</b> Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier .....	(83)
<b>Tableau III.55:</b> Tableau de ferrailage de l'escalier à une seule volée en travée et aux appuis.....	(85)
<b>Tableau III.56:</b> Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	(87)
<b>Tableau III.57:</b> Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	(87)
<b>Tableau III.58:</b> calcul des sections de Ferrailage en travée.....	(89)
<b>Tableau III.59:</b> calcul des sections de Ferrailage aux appuis.....	(89)
<b>Tableau III.60 :</b> Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.....	(91)
<b>Tableau III.61:</b> Section d'armature en travée et aux appuis.....	(91)
<b>Tableau III.62:</b> Vérification des contraintes en travée.....	(92)
<b>Tableau III.63:</b> Vérification des contraintes aux appuis.....	(92)
<b>Tableau III.64:</b> Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus) .....	(96)
<b>Tableau III.65:</b> Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur .....	(99)

<b>Tableau III.66.</b> Charges et surcharges.....	(102)
<b>Tableau III.67.</b> Différentes combinaisons à utiliser. ....	(103)

## **Chapitre IV**

<b>Tableau IV.1 :</b> Valeurs des pénalités.....	(111)
<b>Tableau IV.2 :</b> Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	(118)
<b>Tableau IV.3:</b> Interaction sous charges verticales.....	(119)
<b>Tableau IV.4 :</b> Interaction sous charges horizontales.....	(120)
<b>Tableau IV.5:</b> Vérification de l'effort tranchant à la base.....	(121)
<b>Tableau IV.6:</b> Vérification de l'effort normal réduit. ....	(122)
<b>Tableau. IV.7:</b> Vérification des déplacements relatifs (sens x-x) .....	(123)
<b>Tableau. IV.8:</b> Vérification des déplacements relatifs (sens y-y). ....	(123)
<b>Tableau. IV.9:</b> Vérification des effets P- $\Delta$ sens x-x. ....	(125)
<b>Tableau. IV.10:</b> Vérification des effets P- $\Delta$ sens y-y.....	(125)

## **Chapitre V:**

<b>Tableau V.1 :</b> Les armatures longitudinales dans les poutres.....	(130)
<b>Tableau V.2 :</b> Vérification des contraintes tangentielles. ....	(132)
<b>Tableau V.3 :</b> Vérification au cisaillement.....	(133)
<b>Tableau V.4 :</b> Vérification de la contrainte limite de béton.....	(133)
<b>Tableau V.5 :</b> Ferrailages des différentes poutres.....	(137)
<b>Tableau V.6:</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. ....	(138)
<b>Tableau V.7.</b> Sollicitations dans les poteaux .....	(140)
<b>Tableau V.8:</b> Sollicitations dans les poteaux .....	(140)
<b>Tableau V.9 :</b> Armatures transversales dans les poteaux.....	(141)
<b>Tableau V.10 :</b> Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	(142)
<b>Tableau V.11 :</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	(143)
<b>Tableau V.12 :</b> Vérification des sollicitations tangentes.....	(144)
<b>Tableau V.13.</b> Les moments résistants dans les poteaux .....	(146)
<b>Tableau V.14.</b> Vérification de la zone nodale .....	(146)

<b>Tableau V.15:</b> Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}$ // à x-x' .	(149)
<b>Tableau V.16.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ dans tous les niveaux	(150)
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux	(150)
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux	(151)
<b>Tableau V.19.</b> Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y3}$ dans tous les niveaux.	(152)

## **Chapitre VI :**

<b>Tableau VI.1.</b> Ferraillage du radier.	(160)
<b>Tableau VI.2.</b> Vérification des contraintes de radier.	(161)
<b>Tableau VI.3.</b> Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)	(164)
<b>Tableau VI.4.</b> Sollicitations maximales (sens X-X)	(164)
<b>Tableau VI.5.</b> Sollicitations maximales (sens Y-Y)	(164)
<b>Tableau VI.6.</b> Résumé des résultats (ferraillage des nervures).	(165)
<b>Tableau VI.7.</b> Vérification de l'effort tranchant.	(166)
<b>Tableau VI.8.</b> Vérification des contraintes dans les nervures.	(166)
<b>Tableau VI.9.</b> Schémas de ferraillage des nervures	(167)
<b>Tableau VI.10.</b> Section des armatures du voile périphérique.	(170)
<b>Tableau VI.11.</b> Vérification des contraintes dans le voile périphérique.	(171)

# INDEXE

## NOTATIONS:

La signification des principales notations est suivante:

**E:** Séisme.

**G:** Charges permanents.

**M:** Charges d'exploitation à caractère particulier.

**Q:** Action variables quelconques.

**S:** Action dues à la neige, sollicitations.

**W:** Action dues au vent.

**As:** Aire d'un acier.

**B:** Aire d'une section en béton.

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

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

**E<sub>i</sub>:** Module de déformation instantanée (E<sub>ij</sub> à l'âge de jours).

**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<sub>vj</sub> pour 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 permanentes.

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

**a:** Une dimension (en général longitudinal).

**b:** Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section ).

**b<sub>0</sub>:** 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 d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f:** Flèche.

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

**f<sub>cj</sub>:** Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge j jours.

**f<sub>tj</sub>:** Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge j jours.

**$f_{28}$  et  $f_{128}$**  : Grandeurs précédentes avec  $j= 28$  jours.

**g**: Densité des charges permanentes.

**h<sub>0</sub>**: Epaisseur d'une membrure de béton.

**h**: Hauteur totale d'une section de B.A.

**i**: Rayon de giration d'une section.

**j**: Nombre de jours.

**k**: Coefficient en général.

**l**: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

**l<sub>f</sub>**: Longueur de flambement.

**l<sub>s</sub>**: Longueur de scellement.

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

**p**: Action unitaire de pesanteur.

**q**: Charge variable.

**S**: Espacement des armatures transversales.

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

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

# SOMMAIRE

---

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction .....	(1)
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	(1)
I.3. Caractéristiques de la structure .....	(1)
I.4. Règlements et normes utilisés.....	(2)
I.5. Etats limites .....	(2)
I.6. Les actions et sollicitations .....	(5)

### Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction.....	(6)
II.2:Pré dimensionnement des éléments principaux .....	(6)
II.2.1. Les poutres.....	(6)
II.2.2. Poteaux.....	(7)
II.2.3. Les voiles.....	(7)
II.3.Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	(8)
II.3.1.les planchers.....	(8)
II. 3.2 Ascenseur.....	(13)
II 3.3. Les escaliers.....	(14)
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	(17)
II.5. Descente de charge .....	(23)
Conclusion .....	(33)

### Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1Introduction.....	(34)
III.2 Calcul des planchers .....	(34)
III.2.2. Etude des poutrelles.....	(34)
III.2.4.Ferraillage des poutrelles .....	(53)
III.3.Dalles plein.....	(66)
III.4.Les escaliers.....	(79)
III.5.Poutre palier.....	(88)
III.6 L'ascenseur .....	(93)
III.6.1. Définition.....	(93)
III.6.2.Etude de la dalle pleine de la locale machinerie.....	(94)
III.6.3 Ferraillage.....	(96)
III.6.4.Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	(99)
III.7. Étude de l'acrotère.....	(101)

### Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	(108)
IV.2. Objectifs et exigences .....	(108)
IV.3. Méthodes de calcul .....	(108)
IV.3.1. la méthode statique équivalente.....	(108)
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale .....	(112)
IV.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme .....	(113)
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique .....	(113)
IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement .....	(114)
IV.4.2. Analyse du comportement de la structure .....	(115)
IV.5. Justification de l'interaction voile-portique .....	(118)
IV.5.1. Sous charges verticales .....	(119)
IV.5.2. Sous charges horizontales .....	(120)

## SOMMAIRE

---

IV.6. Vérification de la résultante de la force sismique .....	(121)
IV.7. Vérification de l'effort normale réduit.....	(121)
IV.8. Justification vis-à-vis de déplacement.....	(122)
IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	(124)
Conclusion .....	(126)
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	
Introduction .....	(127)
V.1. Etude des poutres .....	(127)
V.1.1. Recommandations du RPA99/2003.....	(127)
V.1.2.Ferraillage des poutres .....	(130)
V.1.3Vérifications à l'ELU .....	(132)
V.1.4. Vérifications à l'ELS.....	(133)
V.1.5. Schémas de ferraillage des poutre .....	(135)
V.2. Étude des poteaux .....	(137)
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 .....	(138)
V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux .....	(140)
V.2.3.Ferraillage .....	(140)
V.2.4. Vérifications .....	(141)
V. 2.5. Dispositions constructives.....	(144)
V.2.6. Schémas de ferraillage .....	(147)
V.3. Étude des voiles .....	(148)
V.3.1. Introduction .....	(148)
V.3.2. Recommandations du RPA99 .....	(148)
V.3.3. Sollicitations de calcul.....	(149)
V.3.4 Calcul du ferraillage.....	(150)
V.3.5. Schéma de ferraillage.....	(152)
<b>Chapitre VI : Etude des fondations</b>	
VI.1. Introduction .....	(153)
VI.2. Choix du type de fondation .....	(153)
VI.3Vérifications .....	(154)
VI. 3. 1 Semelle isolée.....	(154)
VI. 3. 2 Semelles filantes.....	(154)
VI. 3. 3 Radier général.....	(155)
VI.3.4. Ferraillage du radier .....	(159)
VI.3.5. Calcul des sollicitations .....	(159)
VI.3.6. Schéma de ferraillage de radier .....	(162)
VI.4. Etude des nervures .....	(162)
V.4.1. Calcul des sollicitations .....	(163)
VI.4.2. Ferraillage .....	(165)
VI.5 Voiles périphériques .....	(168)
VI.1.1Dimensions des voiles périphériques .....	(168)
VI.5.2 Caractéristiques du sol.....	(169)
VI.5.3 Sollicitations .....	(169)
VI.5.4 Ferraillage de voile périphérique .....	(169)
Conclusion .....	(172)
<b>Conclusion générale</b>	

## Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, doit-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+8+Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

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

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



## I.1.Introduction

Le thème du projet traite l'étude d'une structure en béton armé en zone de moyenne sismicité, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation sont indispensables, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet a pour objet l'étude d'un bâtiment (R+8+ sous sol) trifonctionnelles qui regroupe commerces, service et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du **RPA99 addenda 2003 (article 3.2)**

La construction de ce projet se fait dans une commune tichy, cette dernière est classée dans la zone de moyenne sismicité. (Zone II<sub>a</sub>)

## I.3.Caractéristique de la structure:

### I.3.1.Caractéristiques géométriques:

- ✓ Largeur en plan.....**14.50m.**
- ✓ Longueur en plan.....**21.30m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....**32.56m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**04.08m.**
- ✓ Hauteur des étages courants et service.....**03.06m.**

### I.3.2.Données de site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est constitué de limons marneux graveleux.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.5 \text{ bars.}$  (**Annexe I**)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=4.40A m**

### I.3.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

**❖ Les maçonneries :**

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm  
Séparées par une âme d'air de 5 cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

**❖ L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

**❖ Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

**❖ L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

**I.3.4. Choix du contreventement :**

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

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

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

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

**I.5.1 : Définition :** Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**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.4.2 les hypothèses de calcul :**

#### **I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation  $(\sigma; \varepsilon)$  de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer 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.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)**

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- 3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;

$n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

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

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliqués à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

### **I.6.Actions et sollicitations :**

#### **I.6.1 les actions :**

##### **I.6.1.1 Définitions :**

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

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

**I.6.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :****➤ Les actions permanentes (G) :**

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

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

**➤ Les actions variables (Q) :**

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

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

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

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

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

**I.6.1.3. Valeurs de calcul des actions :**

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

**a. Combinaison d'action à l'ELU :****✓ Situation durable ou transitoire :**

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

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

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





## II.1 : Introduction

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 (version 2003), le BAEL 91, DTR et le CBA 93.

## II.2:Pré dimensionnement des éléments principaux

### II.2.1. Les poutres

#### II.2.1.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

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

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

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$ )

D'où:

$$L_{\max} = 400 \text{ cm} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 35 \text{ cm}$**

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

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$  condition vérifiée.

#### II.2.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

$L_{\max}$ : portée maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 390 - 30 = 360 \text{ cm}$ )

$$L_{\max} = 360 \text{ cm} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}.$$

On prend:  $h=30\text{ cm}$

$$b=25\text{cm}$$

✓ **Les dimensions vérifient les exigences du RPA.**

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

**Poutres principales :  $b \times h = (30, 35)\text{ cm}^2$**

**Poutres secondaires :  $b \times h = (25,30)\text{ cm}^2$**

**Poutre de chaînage :  $b \times h = (25,30)\text{ cm}^2$**

### **II.2.2. Poteaux**

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- sous sol :  $(b,h) = (50,50)\text{ cm}^2$
- R.D.C, 1<sup>er</sup> étage :  $(b,h) = (45, 45)\text{ cm}^2$ .
- 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> étage :  $(b,h) = (40,40)\text{ cm}^2$
- 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (35,35)\text{ cm}^2$
- 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (30,30)\text{ cm}^2$

### **II.2.3. Les voiles**

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages, sauf RDC et sous sol donc :

- Pour le sous sol :

$$e \geq \frac{300-20}{20} \geq 14cm$$

- Pour RDC :

$$e \geq \frac{388}{20} \geq 19.4 cm$$

- Pour les étages :

$$h_e = 306 - 20 = 286cm$$

$$e \geq \frac{286}{20} \geq 14.3 cm$$

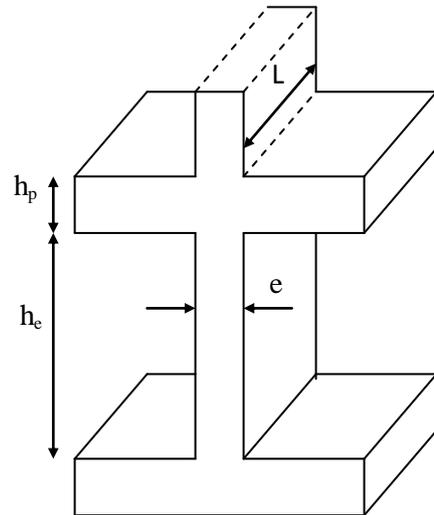


Fig II. 1. Coupe de voile en élévation

- On adopte pour :

- sous sol et RDC  $e = 20cm$

- étage courant et service  $e = 15cm$

### II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires

#### II.3.1. les planchers

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

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

Dans notre projet on trouve :

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

#### a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

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

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles (fig. II.2).

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (390 - 30) = 360\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{360}{22.5} \geq 16\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$ ) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$  : Hauteur de la dalle de compression.

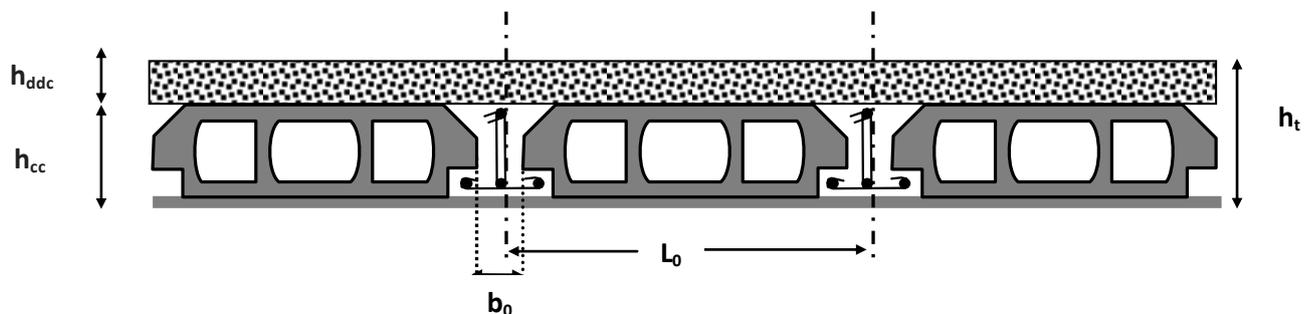


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$b_0$  : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles**

- **Définition**

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

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure suivant :

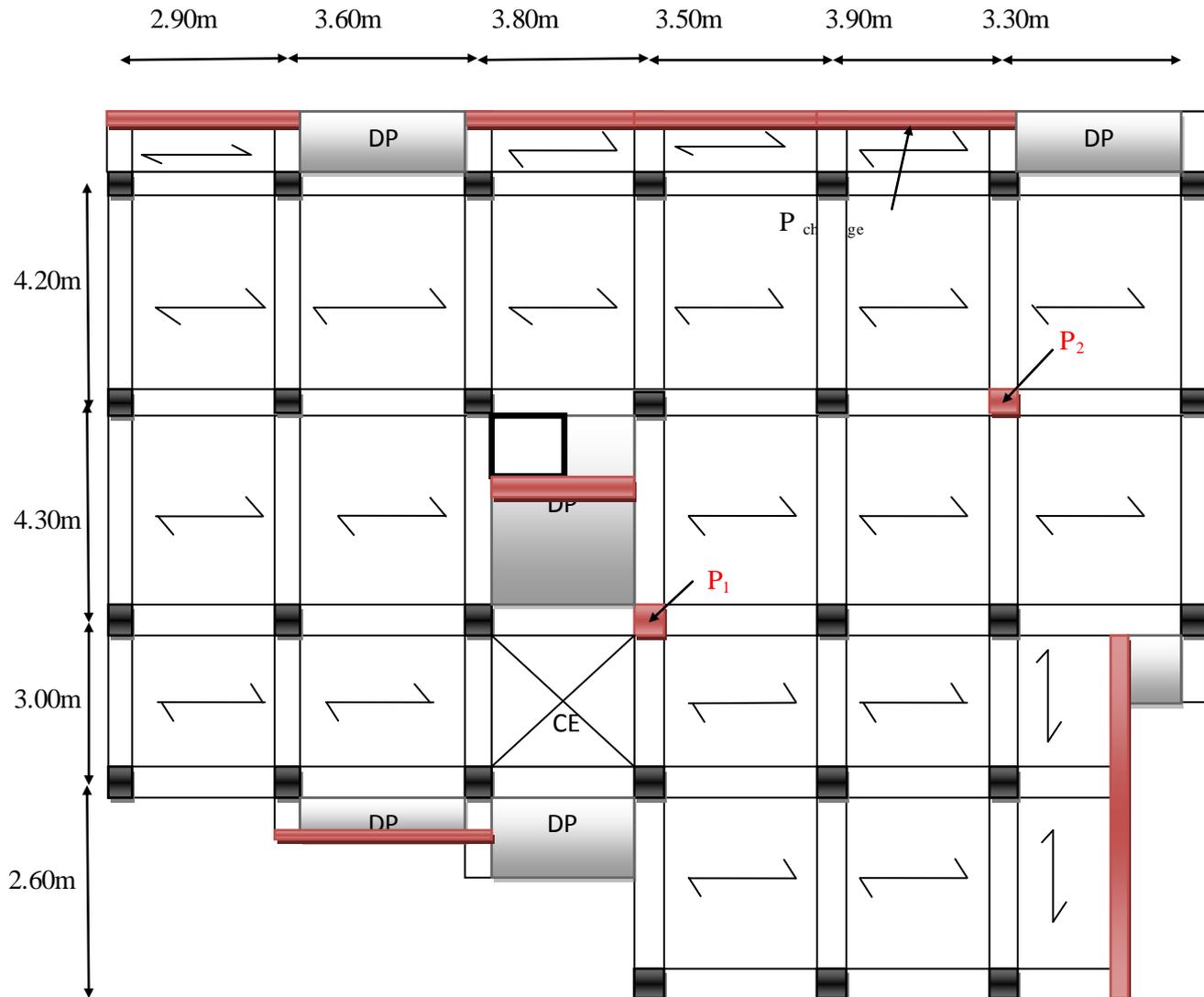


Fig. II.3 la disposition des poutrelles

➤ **Dimensionnement des poutrelles**

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

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$b$  : Largeur de la table de compression.

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h_t = (8 \text{ à } 12)\text{cm} \Rightarrow$  on adopte  $b_0 = 10\text{cm}$

$L_x$  : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 55\text{cm.}$$

$L_y$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 290 - 30 = 260\text{cm}$$

Donc :

$$L_x = 55\text{cm}, L_y = 260\text{cm.}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{260}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 26)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26\text{cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 \leq 2 \times 26 + 10 \leq 62\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{b = 60\text{cm}}$$

### b). Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

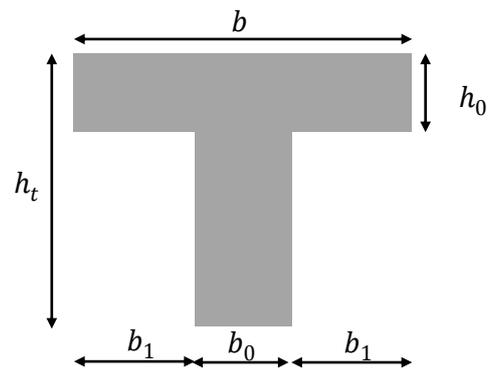


Fig. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

➤ Critère de résistance :

$e \geq \frac{l_x}{20}$  → Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$  → Pour une dalle sur quatre appuis avec  $\rho < 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  → Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho \geq 0.4$

➤ Coupe-feu :

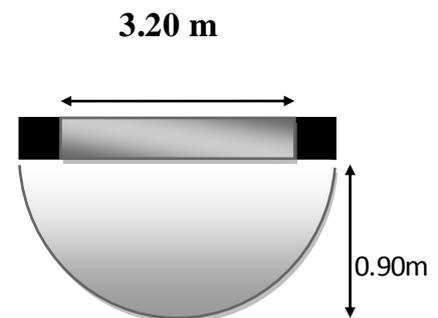
$e \geq 7\text{cm}$  → Pour une heure de coupe-feu.

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

Notre projet comporte quatre types de dalle pleine :

**Type 1 : Dalle sur un seul appui**

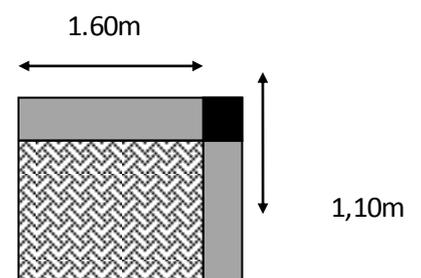
$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{90}{20} = 4.5\text{cm}$



**Type 2 : dalle à deux appuis**

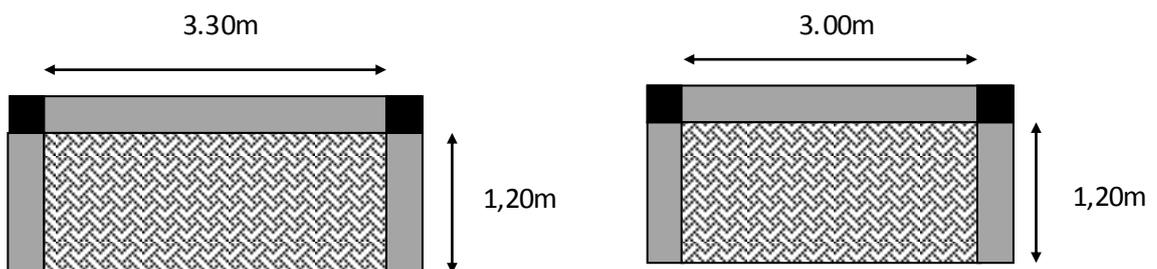
$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{110}{20} = 5.5\text{cm}$

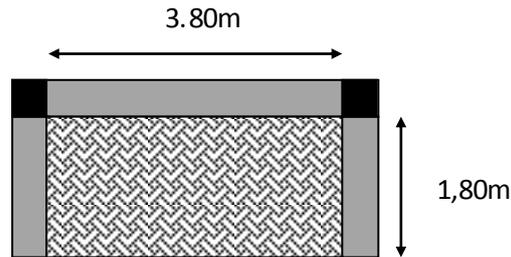
$e = 6.25\text{ cm}$



**Type 3 : dalle à trois appuis**

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow 9.42\text{cm} \leq e \leq 11\text{cm} \Rightarrow e = 10\text{cm}$

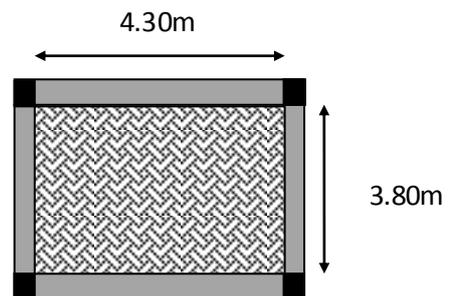




Type 4 : dalle à quatre appuis (dalle de la cage e l'ascenseur)

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$8.44 \leq e \leq 9.50 \Rightarrow e = 9\text{cm}$$



✓ On voit que c'est le critère de coupe feu qui est dominant pour tous les cas

Donc on adopte  $e = 14\text{cm}$ .

### II. 3.2 Ascenseur

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.

Caractéristiques d'ascenseur :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur. *Annexe II*
- $l$  : Largeur de l'ascenseur.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur.
- $W$  : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.

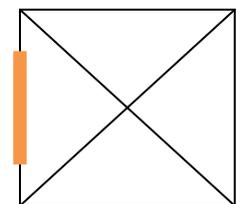


Figure II.5 ascenseur

• La charge nominale est de 630 kg.

• La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

Donc :

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$$

### II 3.3. Les escaliers

#### A) Terminologie

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

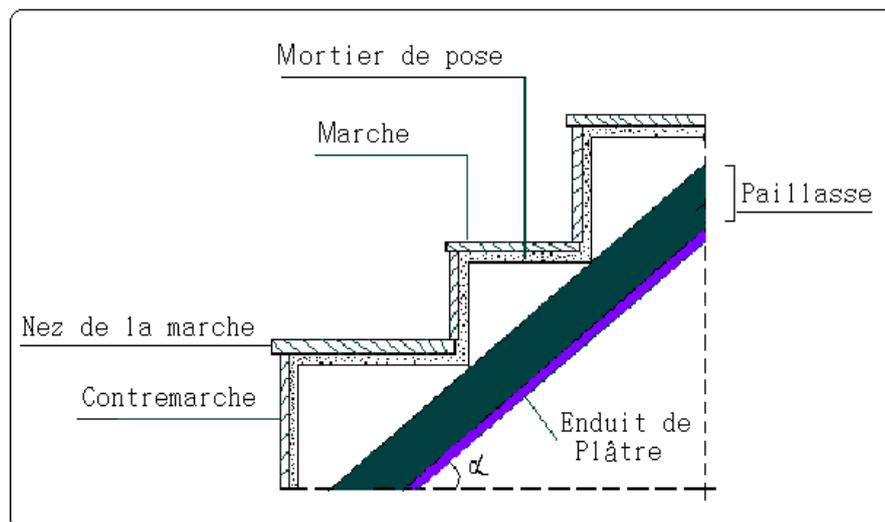


Fig. II.6. Coupe verticale de l'escalier.

#### B). types d'escaliers :

On distingue dans notre projet trois types d'escalier :

- escalier a une seul volée
- escalier à deux volées
- escalier à trois volées.

**C) . Pré dimensionnement des escaliers :**

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur **h** des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur **g** (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**:  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ .

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

H : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

Avec :  $n - 1$  : Nombre de marche ;  $L_v$  : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche,

➤ **1<sup>ère</sup> type un seul volée :**

**H=1.53 m**

**$n = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n' = 8$**

**$L_0 = 2.40 \text{ m}$**

**$L_v = 2.84 \text{ m}$**

**$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9.46 \leq e \leq 14.20$**

$e \geq 11 \text{ cm}$ .....pour 2H de coupe feu

✓ **Donc on adopte une épaisseur  $e = 12 \text{ cm}$**

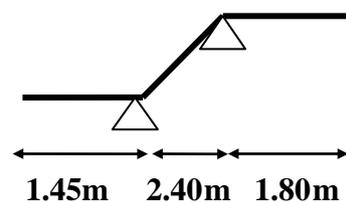
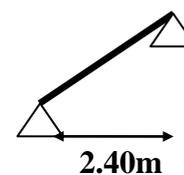
➤ **2<sup>ème</sup> type deux volé**

Hauteur d'étage :  $H = 3,06 \text{ m}$

On prend :  $h = 17 \text{ cm}$  ,  $g = 30 \text{ cm}$

$n = \frac{153}{17} = 9$  contre marches par volée

$60 \text{ cm} \leq 30 + 2(17) = 64 \leq 64 \text{ cm}$ ..... **CV**



L'épaisseur de la paille :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec :} \quad L : \text{longueur de la paille}$$

$$L_V = 2.84\text{m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$9.46\text{cm} \leq e \leq 14.2\text{cm}$$

On prend:  $e = 14 \text{ cm}$

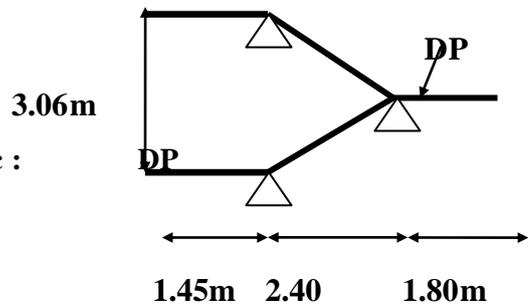
➤ 3<sup>ème</sup> type trois volée

- 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> volée :

$$H = 3.06\text{m}$$

C'est le même calcul que escalier de deux volée donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \\ n' = 8 \\ e = 14\text{cm} \end{array} \right.$$



- 3<sup>ème</sup> volée :

$$H = 4.08 - 3.06 = 1.02\text{m}$$

$$n = \frac{102}{17} = 6 \Rightarrow n' = 5$$

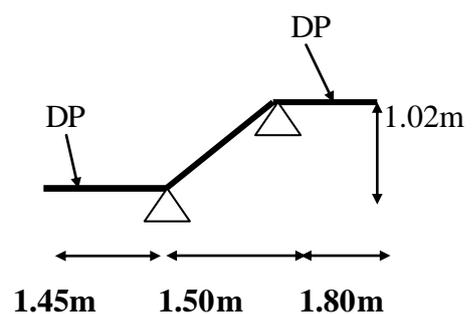
$$L_V = 1.81\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 6.03 \leq e \leq 9.05$$

$$e = 9\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$ .....pour 2H de coupe feu

✓ Donc on adopte une épaisseur  $e = 14\text{cm}$



REMARQUE :

- Pour le palier départ et d'arrivée, on les calcule comme une dalle pleine

Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment

Cages d'escaliers	types d'escaliers	Volées	$L_p$ (m)	$L_0$ (m)	$L'_p$ (m)	$L_v$ (m)	H (m)	$\alpha$ (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC	Trois volées	1	1.45	2.40	1.80	2.84	1.53	32.51	9	17	30	14
		2	1.80	2.40	1.45	2.84	1.53	32.51	9	17	30	14
		3	1.45	1.80	1.80	1.81	1.02	32.51	6	17	30	14
	Deux volées	1	1.45	2.40	1.80	2.84	1.53	32.51	9	17	30	14
		2	1.80	2.40	1.45	2.84	1.02	32.51	6	17	30	14
	une seule volée	1	1.40	2.40	1.55	2.84	1.53	32.51	9	17	30	12
étage service	Deux volées	1	1.45	2.40	1.80	2.84	1.53	32.51	9	17	30	14
		2	1.80	2.40	1.45	2.84	1.53	32.51	9	17	30	14
étage courant	deux volées	1	1.45	2.40	1.80	2.84	1.53	32.51	9	17	30	14
		2	1.80	2.40	1.45	2.84	1.53	32.51	9	17	30	14

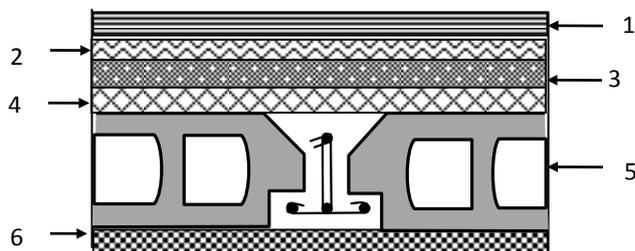
II.4. Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.2 évaluation des charges d'exploitations des différents éléments

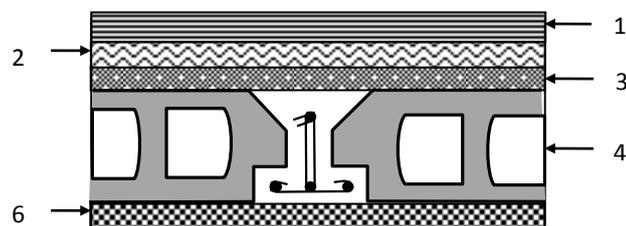
Désignation des éléments	Charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.50
Soupe (bureaux)	2.50
Rez-de-chaussée (commerciales)	4
Balcon (dalle pleine)	3.50
Escalier	2.50

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant



Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

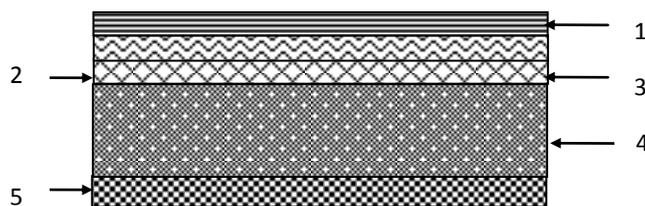


Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II .3.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers

Plancher	réf é rent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.75</b>	<b>1</b>
Plancher d'étage	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>5.33</b>	<b>1.5</b>

## II.4.1.3. plancher à dalle pleine



Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.14	3.5	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>					<b>4.98</b>	<b>3.5</b>

Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

## II.4.2 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 à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

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

Tableau II. 5. Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	0.0685	25	1.72
Enduit de ciment intérieur	2	0.018	20	0.36
Charge permanente	G=2.085KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

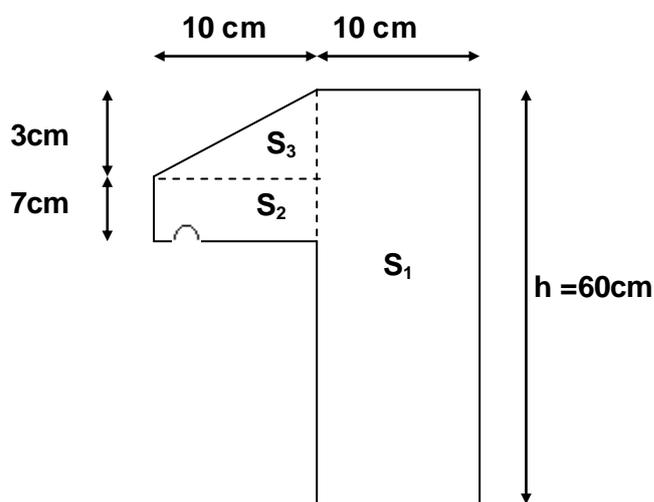
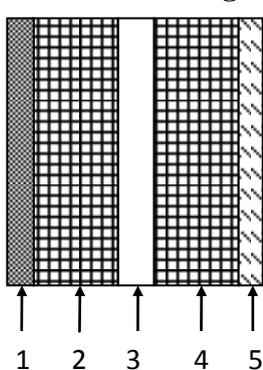
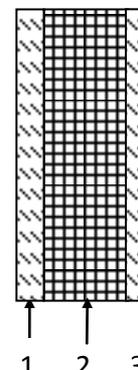


Figure. II.7: coupe de l'acrotère

II.4.3. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:



Murs extérieurs.



Murs intérieurs.

Tableau II.6. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Murs extérieurs</b>	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>2.93</b>
<b>Murs intérieurs</b>	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>1.46</b>

#### II.4.4. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers

##### II.4.4.1. les paliers

Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	<b>25</b>	<b>0.14</b>	3.5	<b>2.5</b>
<b>Carrelage</b>	<b>22</b>	<b>0.02</b>	0.44	
<b>Mortier de pose</b>	<b>20</b>	<b>0.02</b>	<b>0.4</b>	
<b>Lit de sable</b>	<b>18</b>	<b>0.02</b>	<b>0.36</b>	
<b>Enduit de plâtre</b>	<b>14</b>	<b>0.02</b>	<b>0.28</b>	
<b>Total</b>	/	/	<b>4.98</b>	<b>2.5</b>

##### II.4.4.2. Les volées

###### II.4.4.2.1 Les volées 1 et 2

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paille et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma.h/2$

- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal:  $\gamma.e$ .

Vertical:  $\gamma.e$ . (h/g).

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

**Tableau II.8.**Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 2

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.14	3.5	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.27	
Total		/	/	<b>6.95</b>	

#### II.4.4.2.2.La volée 3

**Tableau II.9.**Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 3

Désignation		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	0.14	3.5	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.27	
Total		/	/	<b>6.95</b>	

### II.5. Descente de charge

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

#### -La loi de dégression (DTR)

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

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

#### • Enoncé de la loi de dégression

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{11} = Q$  (Étages à usage d'habitation), et soit

$Q_0$  : La surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant la buanderie.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 :  $Q_0$

Niveau 1 :  $Q_0 + Q$

Niveau 2 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Niveau 3 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Niveau 4 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Niveau 5 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Niveau 6 :  $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

Niveau 7 : surcharge niveau 6 +  $0.5 \times Q$

Niveau 8 : surcharge niveau 7 +  $0.5 \times Q$

Niveau 9 : surcharge niveau 8 +  $0.5 \times Q$      **DTR B.C 2.2 (6.3)**

Niveau 10 : surcharge niveau 9 +  $0.5 \times Q$

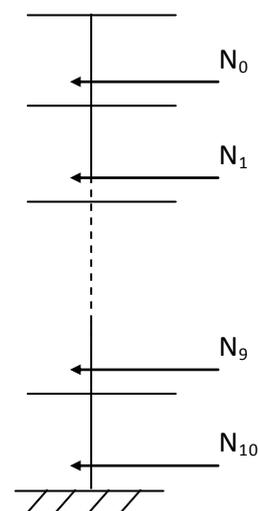
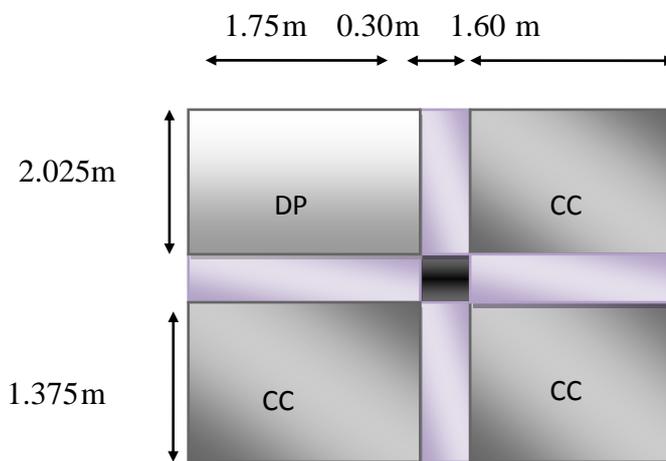


Figure. II.8: descente de charges

A)-poteau de cage d'escalier P<sub>1</sub>

- Calcule des surfaces afférentes
- pour la terrasse inaccessible et sous sol

$$S_{\text{aff}} = S_{\text{cc}} + S_{\text{DP}} = 11.39 \text{ m}^2$$



✓ Pour les étages courants

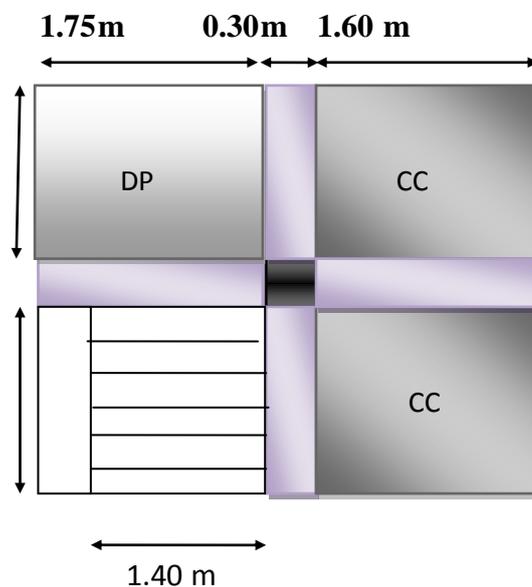
$$S_{\text{aff}} = S_{\text{cc}} + S_{\text{escalier}} + S_{\text{DP}}$$

$$S_{\text{corps creux}} = 5.786 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = 1.645 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{DP}} = 3.543 \text{ m}^2$$

2.025m  
1.375m



✓ pour les étages de service et RDC

$$S_{\text{aff}} = S_{\text{cc}} + S_{\text{escalier}} + S_{\text{DP}}$$

$$S_{\text{corps creux}} = 3.24 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = 3.85 \text{ m}^2$$

2.025m  
0.25m  
1.375m

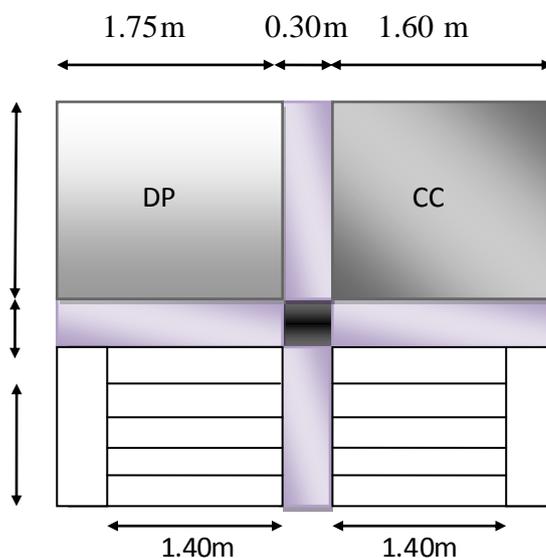


FIG II.10. Les surfaces afférentes de P<sub>1</sub>

- **Calcul des poids propres des éléments (G)**

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section du poteau (30x30) →

Section minimale exigée par **RPA99 modifié 2003**.

$$P_G = G \times S$$

$$P_Q = Q \times S$$

- **Le plancher terrasse inaccessible**

$$P_t = 7.847 \times 5.75 + 3.543 \times 4.98 = 62.764 \text{ KN}$$

- **Le plancher d'étage courant**

$$P_C = 5.786 \times 5.33 + 1.645 \times 6.95 + 3.543 \times 4.98 = 59.916 \text{ KN}$$

- **Le plancher d'étage service**

$$P_s = 3.24 \times 5.33 + 3.85 \times 6.95 + 3.543 \times 4.98 = 61.67 \text{ KN}$$

- **Le plancher RDC**

$$P_{RDC} = 5.33 \times 11.39 = 60.708 \text{ KN}$$

- **Poutres principales**

$$P_{PP} = (0.30 \times 0.35 \times 3.4) \times 25 = 8.925 \text{ KN}$$

- **poutres secondaires**

$$P_{ps} = (0.25 \times 0.30 \times 3.35) \times 25 = 6.28 \text{ KN}$$

- **le poids total des poutres**

$$P = 15.205 \text{ KN}$$

- **les surcharges d'exploitations (Q)**

- plancher terrasse inaccessible

$$Q = 1 \times 7.847 + 3.543 \times 3.5 = 20.24 \text{ KN}$$

- plancher d'étage courant

$$Q = 1.5 \times 5.786 + 2.5 \times 1.645 + 3.543 \times 3.5 = 25.192 \text{ KN}$$

- Plancher d'étage service et RDC

$$Q = 3.24 \times 2.5 + 3.85 \times 2.50 + 3.5 \times 3.543 = 30.125 \text{ KN}$$

- Plancher de sous sol

$$Q = 11.39 \times 4 = 45.56 \text{ KN}$$

- **L'application de la loi de dégression** : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. La loi de dégression pour le poteau P<sub>1</sub>

Q <sub>i</sub>	Q (KN)
Q <sub>0</sub>	20.24
Q <sub>1</sub>	45.43
Q <sub>2</sub>	68.101
Q <sub>3</sub>	88.253
Q <sub>4</sub>	105.887
Q <sub>5</sub>	121.002
Q <sub>6</sub>	133.598
Q <sub>7</sub>	148.661
Q <sub>8</sub>	163.723
Q <sub>9</sub>	186.503

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>1</sub>

Tableau II.11. Evaluation des charges « G » pour le poteau P<sub>1</sub>

G <sub>i</sub>	désignation	Section (m <sup>2</sup> )	G total (KN)
G <sub>0</sub>	Terrasse inaccessible	/	62.764
	Poids des poutres	/	15.205
	Poids de poteau	0.30*0.30	06.885
	<b>Total</b>		<b>84.854</b>
G <sub>1</sub>	venant de g <sub>0</sub>	/	84.854
	poids du plancher étage courant	/	59.91
	poids des poutres	/	15.205
	poids de poteau	0.30*0.30	06.885
	poids des murs extérieurs	/	2.93
	<b>Total</b>		<b>169.784</b>
G <sub>2</sub>	venant de g <sub>1</sub>	/	169.784
	poids du plancher étage courant	/	59.91
	poids des poutres	/	15.205

	pois de poteau	0.35*0.35	09.371
	pois des murs extérieurs	/	2.93
	<b>total</b>	/	<b>257.200</b>
<b>G<sub>3</sub></b>	Venant de G <sub>2</sub>	/	257.200
	Poids du plancher étage courant	/	59.91
	Poids des poutres	/	15.205
	Poids de poteau	0.35*0.35	09.371
	Poids des murs extérieurs	/	2.93
	<b>total</b>	/	<b>344.616</b>
<b>G<sub>4</sub></b>	Venant de G <sub>3</sub>	/	344.616
	Poids du plancher étage courant	/	59.91
	Poids des poutres	/	15.205
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.240
	Poids des murs extérieurs	/	2.93
	<b>total</b>	/	<b>434.901</b>
<b>G<sub>5</sub></b>	Venant de G <sub>4</sub>	/	434.901
	Poids du plancher étage courant	/	59.91
	Poids des poutres	/	15.205
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.240
	Poids des murs extérieurs	/	2.93
	<b>total</b>	/	<b>525.186</b>
<b>G<sub>6</sub></b>	Venant de G <sub>5</sub>	/	525.186
	Poids du plancher d'étage courant	/	59.91
	Poids des poutres	/	15.205
	Poids de poteau	0.40*0.40	12.240
	Poids des murs extérieurs	/	2.93
	<b>total</b>	/	<b>615.471</b>
<b>G<sub>7</sub></b>	Venant de G <sub>6</sub>	/	615.471
	Poids du plancher d'étage service	/	61.67
	Poids des poutres	/	15.205
	Poids de poteau	0.45*0.45	15.491
	Poids des murs extérieurs	/	2.93
	<b>total</b>	/	<b>710.767</b>

<b>G<sub>8</sub></b>	Venant de G <sub>7</sub>	/	759.075
	Poids du plancher d'étage service	/	61.67
	Poids des poutres	/	15.205
	Poids de poteau	0.45*0.45	20.655
	Poids des murs extérieurs	/	2.93
	<b>total</b>	/	<b>811.227</b>
<b>G<sub>9</sub></b>	Venant de G <sub>8</sub>	/	811.227
	Poids du plancher RDC	/	60.708
	Poids des poutres	/	15.205
	Poids de poteau	50*50	18.750
	Poids des murs intérieurs	/	2.93
	<b>total</b>		<b>908.820</b>

A la base : Pour le poteau P<sub>1</sub>

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 908.820 \text{ KN} \\ Q = 186.503 \text{ KN} \end{cases}$$

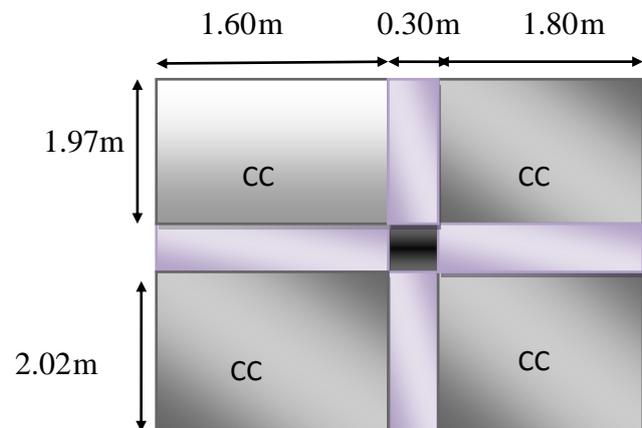
Calcul de l'effort normal ultime N<sub>u</sub> : N<sub>u</sub> est calculé comme suit : **N<sub>u1</sub> = 1.35 G + 1.5 Q**

L'effort normal maximum N<sub>u1</sub> = **1506.661 KN**.

**B). poteau central P<sub>2</sub>**

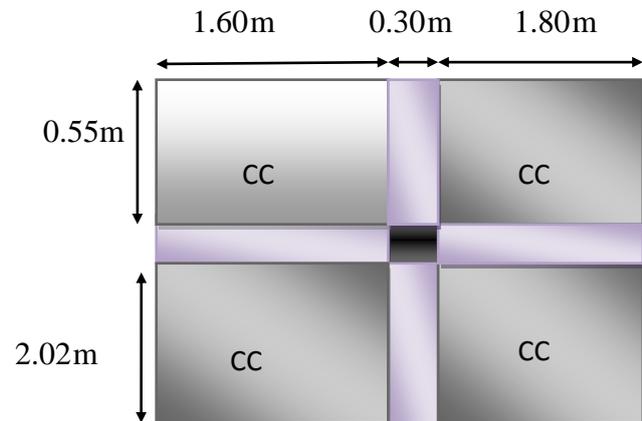
- surfaces afférentes de tous les étages sauf RDC

$$S_{\text{aff}} = 13.566 \text{ m}^2$$



- Surface afferent RDC

$$S_{\text{aff}} = 7.697\text{m}^2$$



A la base : Pour le poteau P<sub>2</sub>

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 973.044 \text{ KN} \\ Q = 158.830 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_{u2} = 1.35 G + 1.5 Q = 1551.854 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_U = \max(N_{U1}, N_{U2}) = 1551.854 \text{ KN}$$

**Tableau II.12.** L'effort normal ultime « N<sub>u</sub> » dans chaque niveau

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N <sub>u</sub> (KN)
N <sub>1</sub>	100.089	13.566	<b>155.469</b>
N <sub>2</sub>	196.341	33.915	<b>315.932</b>
N <sub>3</sub>	294.678	52.229	<b>476.158</b>
N <sub>4</sub>	393.015	58.508	<b>618.332</b>
N <sub>5</sub>	484.221	82.752	<b>777.826</b>
N <sub>6</sub>	585.427	94.962	<b>932.769</b>
N <sub>7</sub>	686.688	105.136	<b>1084.732</b>
N <sub>8</sub>	791.144	122.094	<b>1251.185</b>
N <sub>9</sub>	865.328	131.702	<b>1365.745</b>
N <sub>10</sub>	973.044	158.830	<b>1551.854</b>

## II.5.1. Vérifications :

## ➤ L'effort normal ultime :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 973.044 + 1.5 \times 158.830 = 1551.854 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime  $N_U$  a 10%, telle que :  $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum  $N_u = 1551.854 \text{ KN}$ .

$$\text{Donc : } N_u^* = 1.1 \times 1510.482 = 1707.039 \text{ KN}$$

## ➤ Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1707.039 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.12 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.12 \text{ m}^2$$

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

**Tableau II.12. Vérification de la résistance (compression simple)**

Niveau	$N_U$ (MN)	B ( $\text{m}^2$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
8 <sup>ème</sup> étage	$171.015 \times 10^{-3}$	0.0900	1.900	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	$347.525 \times 10^{-3}$	0.0900	3.860	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	$523.773 \times 10^{-3}$	0.1225	4.275	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	$680.165 \times 10^{-3}$	0.1225	5.552	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	$855.608 \times 10^{-3}$	0.1600	5.347	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	$1026.045 \times 10^{-3}$	0.1600	6.412	Vérifiée

2 <sup>ème</sup> étage	1193.205*10 <sup>-3</sup>	0.1600	7.457	Vérifiée
1 <sup>re</sup> étage	1376.303*10 <sup>-3</sup>	0.2025	6.796	Vérifiée
Poteau RDC	1502.319*10 <sup>-3</sup>	0.2025	7.418	Vérifiée
Poteau sous sol	1707.039*10 <sup>-3</sup>	0.2500	6.828	Vérifiée

➤ Vérification des conditions du RPA

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

➤ Vérification au flambement

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

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

CBA 93 (Article B.8.2.1)

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

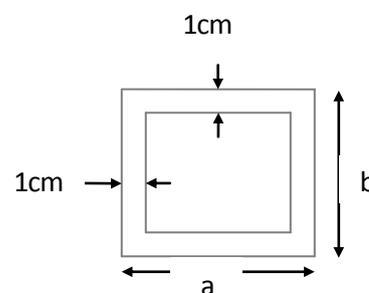


Fig. II.9. Section brute (B<sub>r</sub>).

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton =1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } l_f = 0.7 \times l_0 : \text{ la longueur de flambement.}$$

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

$$A_s \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend  $A_s = 1\% \times Br$ .

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement

Tableau II.13. Vérification au flambement

Type de poteau	B (m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN) 10 <sup>-3</sup>	B <sub>rcal</sub> (m <sup>2</sup> )
50×50	0.2500	2.65	1.85	12.84	0.827	0.2304	1707.039	0.093
45×45	0.2025	3.73	2.61	20.23	0.796	0.1849	1502.319	0.086
40×40	0.1600	2.71	1.89	16.43	0.814	0.1444	1193.205	0.066
35×35	0.1225	2.71	1.89	18.71	0.804	0.1089	680.165	0.038
30×30	0.09	2.71	1.89	21.97	0.787	0.0784	347.525	0.020

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

➤ **Pré vérification de l'effort normal réduit**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

**Tableau II.14.**Pré vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	Nu (KN)	v	Observation
Sous-sol,	50×50	2500	1707.039	0.027	vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	45×45	2025	1502.319	0.029	vérifiée
2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	40×40	1600	1193.205	0.029	vérifiée
5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup> étage	35×35	1225	680.165	0.022	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étages	30x30	900	347.525	0.015	vérifiée

## II.6. Conclusion

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

- Poutres principales :  $30 \times 35 \text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $25 \times 30 \text{cm}^2$ .
- Poutres chaînage :  $25 \times 30 \text{cm}^2$ .
- Poteaux sous-sol :  $50 \times 50 \text{cm}^2$ .
- Poteaux du RDC, étage1 :  $45 \times 45 \text{cm}^2$ .
- Poteaux des étages 2, 3, et 4 :  $40 \times 40 \text{cm}^2$ .
- Poteaux des étages 5 et 6 :  $35 \times 35 \text{cm}^2$ .
- Poteaux des étages 7 et 8 :  $30 \times 30 \text{cm}^2$ .











### III.1.Introduction

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

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

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

### III.2. Calcul des planchers

#### III.2.1. Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.2.2. Etude des poutrelles

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

##### ❖ Méthode de calcul

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

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

##### 1. Domaine d'application (B.6.210)

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

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

## 2. Application de la méthode

### • Valeurs des moments

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

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

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

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

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

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

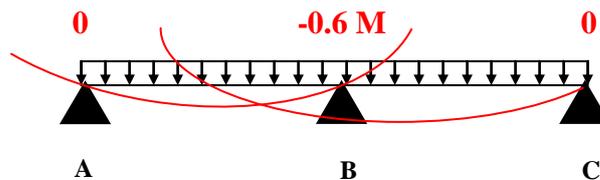


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

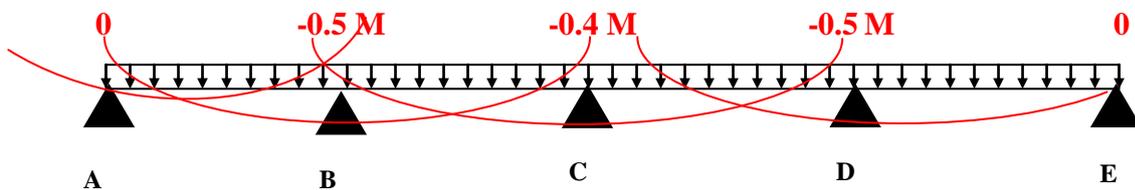


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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

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

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

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

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^2)$$

### • Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort

tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

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

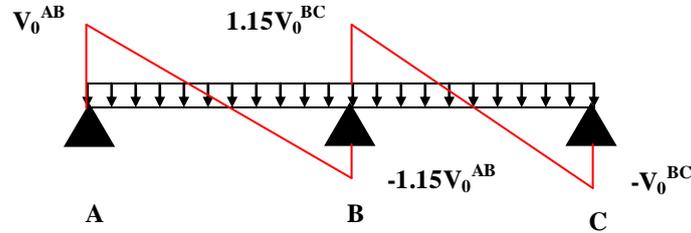


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

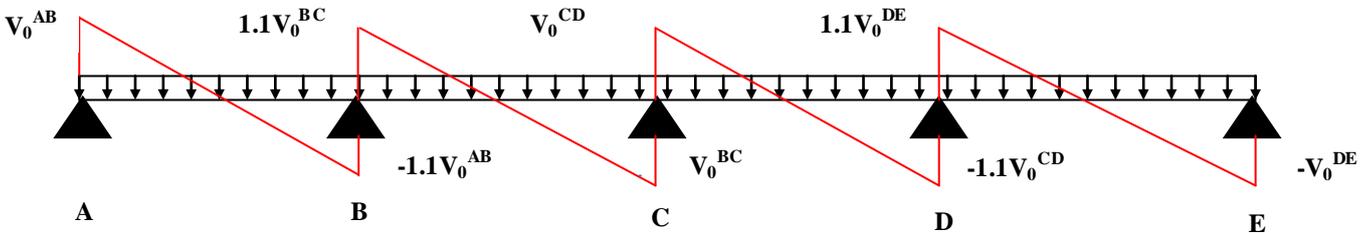


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

Si le plancher à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

**Calcul des moments**

**a).Moment en travée**

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

**b).En appuis :**

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

Tel que :

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

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

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

### L'effort tranchant

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

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

#### ❖ Calcul des charges revenant aux poutrelles

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

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

#### ➤ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 5.75 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN/ml}$

$p_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1) \times 0.65 = 4.39 \text{ KN/ml}$ .

#### ➤ Plancher étage courant :

$G = 5,33 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$p_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.14 \text{ KN/ml}$

$p_s = (5,33 + 1,5) \times 0,65 = 4.44 \text{ KN/ml}$ .

#### ➤ Plancher étage service :

$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$p_u = 7.11 \text{ KN/ml}$

$p_s = 5.08 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher RDC (commerce) :**

$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 4 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 8.57 \text{ KN/ml}$

$P_s = 6.06 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

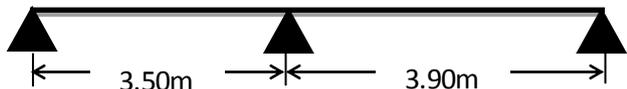
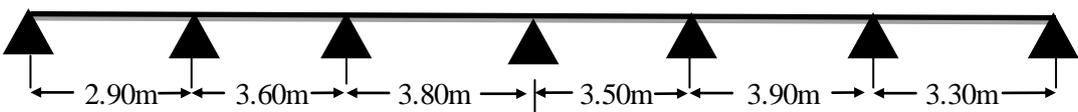
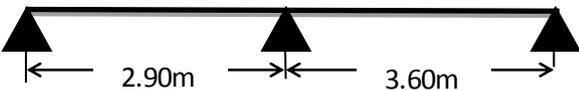
**Tableau III.1.** Combinaisons d’action

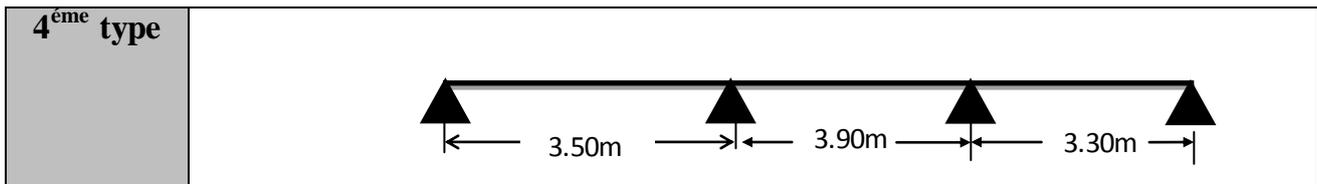
Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6,02	6.75	4.39
Plancher Etage courant	5,33	1.5	9.44	6,14	6.83	4,44
Plancher étage service	5.33	2.5	10.94	7.11	7.83	5.08
Plancher RDC (commerce)	5.33	4	13.19	8.57	9.33	6.06

- Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour tous les types, donc la méthode forfaitaire peut être appliquée.

**III.2.3. Les Différents types de poutrelles**

**Tableau III.2.** Les Types de poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	



### Exemples de calcul

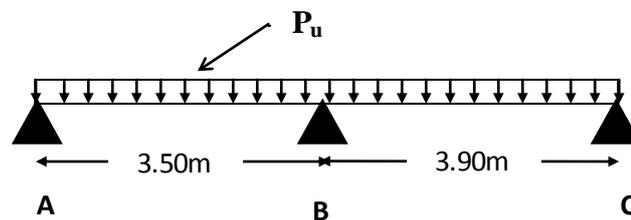
#### ❖ Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

#### a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.75, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$  .....vérifiée.
- $I = \text{constant}$  .....vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3.50 / 3.90 = 0.89$  compris entre 0.8 et 1.25 .....vérifiée.
- $F.P.N$  .....vérifiée.

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



**Fig. III.5.**Schéma statique de la poutrelle type 1

#### b. calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$p_u = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.39 \text{ KN/m}^2$$

$P_u$ : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$ : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

**Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

 $M_0$  : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.50)^2}{8} = 9.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.90)^2}{8} = 11.44 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.50)^2}{8} = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.90)^2}{8} = 8.34 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.3 :** Les moments isostatiques en travées

Travée	$M_0$ (ELU) (KN.m)	$M_0$ (ELS) (KN.m)
A-B	9.22	6.72
B-C	11.44	8.34

**Moments aux appuis**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15 \times M_0$

À l'ELU

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.22, 11.44) = -6.86 \text{ KNm.}$$

**À l'ELS**

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(6.72, 8.34) = -5 \text{ KNm}$$

**Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.75} = 0.148$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.148}{2} = 0.52 \\ \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} = 0.62 \end{array} \right.$$

**À l'ELU****Travée AB**

$$M_t + \frac{0+6.86}{2} \geq 1.05 \times 11.44 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 11.44 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.58 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.09 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.58, 7.09) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.58 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

$$M_t + \frac{6.86+0}{2} \geq 1.05 \times 11.44 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.148}{2} \times 11.44 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.58 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.09 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.58, 7.09) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.58 \text{ KN.m}$$

### A l'ELS

#### Travée AB

$$M_t + \frac{0+5}{2} \geq 1.05 \times 8.34 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 8.34 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.17 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.17, 6.25) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.25 \text{ KN.m}$$

#### Travée BC

$$M_t + \frac{5+0}{2} \geq 1.05 \times 8.34 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 8.34 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.17 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(5.17, 6.25) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.25 \text{ KN.m}$$

**Calcul des efforts tranchants**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.02 \times 3.50}{2} = 10.53 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -12.12 \text{ KN}$$

**Travée BC**

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.02 \times 3.90}{2} = 13.49 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{P_u \times l}{2} = - 11.73 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.4.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Type 1	AB	3.50	6.02	9.22	0	-6.86	8.58	10.53	-12.10
	BC	3.9	6.02	11.44	-6.86	0	8.58	13.49	-11.73

**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	$P_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN. m)	$M_g$ (KN. m)	$M_d$ (KN. m)	$M_t$ (KN.m)
Type 1	AB	3.50	4.39	6.72	0	-5	6.25
	BC	3.90	4.39	8.34	-5	0	6.25

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
Type 2	AB	2.90	6.02	5.08	0	-4.87	3.14	8.73	-9.60
	BC	3.60	6.02	9.75	-4.87	-4.34	5.63	11.92	-10.83
	CD	3.80	6.02	10.86	-4.34	-4.34	7.06	11.44	-11.44
	DE	3.50	6.02	9.21	-4.34	-4.57	5.21	10.53	-10.53
	EF	3.90	6.02	11.44	-4.57	-5.72	6.86	11.74	-12.91
	FG	3.30	6.02	8.19	-5.72	0	5.73	10.93	-9.93

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN .m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	2.90	4.39	4.61	0	-3.55	3.06
	BC	3.60	4.39	7.11	-3.55	-3.16	4.11
	CD	3.80	4.39	7.92	-3.16	-3.16	5.15
	DE	3.50	4.39	6.72	-3.16	-3.33	3.81
	EF	3.90	4.39	8.34	-3.33	-4.17	5.02
	FG	3.30	4.39	5.97	-4.17	0	4.18

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
Type 2	AB	2.90	6.02	6.25	0	-5.80	3.91	8.76	-10.02
	BC	3.60	6.02	9.77	-5.80	0	7.42	12.52	-10.90

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	2.90	4.39	4.56	0	-4.19	2.80
	BC	3.60	4.39	7.03	-4.19	0	5.31

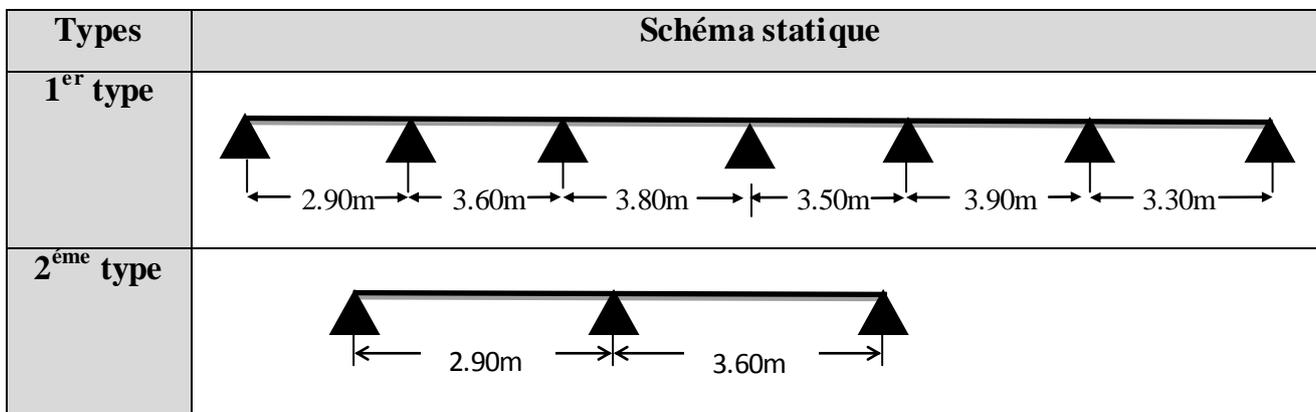
Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse (type 4)

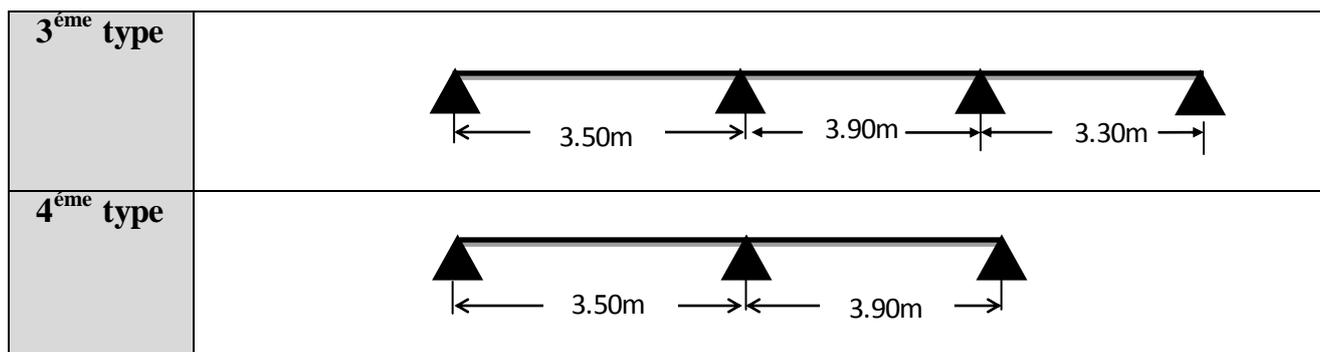
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Type 3	AB	3.50	6.02	9.25	0	-5.68	6.86	10.55	-11.66
	BC	3.90	6.02	11.52	-5.68	-5.68	6.41	13.00	-13.00
	CD	3.30	6.02	8.20	-5.68	0	5.78	11.02	-09.98

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Terrasse (type 4)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.50	4.39	6.63	0	-4.09	4.93
	BC	3.90	4.39	8.32	-4.09	-4.09	4.62
	CD	3.30	4.39	5.89	-4.09	0	4.14

Tableau III.12. Les Types de poutrelles d'étage courant





**Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1)**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
<b>Type 2</b>	<b>AB</b>	2.90	6.14	6.44	0	-4.94	4.35	8.90	-9.79
	<b>BC</b>	3.60	6.14	9.94	-4.94	-4.43	5.83	12.15	-11.05
	<b>CD</b>	3.80	6.14	11.08	-4.43	-4.43	7.31	11.66	-11.66
	<b>DE</b>	3.50	6.14	9.40	-4.43	-4.68	5.40	10.74	-10.74
	<b>EF</b>	3.90	6.14	11.67	-4.68	-5.83	7.11	11.97	-13.17
	<b>FG</b>	3.30	6.14	8.37	-5.83	0	5.93	11.14	-10.13

**Tableau III.14.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1)**

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
<b>Type 2</b>	<b>AB</b>	2.90	4.44	4.66	0	3.59	3.14
	<b>BC</b>	3.60	4.44	7.19	3.59	3.20	4.22
	<b>CD</b>	3.80	4.44	8.01	3.20	3.20	5.29
	<b>DE</b>	3.50	4.44	6.79	3.20	3.37	3.91
	<b>EF</b>	3.90	4.44	8.44	3.37	4.22	5.15
	<b>FG</b>	3.30	4.44	6.04	4.22	0	4.28

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
Type 2	AB	2.90	6.14	6.45	0	-5.96	4.06	8.90	-10.23
	BC	3.60	6.14	9.94	-5.96	0	7.57	12.70	-11.05

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	AB	2.90	4.44	4.66	0	-4.31	2.93
	BC	3.60	4.44	7.19	-4.31	0	5.46

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
Type 3	AB	3.50	6.14	9.40	0	-5.83	7.04	10.74	-11.81
	BC	3.90	6.14	11.67	-5.83	-5.83	6.54	13.17	-13.17
	CD	3.30	6.14	8.36	-5.83	0	5.93	11.14	-10.13

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.50	4.44	6.79	0	-4.22	5.08
	BC	3.90	4.44	8.44	-4.22	-4.22	4.72
	CD	3.30	4.44	6.04	-4.22	0	4.29

Tableau III.19.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
Type 4	AB	3.50	6.14	9.40	0	-7	6.46	10.74	-12.35
	BC	3.90	6.14	11.67	-7	0	8.87	13.76	-11.96

Tableau III.20.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 4	AB	3.50	4.44	6.79	0	-5.06	4.66
	BC	3.90	4.44	8.44	-5.06	0	6.41

Tableau III.21. Les Types des poutrelles d'étage service 2

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	
3 <sup>ème</sup> type	
4 <sup>ème</sup> type	
5 <sup>ème</sup> type	

Tableau III.22.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service2 (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
type 1	AB	2.90	7.11	7.47	0	-5.76	5.33	10.30	-11.34
	BC	3.60	7.11	11.52	-5.76	-5.13	7.22	14.07	-12.69
	CD	3.80	7.11	12.83	-5.13	-5.13	8.98	13.50	-13.50
	DE	3.50	7.11	10.88	-5.13	-5.40	6.77	12.44	-12.44
	EF	3.90	7.11	13.51	-5.40	-6.75	8.78	13.86	-15.24
	FG	3.30	7.11	9.67	-6.75	0	7.26	12.90	-11.73

Tableau III.23.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service2 (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
type 1	AB	2.90	5.08	5.34	0	4.11	3.82
	BC	3.60	5.08	8.22	4.11	3.66	5.15
	CD	3.80	5.08	9.16	3.66	3.66	6.41
	DE	3.50	5.08	7.77	3.66	3.86	4.78
	EF	3.90	5.08	9.65	3.86	4.82	6.27
	FG	3.30	5.08	6.91	4.82	0	5.19

Tableau III.24.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service 2(type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
Type 3	AB	3.50	7.11	10.88	0	-5.45	7.77	12.64	-12.64
	BC	3.90	7.11	13.51	-5.45	-5.45	9.35	13.98	-15.42
	CD	3.30	7.11	9.67	-5.45	0	7.86	13.04	-11.90

Tableau III.25.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service 2 (type 2)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	AB	3.50	5.08	7.77	0	-3.96	4.78
	BC	3.90	5.08	9.65	-3.96	-3.96	6.27
	CD	3.30	5.08	6.91	-3.96	0	5.19

Tableau III.26.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service2 (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
type 2	AB	2.90	7.11	7.47	0	-6.90	4.85	10.30	-11.84
	BC	3.60	7.11	11.51	-6.90	0	9.21	14.72	-12.80

Tableau III.27.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service2 (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
type 2	AB	2.90	5.08	5.34	0	-4.93	3.47
	BC	3.60	5.08	8.22	-4.93	0	6.57

Tableau III.28.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service2 (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (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)
type 3	AB	3.90	7.11	13.51	0	-8.10	10.81	13.86	-15.94
	BC	3.30	7.11	9.68	-8.10	0	6.56	13.49	-11.73

Tableau III.29.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service2 (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
type 3	AB	3.90	5.08	9.66	0	-5.79	7.73
	BC	3.30	5.08	6.92	-5.79	0	4.71

Tableau III.30.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service 2(type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
type 4	AB	3.50	7.11	10.89	0	-8.10	7.92	12.44	-14.30
	BC	3.90	7.11	13.51	-8.10	0	10.81	15.94	-13.86

Tableau III.31.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service2 (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
type 4	AB	3.50	5.08	7.78	0	-5.79	5.66
	BC	3.90	5.08	9.66	-5.79	0	7.73

**NB** : ce qui concerne le premier étage service, on concéder les mêmes types de poutrelles que l'étage service 2 sauf le premier type.

Tableau III.32. Les Types de poutrelles de plancher RDC (commerce)

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>ème</sup> type	

Tableau III.33.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (commerce) (Type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
type 1	AB	3.50	8.57	13.12	0	-9.77	9.94	14.99	-17.24
	BC	3.90	8.57	16.29	-9.77	0	13.52	19.21	-16.71

Tableau III.34.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (commerce) (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
type 1	AB	3.50	6.06	9.28	0	-6.91	7.03
	BC	3.90	6.06	11.52	-6.91	0	7.60

Tableau III.35.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (commerce) (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (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)
type 2	AB	2.90	8.57	9	0	-6.94	6.70	12.42	-13.66
	BC	3.60	8.57	13.88	-6.94	-6.18	9.12	16.80	-15.42
	CD	3.80	8.57	15.46	-6.18	-6.18	11.28	16.28	-16.28
	DE	3.50	8.57	13.12	-6.18	-6.51	8.48	14.99	-14.99
	EF	3.90	8.57	16.29	-6.51	-8.14	11.08	16.71	-18.38
	FG	3.30	8.57	11.66	-8.14	0	9.10	15.55	-14.14

Tableau III.36.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (commerce) (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
type 2	AB	2.90	6.06	6.37	0	-4.90	4.75
	BC	3.60	6.06	9.81	-4.90	-4.37	6.45
	CD	3.80	6.06	10.94	-4.37	-4.37	7.99
	DE	3.50	6.06	9.27	-4.37	-4.60	5.99

	<b>EF</b>	3.90	6.06	11.52	-4.60	-5.76	7.83
	<b>FG</b>	3.30	6.06	8.25	-5.76	0	6.44

### III.2.4.Ferraillage des poutrelles

**Exemple de calcul étage courant:**

$$\left[ \begin{array}{l} M_t = 8.87 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -7 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.75 \text{ KN.m} \\ V = 13.76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**En travée**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

✓ Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

**Remarque :**

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=55cm** (b=55cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **3.90 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.87 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.036$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.036) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.87 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer}}. \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 3HA10 avec  $A = 2.36 \text{ cm}^2$ .

### Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_u = -7 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.152$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.207$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.207) = 0.165 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{7 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2$$

#### • Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA12+1HA10 avec  $A = 1.92 \text{ cm}^2$ .

#### • Calcul de l'armature aux appuis de rive

$$M_u = 1.75 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176m$$

$$A_r = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_r \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec  $A = 0.5 \text{ cm}^2$ .

**III.2.5. Vérifications à ELU**

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 13.76 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.764 \text{ Mpa}$$

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

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

**Ferraillage transversal**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8 \text{ mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 100 / 10, 8 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi 6$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

**Espacement  $S_t$**

L'espace des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16.2cm$$

$$2). St \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \quad (III-9) \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ (\text{Armatures droites.})$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.764 - 0.3 \times 2.1)} = 136.119cm$$

$$St \leq 136.119cm$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57m = 57cm$$

$$St = \min(1; 2; 3)$$

$$\text{Soit } St = 15cm.$$

#### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.3.2 [1]})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.260 \times 13.76 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.849 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

#### ➤ Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis

##### Appuis de rive

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e \quad (\text{Art A.5.1.3.1.2 [1]}).$$

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 cm^2.$$

$$1.15 \times 13.76 \times 10^{-3} / 400 = 0.39 cm^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### Appuis intermédiaire

On doit vérifier que :

$$A_s \geq (1.15 \times (V_u + M_u / 0.9d)) / f_e \quad (\text{Art A.5.1.3.2.1 [1]}).$$

$$A_s = 2.36 + 1.92 = 4.280 \text{ cm}^2$$

$$(1.15 \times ((13.76 - 7) \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18)) / 400 = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$  (Art A.6.1.3 [1]).

Avec :  $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 0.01376 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.1.5. Vérifications à l'ELS :** les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

**Remarque :**

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé  $A' = 0$  sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend  $A' = 0.50 \text{ cm}^2$

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots \text{(Art A.4.5.2 [1]).}$$

**En travée**

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression)  $\Rightarrow$  calcule comme une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$32.5y^2 + 42.9y - 652.2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) :  $y = 3.86 \text{ cm}$

**Calcul de I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 8349.90 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.41 \times 10^{-3}}{8349.90 \times 10^{-8}} \times 0.0386 = 2.963 MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$  ..... Condition vérifiée.

### En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -5.06 \text{ KN} \cdot \text{m} < 0$$

⇒ Calcule comme une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \text{ ..... (2)}$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 7.70 \text{ cm}$

### Calcul de I

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

$$I = 4577.168 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.06 \times 10^{-3}}{4577.168 \times 10^{-8}} \times 0.077 = 8.51 MPa$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$  ..... Condition vérifiée.

### ➤ Etat limite de déformation

(Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

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

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

$$\text{On a : 1) } \frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.051 > \frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.051 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{6.41}{15 \times 8.44} = 0.050$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.013 \geq \frac{3.5}{f_e} = 0.0087$$

La troisième condition n'est pas vérifiée

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

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{390}{500} = 0.78cm$$

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

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

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

### Evaluation des moments en travée

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

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

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

### Remarque :

Les différents moments  $M_{jser}$ ,  $M_{gser}$  et  $M_{pser}$  sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

### ❖ Propriété de la section

#### ✓ Position de l'axe neutre

$$Y = 3.86cm$$

### Position du centre de gravité de la section homogène

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = 6.68 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (v-h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d-v)^2 + 15 \times A_{sc} (v-d')^2$$

$$I_0 = 18584.956 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4))$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

**Calcul des déformations  $E_i$  et  $E_v$  :**

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

**Contraintes :**

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

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

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

**Evaluation des flèches**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.440 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 3.567 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 4.938 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 6.330 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = 18584.956 \text{ cm}^4$$

$$I = 8349.90 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 3.281$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.312$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 125.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 160.79 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 90 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.457$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 125.43 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.573$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 160.79 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.648$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18584.956}{1 + 3.281 \times 0.457} = 8179.288 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18584.956}{1 + 3.281 \times 0.573} = 7098.388 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 18584.956}{1 + 0.648 \times 3.281} = 6539.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18584.956}{1 + 1.312 \times 0.573} = 11670.128 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 0.0021 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0.0032 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 0.0045 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0.0076 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.68 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.68 \text{ cm} < f_{adm} = 0.78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.37.** Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>ij</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>gi</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>pi</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>gv</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
3.86	8349.90	18584.956	8179.288	7098.388	6539.62	11670.128	0.68	0.78

Pour le plancher terrasse inaccessible, étage service et étage commerce on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.38.** Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	8.58	0.028	0.036	0.177	1.39	1.41	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>
<b>En appui intermédiaire</b>	6.86	0.149	0.202	0.165	1.19	0.21	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>
<b>En appui de rive</b>	1.72	0.037	0.047	0.176	0.28	0.21	<b>1HA8</b> <b>0.5</b>

**Tableau III.39.** Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
3.9	2.36	3.567	4.839	6.255	8349.90	18584.956
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
3.86	8171.288	7098.388	9458.106	11670.128	<b>0.67</b>	<b>0.78</b>

**Tableau III.40.** Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher d'étage service

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	10.81	0.036	0.046	0.176	1.76	1.41	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>
<b>En appui intermédiaire</b>	8.10	0.176	0.243	0.162	1.44	0.21	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>
<b>En appui de rive</b>	2.02	0.44	0.056	0.176	0.32	0.21	<b>1HA8</b> <b>0.5</b>

**Tableau III.41.** Evaluation de la flèche dans le plancher d'étage service

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
3.9	2.36	3.567	4.938	7.248	8349.90	18584.956
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
3.86	8171.288	7098.388	10069.50	11670.128	<b>0.69</b>	<b>0.78</b>

Tableau III.42. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher d'étage commerce :

	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ choisit (cm <sup>2</sup> )
En travée	13.52	0.045	0.057	0.176	2.20	1.41	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>
En appui intermédiaire	9.77	0.212	0.301	0.158	1.92	0.21	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>
En appui de rive	2.443	0.053	0.068	0.175	0.40	0.21	<b>1HA8</b> <b>0.5</b>

Tableau III.43. Evaluation de la flèche dans le plancher d'étage commerce

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
3.9	2.36	3.567	4.938	8.641	8349.90	18584.956
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
3.86	8171.288	7098.388	10802.740	11670.128	<b>0.60</b>	<b>0.78</b>

Tableau III.44. Le ferrailage des différentes poutrelles

poutrelle		armatures longitudinales		armatures trasvrsales (cm <sup>2</sup> )
		section calculée (cm <sup>2</sup> )	section adoptée (cm <sup>2</sup> )	
Terrasse inaccessible	Travée	1.39	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>	<b>2HA6= 0,57</b>
	Appuis intermédiaires	1.19	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>	<b>2HA6</b> <b>0,57</b>
	Appuis de rive	0.28	<b>1HA8</b> <b>0.5</b>	<b>2HA6 = 0,57</b>
Plancher étage courant	Travée	1.44	<b>3HA10</b> <b>2.36</b>	<b>2HA6 = 0,57</b>
	Appuis intermédiaires	1.22	<b>1HA12+1HA10</b> <b>1.92</b>	<b>2HA6</b> <b>0,57</b>
	Appuis de rive	0.28	<b>1HA8</b> <b>0.5</b>	<b>2HA6</b> <b>0,57</b>
	Travée	1.76	<b>3HA10</b>	<b>2HA6= 0,57</b>

Plancher Étage service			2.36	
	Appuis intermédiaires	1.44	1HA12+1HA10 1.92	2HA6 0,57
	Appuis de rive	0.32	1HA8 0.5	2HA6 = 0,57
plancher étage commerce	Travée	2.20	3HA10 2.36	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1.92	1HA12+1HA10 1.92	2HA6 0,57
	Appuis de rive	0.40	1HA8 0.5	2HA6 0,57

Tableau III.45.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage (courant, service, commerce et Terrace inaccessible)			

NB : le ferrailage des poutrelles c'est le même pour tous les étages.

❖ Ferrailage de la dalle de compression :

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

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

✓ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

$5TS6/ml=1.41cm^2$  perpendiculaires aux poutrelles  $\rightarrow St=20cm \leq 20cm$ ..... condition vérifiée.

On choisit :

$3TS6/ml=0.85cm^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St=30cm < 30cm$ .....condition vérifiée.

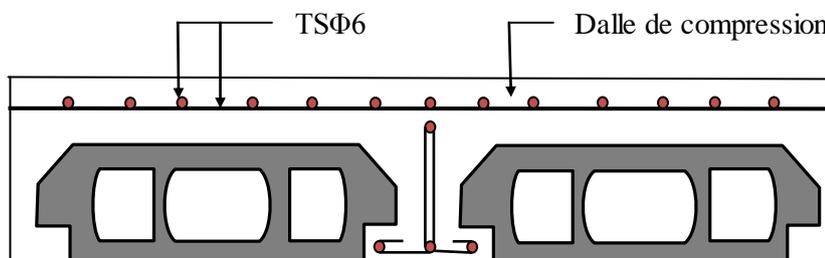


FIG. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.3. Dalles pleines

#### III.3.1. Introduction

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm et qu'ils sont définis en quatre type :

1. Dalle sur un seul appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur trois appuis.
4. Dalle sur quatre appuis.

On appelle :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

**A).1<sup>er</sup> Type de Balcon** : C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),

On a :  $L_x=0.90m$

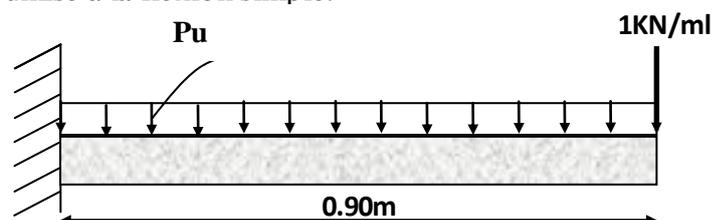
$$L_y = 3.50m$$

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$$G= 4.98 \text{ KN/m}^2$$

$$Q= 3.5 \text{ KN/m}^2$$



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

➤ **Calcul des sollicitations :**

**A l'ELU :**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q)$$

$$P_u = (1,35 \times 4,98 + 1,5 \times 3,5) = 11,973 \text{ KN/m}$$

On utilise la méthode des sections (RDM) pour déterminer les sollicitations maximales :

$$M_u = -[(11,973 \times 0,90^2)/2] + 1,35 \times 1 \times 0,90 = -6,06 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (11,973 \times 0,90) + 1 \times 1,35 = 12,12 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{6,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,029, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,037 ; Z = 11,80 \text{ cm}$$

$$A_s = (6,06 \times 10^{-3} / 0,01180 \times 348) = 1,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,008 \times 100 \times 0,14 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s$$

Donc on adopte  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

On choisit 4HA10/ml =  $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (3,14 / 3) = 1,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3HA8/ml =  $1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau III.46. Résultats de ferrailage du 1<sup>er</sup> type de dalle**

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
6.06	0.029	0.037	0.118	1.47	1.12	4HA10/ml= 3.14

**Vérification de l'espacement :**

**Sens x-x**

$$S_t \leq \min (2 \times e, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2 \times 14, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT10, soit  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$  donc c'est vérifiée  $\Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

**Sens y-y**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 14, 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.101 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**A L'ELS:**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4.98 + 3.5) = 8.48 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(8.48 \times 0.90^2)/2] + 1 \times 0.90 = 4.334 \text{ KN.m}$$

**Vérification de  $\sigma_{bc}$ :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 2.92^3 + 15 \times 3.14 (12 - 2.92)^2$$

$$I = 3980.558 \text{ cm}^4$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

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

$$\sigma_{bc} = (4.334 \times 10^{-3} \times 0.0292) / (3980.558 \times 10^{-8}) = 3.179 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque fissuration du béton.}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 4.334 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0292)] / 3980.558 \times 10^{-8} = 148.283 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Fissuration nuisible}$$

Avec :  $\eta=1.6$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### La flèche

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} = \frac{14}{90} = 1.55 \\ \frac{1}{16} = 0.062 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{l} = \frac{14}{90} = 1.55 \\ \frac{M_t}{10M_0} = 0.1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0022 \\ \frac{4.2}{400} = 0.01 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### Ferraillage:

$$\left[ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

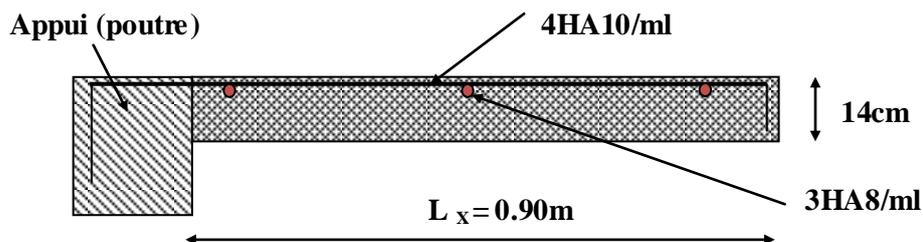


Figure III .7. Schéma de ferraillage du balcon type N°1

**B).2<sup>ème</sup> type : dalle sur deux appuis**

$$L_x = 1.10 \text{ m.}$$

$$L_y = 1.60 \text{ m.}$$

**Evaluation des charges :**

$$G = 4.98 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.68$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

**Calcul des sollicitations :** Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0710$$

$$\mu_y = 0.4034$$

$$M_x = 1.028 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.41 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments réels**

**En travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.874 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.348 \text{ KN.m.}$$

**En appuis**

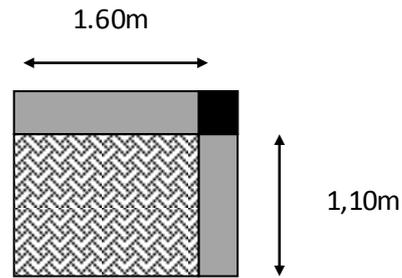
$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.437 \text{ KN.m.}$$

**Le ferrailage**

**En travée :**

**Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = 0.0042 \quad \Rightarrow \quad A_s = 0.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



**Condition non fragilité :**

$$e=14\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

Avec :  $\rho_0 = 8 * 10^{-4}$  pour  $f_e E400$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.68) * 1 * 0.14}{2} = 1.29\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.29\text{cm}^2$$

On a :  $A_{\min} > A'_x$

On ferraille avec le minimum, soit  $A'_x = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2 / \text{ml}$

Soit :  $A_s = A_{\min} = 3HA8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**Sens y-y :**

$$\mu = 0.0017 \Rightarrow A_s = 0.08\text{cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.68 > 0.4$$

$$e = 14\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2.$$

Soit :  $A_s = A_{\min} = 3HA8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

**Sens x-x:**  $S_t = (100/3) = 33\text{cm}$ .

**Sens y-y:**  $S_t = (100/3) = 33\text{cm}$ .

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.47. Résultats de ferrailage du 2<sup>ème</sup> type de dalle :**

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	0.874	0.0042	0.0052	0.119	0.21	1.29	<b>1,51=3HA8</b>	33
Y	0.348	0.0017	0.0021	0.119	0.08	1.12	<b>1,51=3HA8</b>	33
En appui								
X et Y	0.437	0.0021	0,0026	0,119	0,104	1.69	<b>2.36=3HA10</b>	33

### ❖ Vérifications

#### ❖ A l'ELU :

Vérification à l'effort tranchant :  $\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.973 \times 1,1}{2} \times \frac{1.6^4}{1.1^4 + 1.6^4} = 5.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.044 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.044 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

#### A l'ELS

$$P_s = G + Q = 8.48 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0710$$

$$\mu_y = 0.4034$$

$$M_{ser}^{tx} = 0.619 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 0.249 \text{ KN.m}$$

**La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 1.51) y - (15 \times 1.51 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 22.65y - 271.8 = 0$$

$$y = 2.12 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 2689.163 \text{ cm}^4$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

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

$$\sigma_{bc} = 0.487 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque fissuration du béton.}$$

**La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration très nuisible} \rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 34.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**La flèche**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} = \frac{14}{110} = 0.12 \\ \frac{1}{16} = 0.062 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{l} = \frac{14}{110} = 0.12 \\ \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

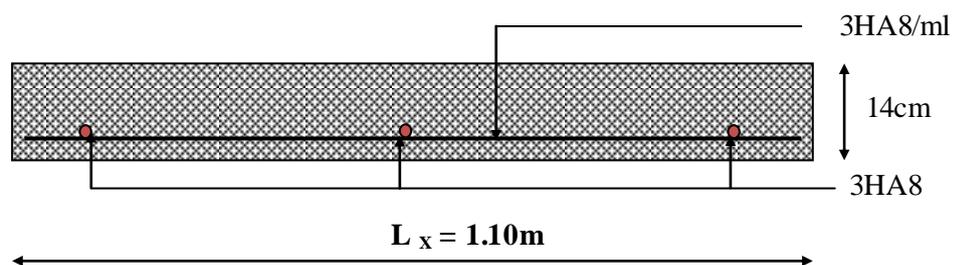
$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{1.51}{100 \times 12} = 0.0012 \\ \frac{4.2}{400} = 0.01 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Les conditions sont vérifiées => le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**Ferraillage :**

$$\left[ \begin{array}{l} A_t^x = 3\text{HA8} = 1,51\text{cm}^2/\text{ml.} \\ A_t^y = 3\text{HA8} = 1,51\text{cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 33\text{cm} \end{array} \right.$$

**Schéma de ferraillage :**



**Fig. III.8. Schéma de ferraillage de la dalle pleine type N° 2.**

B) 3<sup>ème</sup> type : dalle sur trois appuisTableau III.48. Résultats de ferrailage du 3<sup>ème</sup> type de dalle

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	12.456	0.0609	0.078	0.116	3.08	1.12	<b>3.14=4HA10</b>	25
Y	2.931	0.0143	0.018	0.119	0.70	1.12	<b>1.51=3HA8</b>	33
En appui								
X et Y	7.327	0.035	0,045	0,117	1.79	1.44	<b>2.01=4HA8</b>	25

**Vérification de l'espacement :****Sens x-x**

On a choisi 4HT10, soit  $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$

**Sens y-y**

On a choisi 3HT8, soit  $S_t = 100/3 = 33\text{cm}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.717 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,130 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**❖ A L'ELS**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = 8.48 \text{KN}$$

$$M_s = 8.814 \text{KN.m}$$

**• Vérification de  $\sigma_{bc}$** **En travée : sens X-X**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I=3980.558 \text{ cm}^4$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

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

$\sigma_{bc} = 6.46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ ..... pas de risque fissuration du béton .

**Vérification de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [ M_{ser} \times (d_x - y) ] / I$$

$$\sigma_{st} = 301.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration nuisible}$$

Avec :  $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$  ..... Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{8.814 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 3.03 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve  $\alpha = 0.34$

$$A_{st} = 4.108 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{tx} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**La flèche**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} = \frac{14}{120} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.062 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{l} &= \frac{14}{120} = 0.11 \\ \frac{M_t}{10M_0} &= 0.08 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

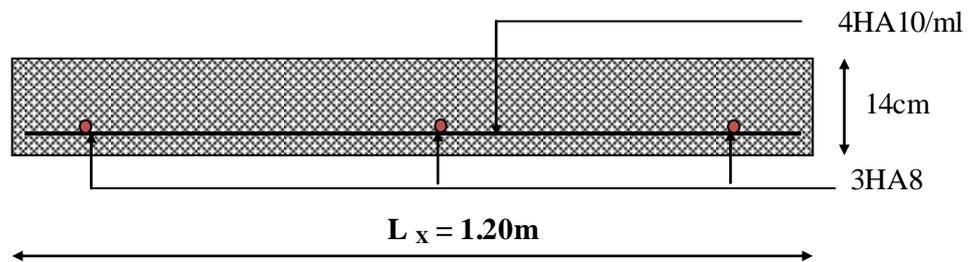
$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} &= \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.003 \\ \frac{4.2}{400} &= 0.01 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Les conditions sont vérifiées => le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**Ferrailage :**

$$\left[ \begin{aligned} A_t^x &= 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y &= 3\text{HA}8 = 1,51\text{cm}^2/\text{ml} \\ S_t^x &= 25\text{cm} \\ S_t^y &= 33\text{cm} \end{aligned} \right.$$

**Schéma de ferrailage :**



**Fig. III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 3.**

**4<sup>ème</sup> type : dalle sur quatre appuis**

**Tableau III.49. Résultats de ferrailage du 4<sup>ème</sup> type de dalle**

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
X	5.346	0.026	0.033	0.118	1.30	1.19	<b>1,51=3HA8</b>	33
Y	3.873	0.018	0.022	0.118	0.94	1.12	<b>1,51=3HA8</b>	33

En appui								
X et Y	3.564	0.017	0,021	0,118	0,86	1.6	<b>2.36=3HA10</b>	33

Tableau III.50.vérification des contraintes en travée (type4) ( $//L_x$  et  $//L_y$ )

Calculs	Vérifications
$y = 0.0212 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 0.26 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.98 \text{ MPa}$	

Tableau III.51.Evaluation de la flèche dans la dalle pleine type 4

L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{jser}$ (KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	$M_{pser}$	I (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
3.5	1.51	65.65	93.41	159.06	2689.163	$56.51 * 10^{-4}$
Y (cm)	$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
2.12	$62.161 * 10^{-4}$	$62.161 * 10^{-4}$	$62.161 * 10^{-4}$	$62.161 * 10^{-4}$	<b>0.00168</b>	<b>0.007</b>

Schéma de ferrailage :

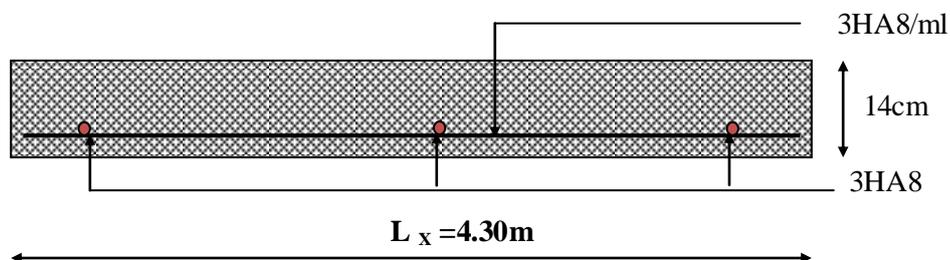


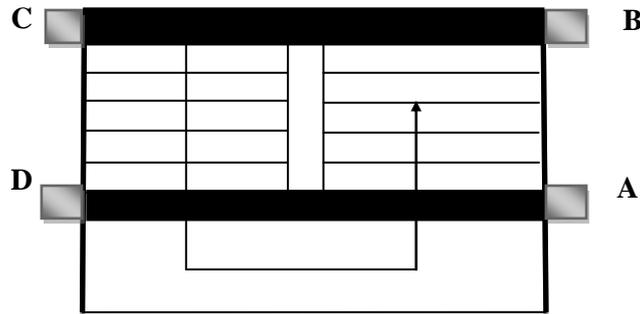
Fig. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 4.

### III.4. les Escaliers

#### III.4.1.Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.

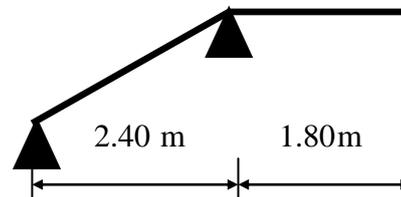
**1<sup>ère</sup> type : escalier a deux volées**

Ce type se calcule comme suit

- ✓ La charge permanente sur la volée d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G=6.95 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- ✓ La charge permanente sur le palier d'escalier



$$\left\{ \begin{array}{l} G=4.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

**Calcul à l'ELU:**

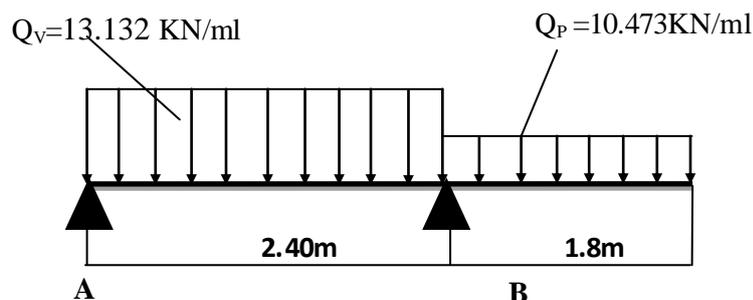
- La charge qui revient sur la volée

$$Q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 6.95) + (1.5 \times 2.5) = 13.132 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier

$$Q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 4.98) + (1.5 \times 2.5) = 10.473 \text{ KN/ml.}$$

- Schéma statique

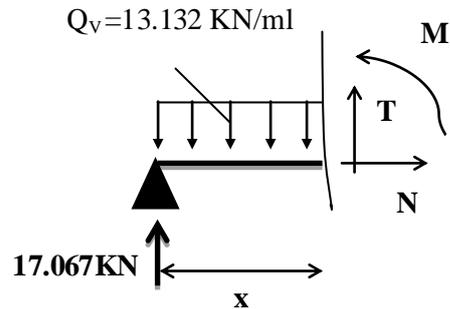


**Calcul des sollicitations****Calcul des réactions**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 17.067 \text{ KN.}$$

$$R_D = 33.30 \text{ KN.}$$

**Calcul des moments**

**1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.40 \text{ m}$**

$$M = 17.067 x - 6.566 x^2$$

$$T = 13.132 x - 17.067$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-17.067 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.40 \rightarrow \begin{cases} M=3.140 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=14.449 \text{ KN} \end{cases}$$

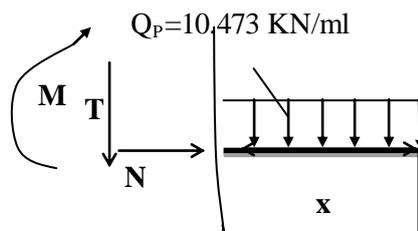
**2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 < x < 1.80 \text{ m}$**

$$M = -5.236 x^2$$

$$T = -10.473 x$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.80 \rightarrow \begin{cases} M=-30.162 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-18.85 \text{ KN} \end{cases}$$

**Calcul  $M^{\max}$** 

$$M^{\max} = M(x)$$

**Calcul de x**

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow x = 1.29m$$

Donc  $M^{\max} = 11.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

**Calcul des moments réels**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 11.11 = -5.555 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.75 \times 11.11 = 8.332 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**❖ Ferrailage**

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.52. Tableau de ferrailage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis**

En travée							
Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
8.332	0.040	0.052	0.117	2.04	1.6	<b>2.36=3HA10</b>	33
En appui							
5.555	0.027	0.034	0.118	1.34	1.44	<b>2.36=3HA10</b>	33

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59$$

Soit :  $A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $St = 33 \text{ cm}$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max} = 18.85 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V^{\max}}{bd} = \frac{18.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

**Vérification des espacements**

– Armatures principales :  $St \leq \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St \leq \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier**

$$q_v = G_v + Q_v = 6.95 + 2.5 = 9.45 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 4.98 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.53. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM**

<b>R<sub>A</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>R<sub>B</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>X</b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>0</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Observation</b>
<b>En travée</b>									
12.27	23.86	1.29	8.08	6.06	2.58	3713.718	4.21	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
12.27	23.86	1.29	8.08	4.04	2.58	3713.718	2.08	15	vérifiée

**Etat de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{420} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

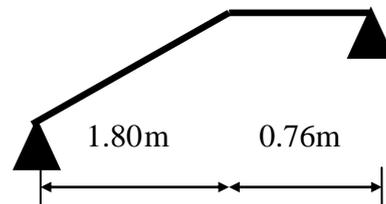
**Tableau III.54. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier**

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.2	2.36	5.78	10.09	14.23	3713.718	49175.30
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
2.58	42384.19	13966.64	9589.22	25168.82	<b>0.0054</b>	<b>0,0084</b>

### 2<sup>eme</sup> type : une seule volée

- ✓ La charge permanente sur la volée d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G=6.95 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$



- ✓ La charge permanente sur le palier d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G=4.98 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

### Calcul à l'ELU

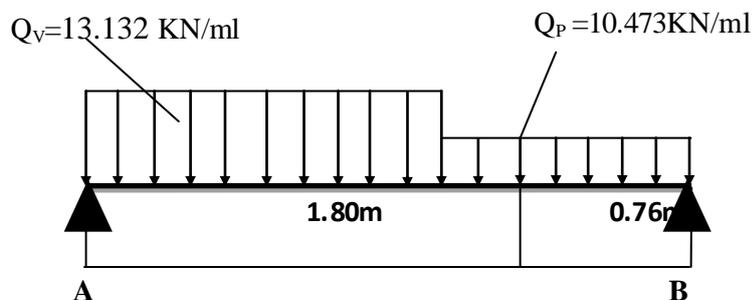
- La charge qui revient sur la volée

$$Q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 6.95) + (1.5 \times 2.5) = 13.132 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier

$$Q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 4.98) + (1.5 \times 2.5) = 10.473 \text{ KN/ml.}$$

- Schéma statique



**Calcul des sollicitations :****Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 14.73 \text{ KN.}$$

$$R_B = 16.85 \text{ KN.}$$

**Calcul des moments :****1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 1.80 \text{ m}$** 

$$M = 14.73 x - 6.566 x^2$$

$$T = 13.132 x - 14.73$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-14.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0.76 \rightarrow \begin{cases} M=5.24 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=8.90 \text{ KN} \end{cases}$$

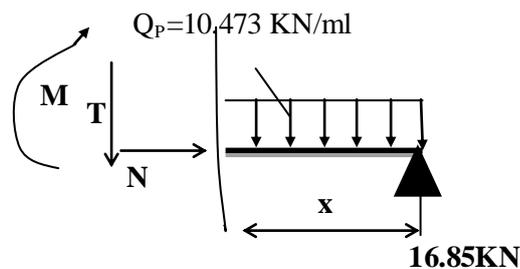
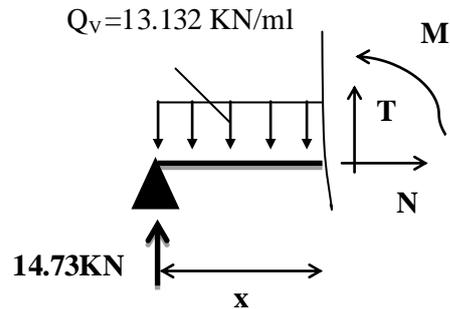
**2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 < x < 0.76 \text{ m}$** 

$$M = -16.85x + 5.236 x^2$$

$$T = 10.473 x - 16.85$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=16.85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0.76 \rightarrow \begin{cases} M=9.78 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=8.89 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul  $M^{\max}$  :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de  $x$  :

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow x = 1.61m$$

Donc  $M^{\max} = 13.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$ .

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 13.40 = -6.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.75 \times 13.40 = 10.05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

❖ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.55. Tableau de ferraillage de l'escalier à une seule volée en travée et aux appuis**

En travée							
Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)	St (cm)
10.05	0.049	0.063	0.116	2.48	1.6	<b>3.14=4HA10</b>	25
En appui							
10.05	0.032	0.040	0.118	1.63	1.44	<b>2.36=3HA10</b>	33

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et  $St = 25 \text{ cm}$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max} = 16.85 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V^{\max}}{bd} = \frac{18.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales .}$$

**Vérification des espacements**

– Armatures principales :  $St \geq \min (3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

– Armatures secondaires :  $St \geq \min (4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**Calcul à l'ELS**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

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

**La charge qui revient sur la volée et sur le palier**

$$q_v = G_v + Q_v = 6.95 + 2.5 = 9.45 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 4.98 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.56. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM**

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	$X$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>En travée</b>									
10.60	12.08	1.61	7.46	5.595	2.58	4713.128	3.466	15	vérifiée
<b>En appui</b>									
12.27	23.86	1.29	7.46	3.73	2.5 8	3713.718	2.58	15	vérifiée

Etat de déformation

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{420} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.57.Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
4.2	3.14	2.15	3.74	5.28	3713.718	49175.30
Y (cm)	I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
2.92	54092.28	54092.28	54092.28	54092.28	<b>0.0572</b>	<b>0.512</b>

Schéma de ferrailage :

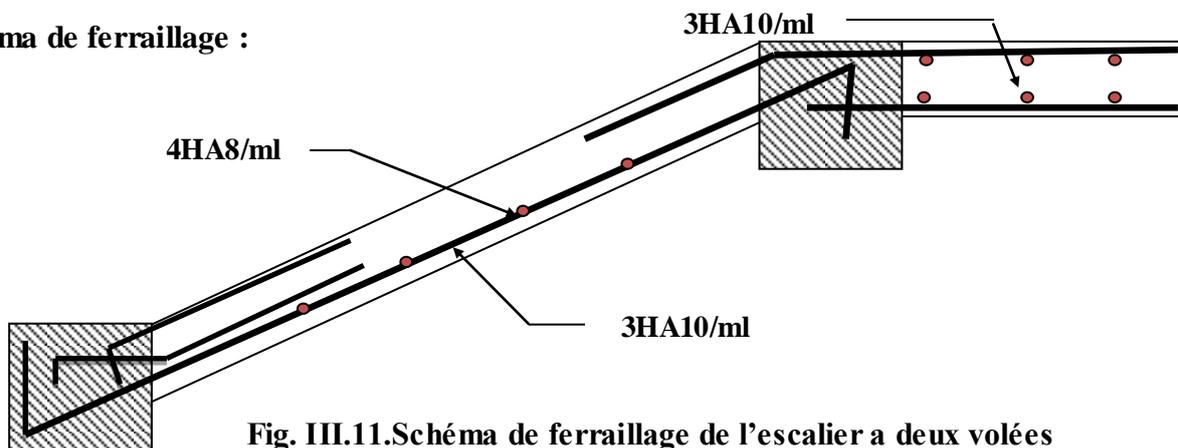


Fig. III.11.Schéma de ferrailage de l'escalier a deux volées

Schéma de ferrailage :

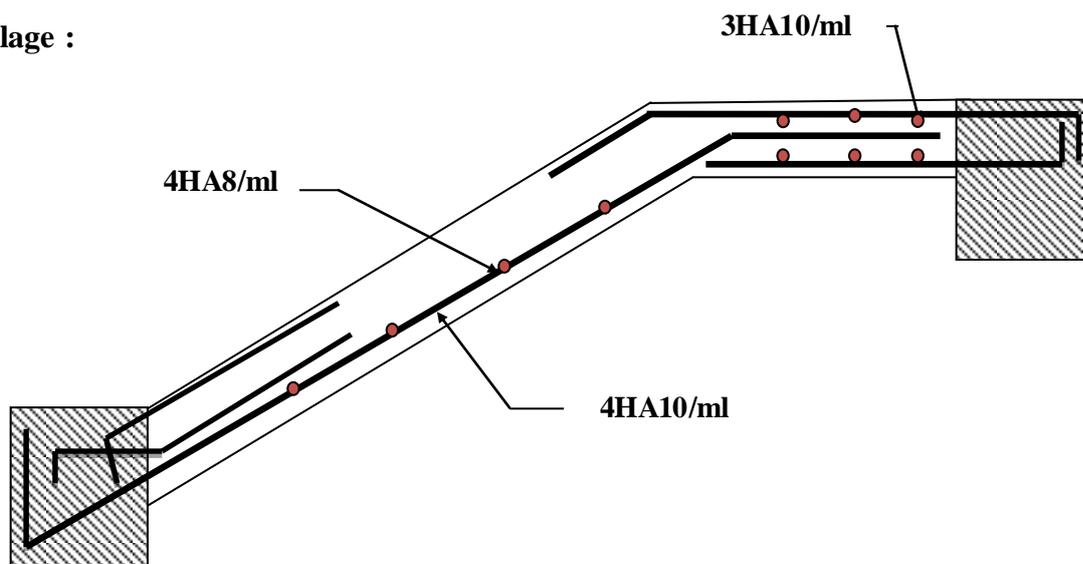


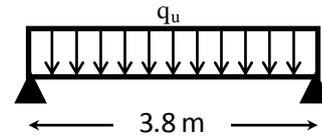
Fig. III.12.Schéma de ferrailage de l'escalier a une seule volée

### III.5. Poutre palière

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions du palier.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

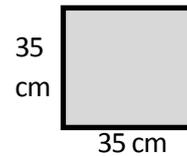


#### III.5.1. Dimensionnement

**1- Selon la condition de rigidité**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

Alors,  $\begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$



**2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003**

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases}$$

#### III.5.2. Calcul de la poutre palière

• **Charge revenant à la poutre palière :**

✓ Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.35 * 0.35 * 25 = 3.062 \text{ KN/ml.}$

✓ Charge revenant à l'escalier :  $\begin{cases} ELU: 19.89 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 14.212 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Alors,  $\begin{cases} q_u = (1.35 * 3.062) + 19.89 = 24.02 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 3.06 + 14.212 = 17.272 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

• **Sollicitations**

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 43.356 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 45.638 \text{ KN}$$

En travée  $\implies 0.75 * M^{max} = 32.517 \text{ KN.m}$

Aux appuis  $\implies 0.5 * M^{max} = -20.678 \text{ KN.m}$

- **Ferraillage à la flexion simple**
- **Armature longitudinale**

**Tableau III.58** : calcul des sections de Ferraillage en travée

Calculs	Conclusions
$M_u = 32.517 \text{ KN.m}$	$A_s = 2.86 \text{ cm}^2$  <b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.39 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.021 < 0,186$ ( <i>pivot A</i> )	
$\mu_{bu} = 0.021 < \mu_l = 0,3916$ , $A' = 0$	
$\alpha = 0.026$	
$z = 0,326 \text{ m}$	

**Tableau III.59** : calcul des sections de Ferraillage aux appuis

Calculs	Conclusions
$M_u = 20.678 \text{ KN.m}$	$A_s = 1.81 \text{ cm}^2$  <b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.39 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.013 < 0,186$ ( <i>pivot A</i> )	
$\mu_{bu} = 0.013 < \mu_l = 0,3916$ , $A' = 0$	
$\alpha = 0,016$	
$z = 0,327 \text{ m}$	

- **Armature Transversale**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.7 \text{ cm}^2$$

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{FPN}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 45.638 \text{ KN} \leq 198.247 \text{ KN.}$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

➤ **Ferraillage à la torsion :**

On définit «  $\Omega$  », l'aire de torsion, par une section

Creuse à mi- épaisseur «  $e$  » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

$$\text{Donc, } e = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 0.085 \text{ m}^2.$$

On définit «  $\mu$  » comme étant le périmètre de «  $\Omega$  » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 1.16 \text{ m.}$$

- ✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier

$$M_{tor} = 20.678 \text{ KN.m}$$

➤ **Armature longitudinale et transversale**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

➤ **Armature longitudinale**

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{20.678 * 1.16 * 10^{-3} * 1.15}{2 * 0.085 * 400}$$

$$A_l = 4.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale**

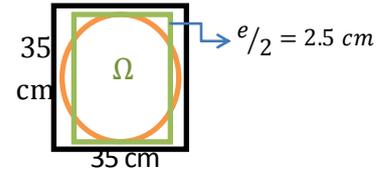
$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{20.678 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 0.085 * 400}$$

$$A_t = 0.699 \text{ cm}^2$$

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 2.08 \text{ MPa.}$$

**Note :** La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :



**Figure III.13 :** Section considérée dans le calcul de torsion

**Tableau III.60** : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	32.517	20.678	20.678
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	2.86	1.81	4.05
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0.7		0.699
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.138		2.08

**Tableau III.61** : Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A <sub>Total</sub>		A <sub>opté</sub>	
	Travée	appuis		Travée	Appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	2.86	1.81	4.05	$2.86 + \frac{4.05}{2}$ = 4.88	$1.81 + \frac{4.05}{2}$ = 3.83	2HA16 + 1HA12 = 5.15	2HA14 + 1HA10 = 3.87
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0.7		0.699	0.7+0.699 = 1.399		4φ <sub>8</sub> = 2.01cm <sup>2</sup> (1 cadre + 1 étrier φ <sub>8</sub> ) S <sub>t</sub> = 20cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 6.125 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 9.02 \text{ cm}^2$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{tortion}} = 2.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}.$$

- **Vérification des contraintes**

$$M_t^{ser} = 23.381 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.62 :** Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
$y = 0.064 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 63397.143 * 10^{-8} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.36 \text{ MPa}$	

$$M_a^{ser} = 15.687 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.63:** Vérification des contraintes aux appuis

Calculs	Vérifications
$y = 0.0563 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 17179.94 * 10^{-8} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.63 \text{ MPa}$	

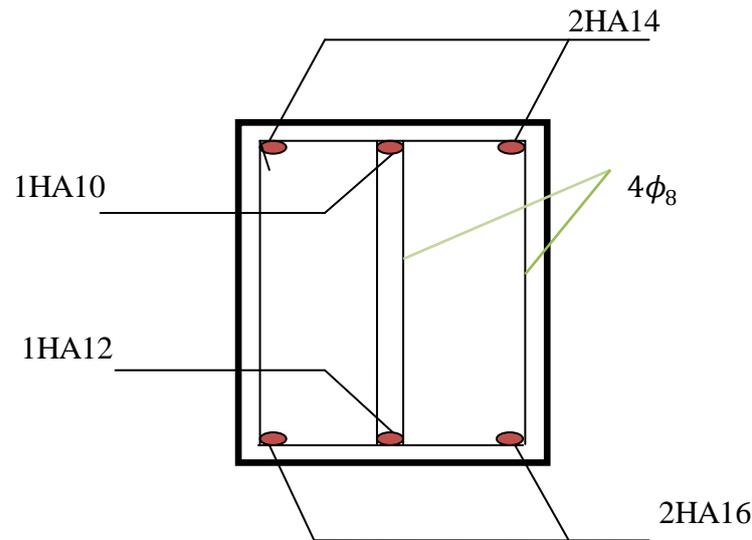
- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h/l \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) \right], l \leq 8 \text{ m.} \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h/l = 0.092 \text{ m} > 0.072 \text{ m.} \\ \textcircled{2} A_t = 5.15 \text{ cm}^2 < 12.12 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Note :** Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.



**Figure III.14:** Schéma de ferrailage de la poutre palière

## III.6. L'ascenseur

### III.6.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,60$  m
- $T_s = 1,70$  m
- $H_k = 2,20$  m
- $P_M = 1500$  daN
- $D_M = 4300$  daN
- $F_c = 5000$  daN
- $v = 0,63$  m/s

Avec :  $B_s$ ,  $T_s$ ,  $H_k$  sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

$F_c$  : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

$P_M$  : Charge due à la dalle des machines.

$D_M$  : charge due à l'ascenseur.

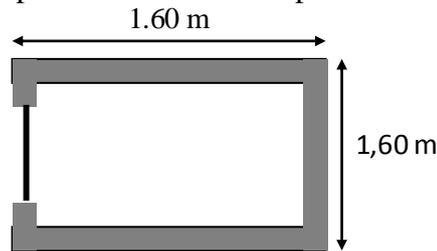
Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 daN$$

**III.6.2. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie :**

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

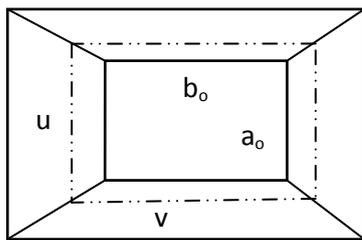


**Fig. III.15. Cage d'ascenseur.**

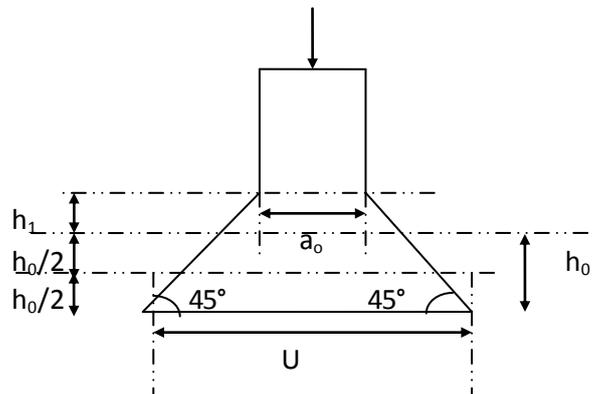
La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=20 cm**.

❖ cas d'une charge concentrée

On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$



**Figure III.16** la surface d'impact.



**Figure III.17:** Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // } \hat{a}l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // } \hat{a}l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (5cm)

$\varepsilon$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\varepsilon=1$ )

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 110 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ **Calcul les sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \gamma : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- $M_1$  est en fonction de  $\frac{u}{L_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{110}{160} = 0.68$  et  $\rho = 1$
- $M_2$  est en fonction de  $\frac{v}{L_y}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.68$  et  $\rho = 1$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve :  $M_1=0.072 \text{ KN.m}$  et  $M_2=0.057 \text{ KN.m}$

**Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y2}$  du système de levage à l'ELU**

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a: } P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

$$q_u = 1.35 * 63 = 85.05 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 85.05 * 0.072 = 6.123 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 85.05 * 0.057 = 4.847 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}.$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0368 * 9.73 * 1.6^2 = 0.916 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y * M_{x2} = 1 * 0.916 = 0.916 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.123 + 0.916 = 7.039 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.847 + 0.916 = 5.763 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

✓ En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 * M_x^0 = 5.279 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 * M_y^0 = 4.322 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis :  $M_a = -0.5 * M_x^0 = -3.519 \text{ KN.m}$

**III.6.3 Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend  $d_x=d_y=0.18m$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.64 :** Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)

Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (cm)}$	$A_{\text{Calculée}} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{\text{opté}} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Travée x-x	5.279	0.011	0.014	0.178	0.84	4T8=2.01	$St \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$ St=25
Travée y-y	4.322	0.0093	0.011	0.179	0.69	4T8=2.01	$St \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$ St=25
Appuis	3.519	0.0076	0.0095	0.179	0.56	3T8=1.51	St=33 cm

❖ **Vérification a l'ELU**

**1) Vérification de condition de non fragilité**

$\begin{cases} A_t^x = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\text{min}} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\text{min}} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$  ..... Vérifiée

$A_t^y = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .....Vérifiée.

**En appuis :**  $A_a = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_a^{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ..... Vérifiée.

• **Vérification au poinçonnement**

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec  $Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : Épaisseur total de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$Q_u = q_u = 85.05 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 2 * 2.2 * 0.2 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$

$q_u = 85.05 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$  . Donc, pas de risque de poinçonnement.

**2) Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On a } u = v = 110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 \cdot u_c} = \frac{85.05}{3 \cdot 4.4} = 6.443 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{6.443 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.035 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Calcul à l'ELS :**

**1) Le moment engendré par le moment de levage**

$$Q_{ser} = g = 63 \text{ KN}$$

$$\{ M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu M_2) = 63 * (0.072 + 0.2 * 0.057) = 5.254 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu M_1) = 63 * (0.057 + 0.2 * 0.072) = 4.498 \text{ KN.m}$$

**2) Le moment dû au poids propre de la dalle**

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$ELS: \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0368 * 7.1 * 1.6^2 = 0.668 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 1 * 0.668 = 0.668 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**3) Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\{ M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.254 + 0.668 = 5.922 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.498 + 0.668 = 5.166 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.75 * M_x = 0.75 * 5.922 = 4.441 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 * M_y = 0.75 * 5.166 = 3.874 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.5 M_x = -0.5 * 5.922 = -2.961 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes dans le béton :**

On vérifie  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

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

(On prend  $M' = 4.441 \text{ KN.m}$ )

$Y = 3\text{cm}$

$I = 7683.75\text{cm}^4$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.73\text{MPa}$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  ..... Condition Vérifiée.

**Vérification des contraintes dans l'acier :**

F.N  $\Rightarrow \bar{\delta}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63\text{Mpa}$

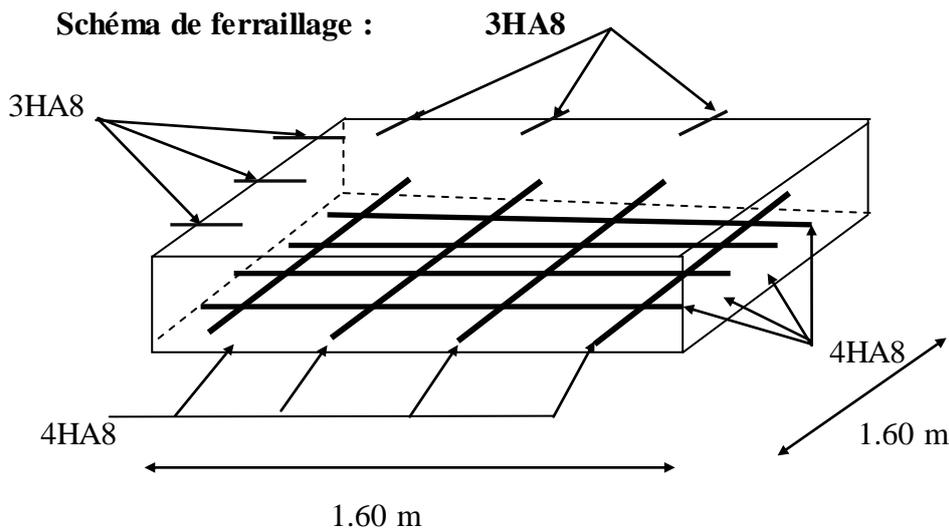
$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{SER}}{I} (d - y) = 130.04\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$  ..... Condition Vérifiée

**La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

1)  $\frac{h}{l} = \frac{15}{160} = 0.093 > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_T}{20M_0}) = 0.0375$  .....CV

2)  $\frac{A_s}{bd} = 0.0011 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$  .....CV



**Fig. III.18.**Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

### III.6.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (160×160 et h=20cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement :  $G^1 = 6,1 \text{ KN/m}^2$ .
- poids propre de l'ascenseur :  $G^2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1.60 \times 1.60} = 19.53 \text{ KN}$
- $G^{total} = G^1 + G^2 \rightarrow G^{total} = 25,63 \text{ KN/m}^2$ .
- $P^{total} = 1,35 \times G^{total} \rightarrow P^{total} = 34,60 \text{ KN/m}^2$ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens}$$

### III.6.6. Evaluation des moments à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0368 * 34.60 * 1.6^2 = 3.262 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y * M_{x2} = 1 * 0.916 = 3.262 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 2.446 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 2.446 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,4 \times M_x = 1.631 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 1,631 \text{ KN.m}$$

### III.6.7. Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

**Tableau III.65. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur**

Moment (KN. m)	$\mu_{bc}$	$A_{calcul} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{adoptés} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$
$M_{tx}$	0,0053	0,39	<b>4HA8</b>
$M_{ty}$	0,0053	0,39	<b>4HA8</b>
$M_{ax}$	0,0035	0,26	<b>4HA8</b>
$M_{ay}$	0,0035	0,26	<b>4HA8</b>

**Condition de non fragilité**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$A_x^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2$  et  $A = 2,01 \text{ cm}^2$  (dans tous les cas) .....Condition vérifiée.

$$\rho = 0.1 > 0.04$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \geq A_s$$

❖ **Calcul à l'ELS :** ( $\nu = 0,2$ )

$$P = 25.63 \text{ KN/m}^2$$

$$M^x = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 1.207 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad (\text{On prend } M = 1.81 \text{ KN.m})$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

$$I = 7683.75 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.706 \text{ Mpa}$$

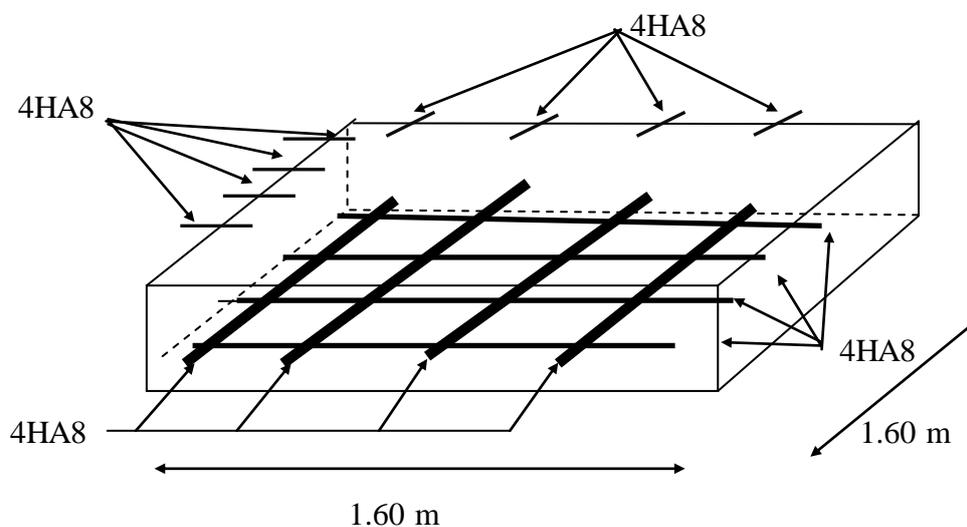
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{160} = 0.093 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_T}{20M_0}\right) = 0.0375 \dots\dots\dots CV$$

$$2) \frac{A_s}{bd} = 0.0011 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots CV$$

**Schéma de ferrailage:**

**Fig. III.19.**Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

**III.7. Étude de l'acrotère**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

**III.7.1. Hypothèses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

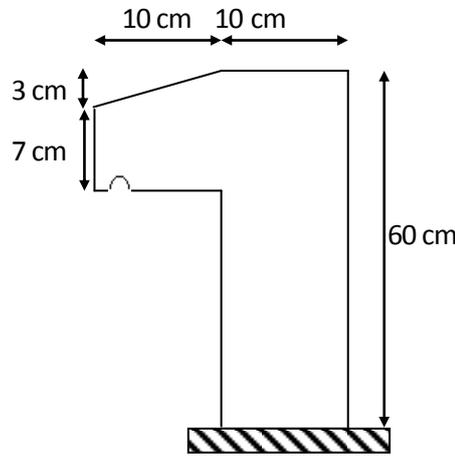


Figure III.20 : Acrotère

**III.7.2. Évaluation des charges et surcharges :**

➤ **Verticales :**

Tableau III.66: Charges et surcharges

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

$F_p = 4 * A * C_p * W_p$  D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

$F_p$  : une force horizontale due au séisme

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓ **C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1 du RPA99**).
- ✓ **W<sub>p</sub>** : poids de l'élément considéré.
 

{	$A = 0,15.$
	$C_p = 0,8. 2.$
	$W_p = 2,085 KN / ml.$

Pour notre cas : - Groupe d'usage  
- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

Donc :  $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,085 \Rightarrow F_p = 1KN$

**NB :** La section de calcul en flexion composée sera de (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

**III.7.3. Calcul des sollicitations :**

**A. Calcul du centre de pression :**

$$x_C = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N :

$$x_C = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1 / 2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1 / 2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1 / 3)}{0,069}$$

$$x_C = 0,0616m$$

$$y_C = 0,327m$$

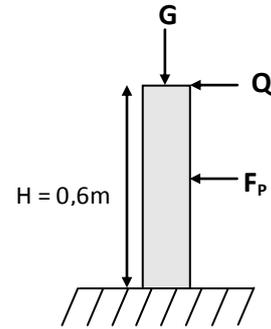
**B. Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 2,085KN / ml \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m.$$

$$F_p = 1KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_C = 1 * 0,327$$

$$\Rightarrow M_{F_p} = 0,327KN.m.$$



**Figure III.21 :** Les Sollicitations sur l'acrotère

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

**Tableau III.67: Différentes combinaisons à utiliser.**

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F <sub>p</sub>	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.085	2,81	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

**III.7.4. Calcul de l'excentricité**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44m$$

$$\frac{H}{6} = 0.016m$$

$$\left. \begin{matrix} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44m \\ \frac{H}{6} = 0.016m \end{matrix} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$  ; Tel que  $e_a$  : Excentricité additionnelle.  
 $e_1$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots BAEL91$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.085 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.085 * 0.46864 = 0,98 \text{ KN.}$$

### III.7.5. Ferrailage

#### AL'ELU

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓  $M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.085 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_c E 400)$$

d'où :  $A's = 0$ .

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.042 * 10^{-3}}{0.0795 * 348} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3766 * 10^{-4} - \frac{2.085 * 10^{-3}}{348} = 0.3166 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  on adopte  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

• **Espacement**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
2. Armatures de répartition :  $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

• **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_p + Q) = 1.5 * 2 = 3 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

#### A. ELS : (vérification des contraintes)

$$d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

##### ✓ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A ;$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 \text{ m} < h/2 = 0.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

➔ C à l'extérieur de la section.

$$y_{ser} = y_c + c$$

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

$$\text{Tel que : } p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}.$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}.$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 * 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération  $y_c = 0.25 \text{ m}$ . Donc,  $y = 0.0423 \text{ m}$

##### ✓ Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, \text{ FN} \end{cases}$$

## III. 7.6. Schéma de Ferrailage

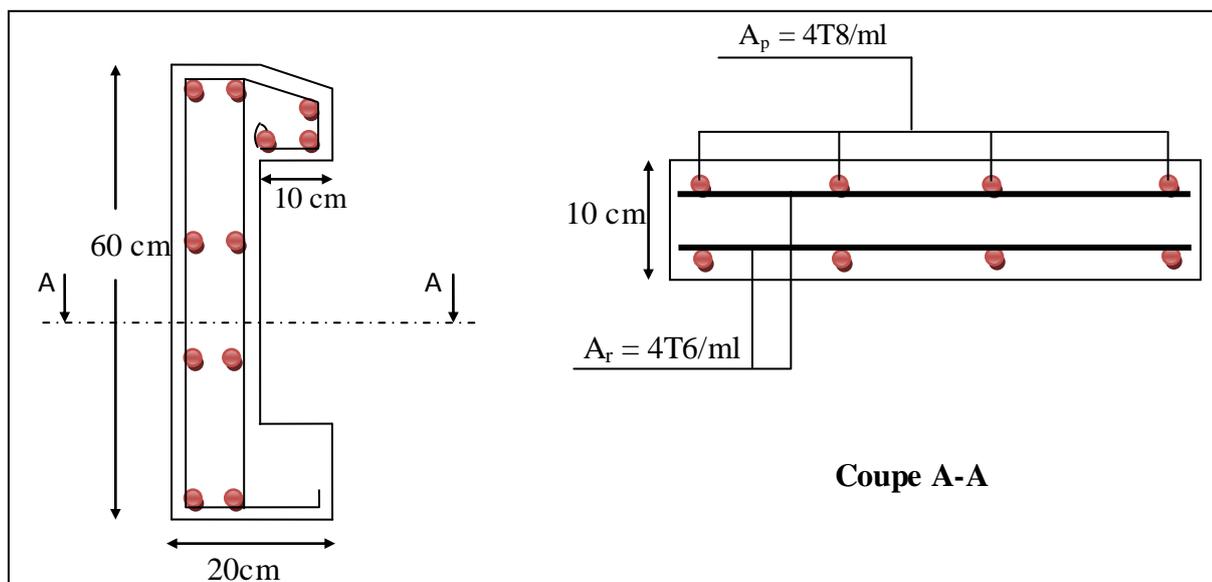


Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### 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) la méthode statique équivalente

D'après L'article **4.2.3 De RPA99/version 2003**, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux

directions horizontales et orthogonales selon la formule : 
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- $A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA **99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de moyenne sismicité (type **IIa** ) et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons :  $A = 0.15$

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 de RPA99/ version 2003, (**site meuble S<sub>3</sub>**)

$$T_2(S_3) = 0.5s$$

$$T_1 = 0.15s$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique et fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense,

$$\text{donc } \xi = 8.5 \%$$

$$\text{d'où } \eta = 0,81 > 0.7$$

#### IV.3.1.1) Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:

$$T = C_T h^{3/4}$$

Avec :

**h** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N) :

$$h = 32.56 \text{ m}$$

**C<sub>T</sub>** : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (32.56)^{3/4} = 0,68\text{s}$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{d}$$

**d** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

➤ **Sens Y-Y :**

$$d_y = 14.5 \longrightarrow T = 0,78\text{s}$$

➤ **Sans X-X :**

$$d_x = 21.30 \longrightarrow T = 0,63\text{s}$$

D'après le RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction majoré de 30%.

$$\text{Donc : } T_x = 0,82\text{s}$$

$$T_y = 0,88\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0,5$$

$$D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

D'où :

- $D_x = 1.45$
- $D_y = 1.38$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Pour une structure mixte (portique et voiles) : **R = 5**

- **Q** : est le facteur de qualité donné par la formule suivant :

$$Q = 1 + \sum P_a$$

Talque  $p_a$  est donné par le tableau suivant :

**Tableau IV.1** : Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère q	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

A partir du tableau **4.4 de RPA 99** version 2003 on trouve : **Q = 1.2**

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

**W** est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum w_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

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

$\beta$  : coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (les étages à usage d'habitation et service)  **$\beta = 0,20$** .

et étage commerce  **$\beta = 0,3$**

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$

$$W_{total} = 35664.723 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\begin{cases} V_{xstat} = 1861.698 \text{ KN} \\ V_{ystat} = 1771.823 \text{ KN} \end{cases}$$

**IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale**

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d’une structure. L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul**

L’excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d’évaluer sa réponse sismique.

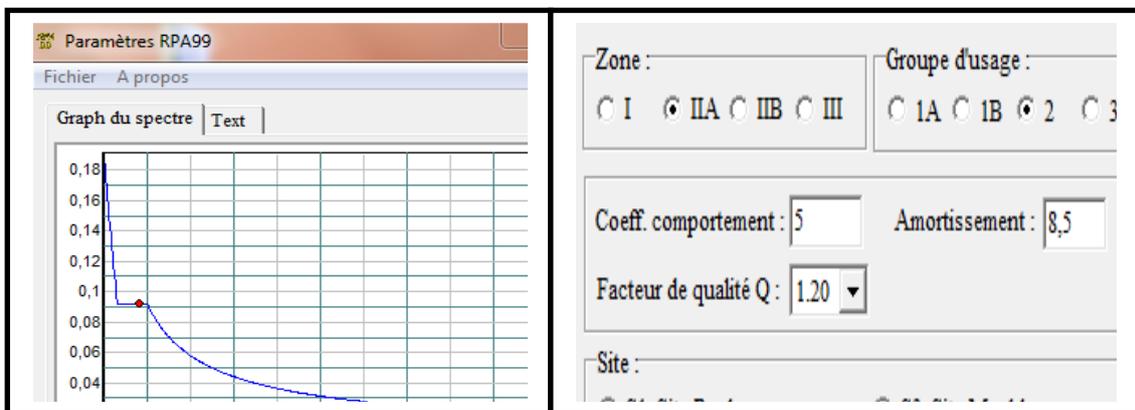


Figure IV.1 : Spectre de réponse de la structure

### IV.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au 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.3.3.1. 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.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Dans la bute d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critère de RPA ,une étude dynamique par le logiciel SAP 2000 version 14 a été menée .

#### IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement

La présence d'étage commercial dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions par exemple celle-ci après :

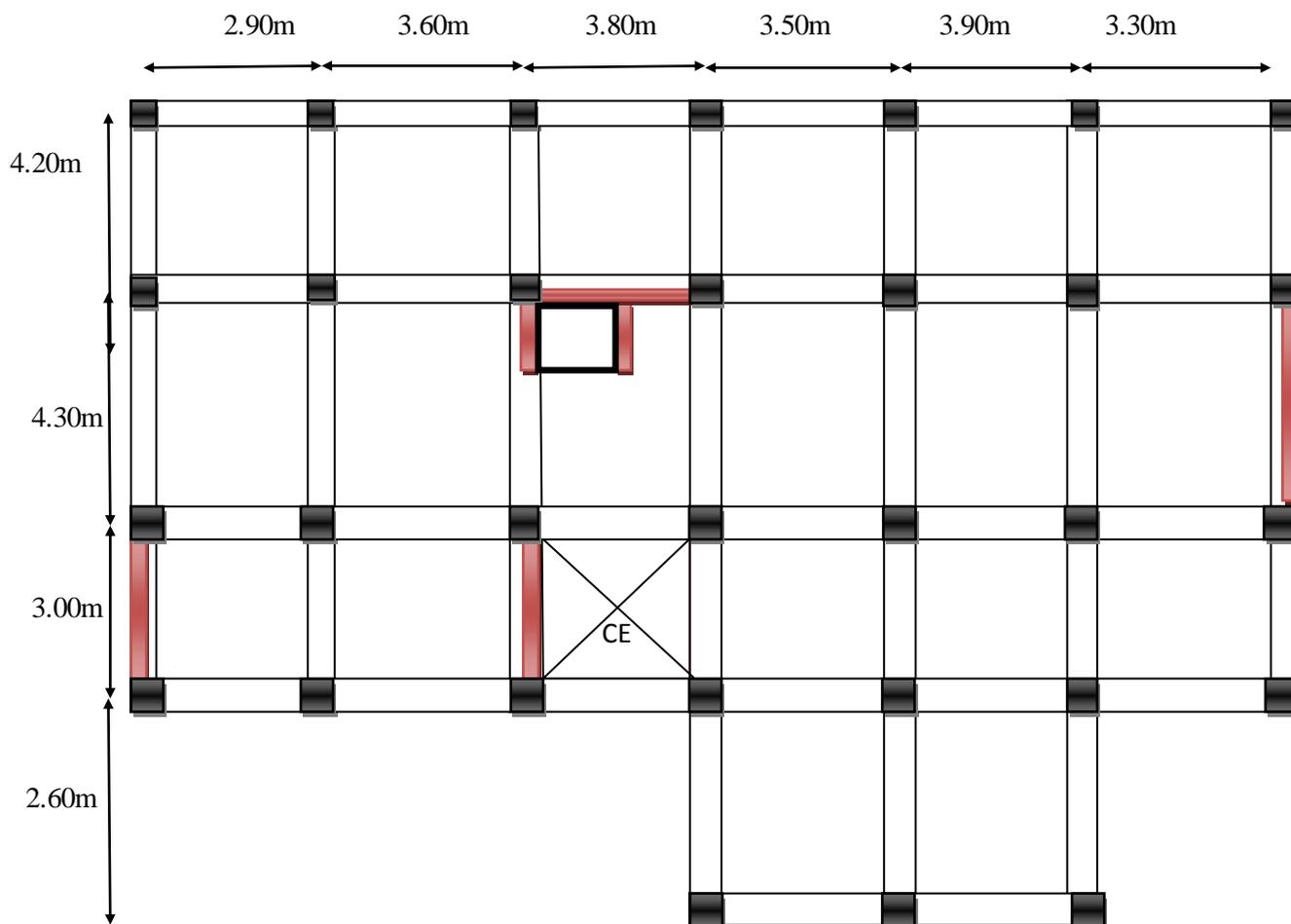


Fig. II.2. La 1<sup>ère</sup> disposition des voiles

Mais cette disposition a abouti un mauvais comportement de la structure à la non vérification de l'interaction voiles-portiques, soit à la participation de la masse.....etc donc la disposition retenue est la suivante :

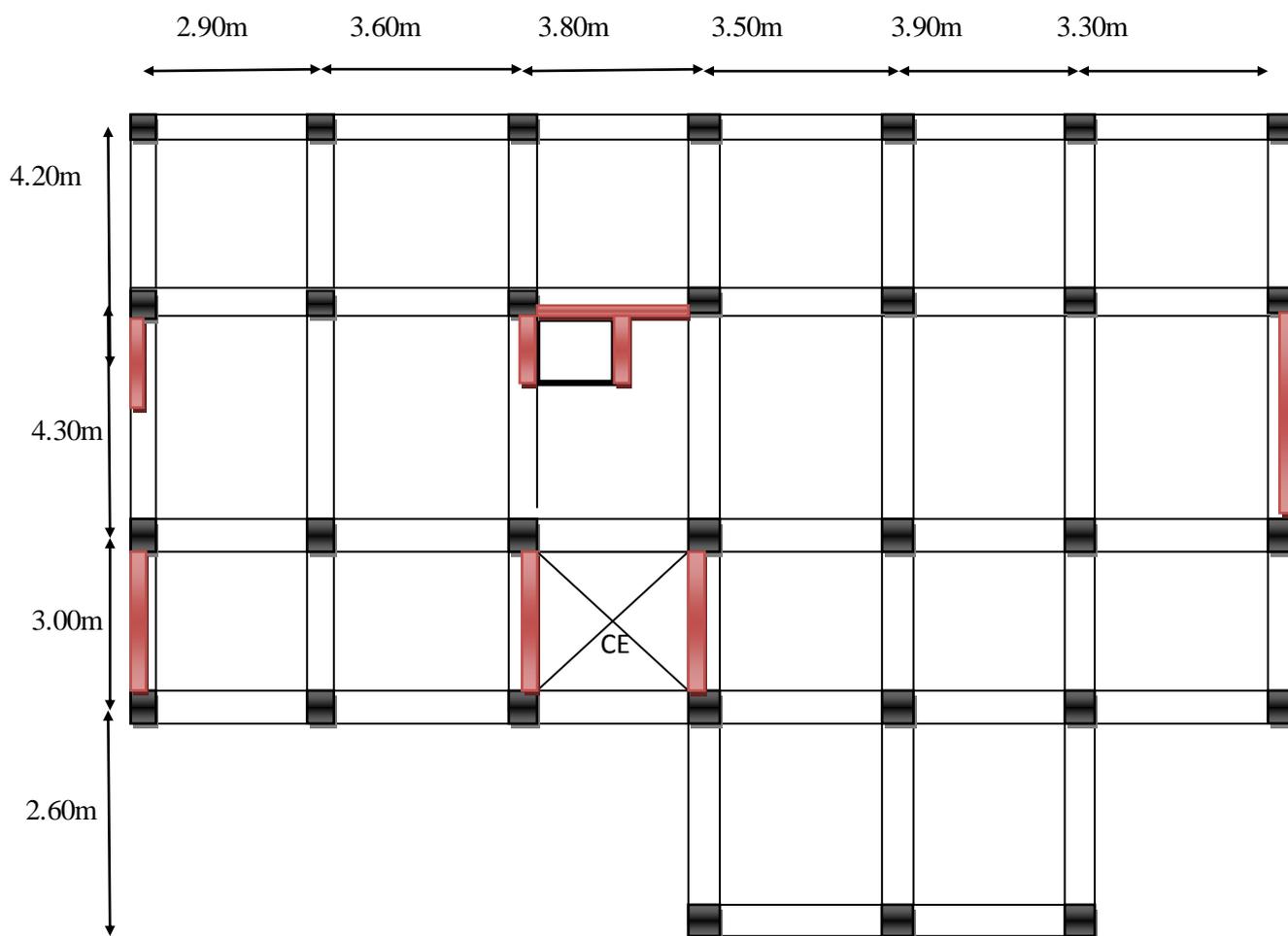


Fig. II.3. La 2<sup>ème</sup> disposition des voiles

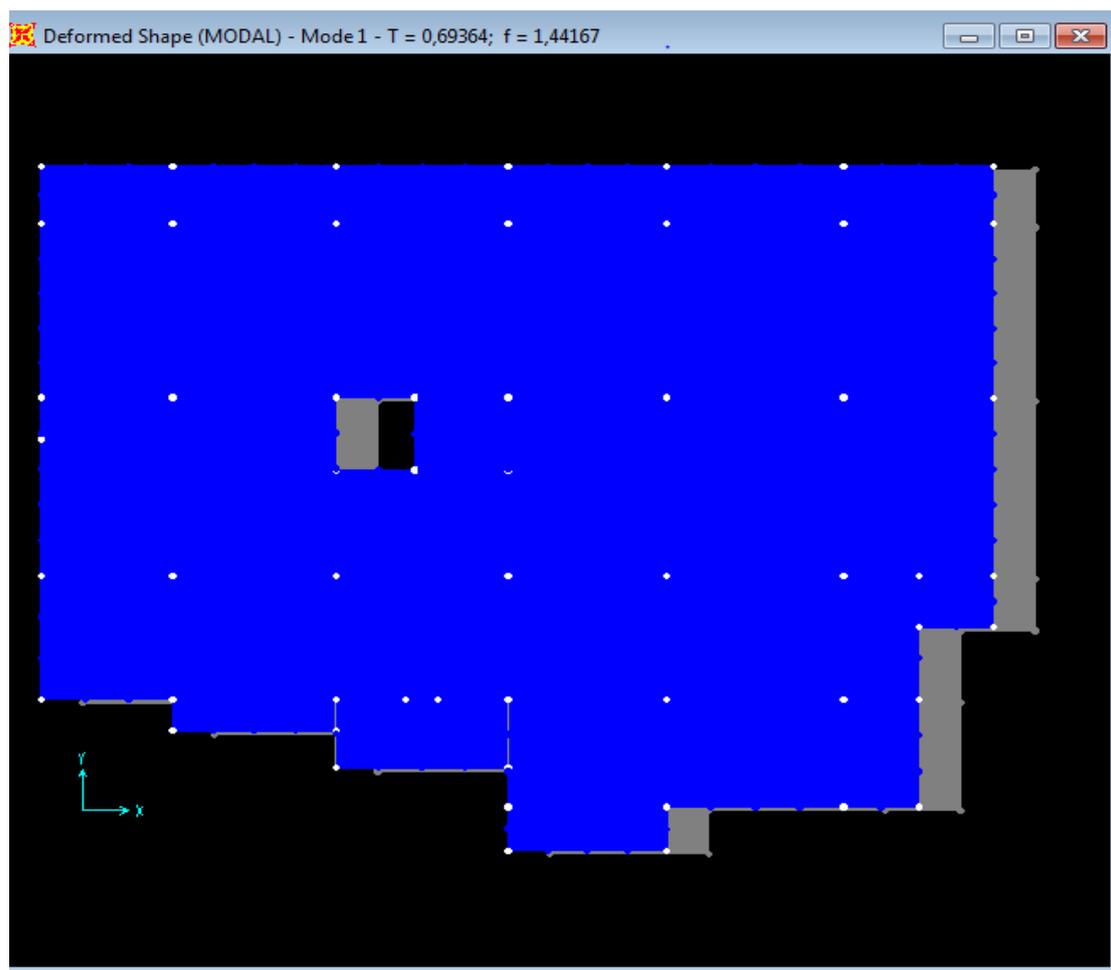
#### IV.4.2. Analyse du comportement de la structure

✓ Mode (1) :

**Analyse des résultats** : la participation modale du premier mode suivant (x) est

Prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ( $T=0.69364s$ ) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ( $T=0.82s$ )



**Fig.IV.4.** premier mode de déformation (translation suivant x)( $T=0.69364$  sec)

✓ **Mode (2) :**

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration( $T=0.58846$ sec) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%.( $T=0.88$ sec).

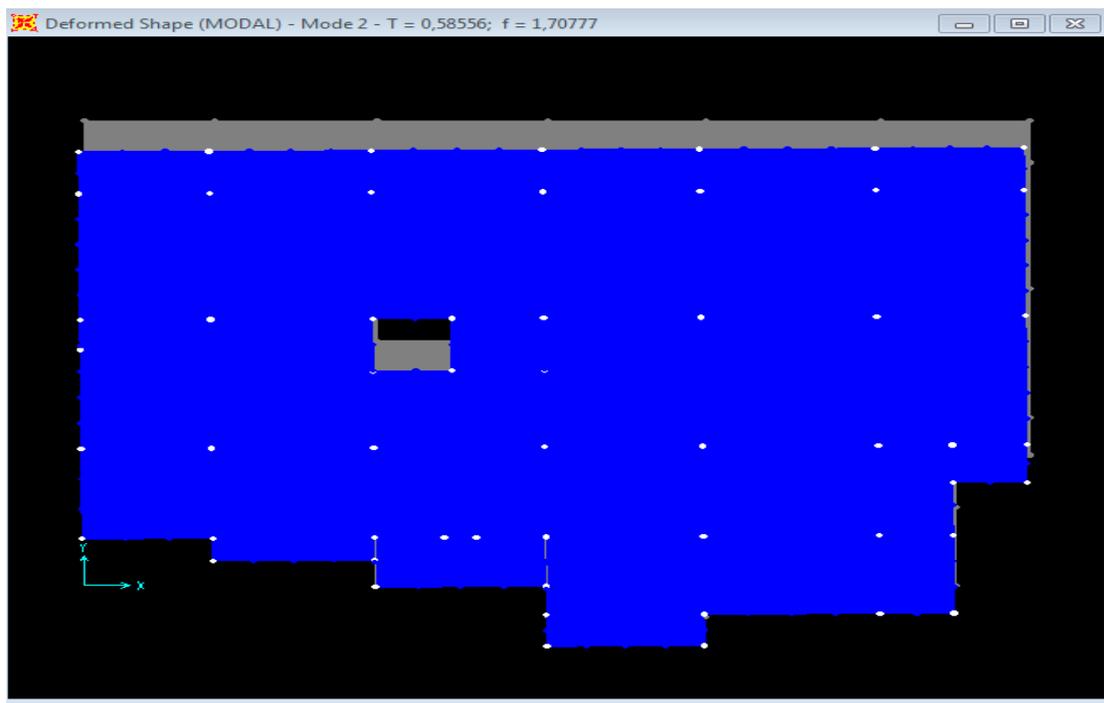


Fig. IV.5. deuxième mode de déformation (translation suivant Y)( $T=0.58556$ sec)

✓ Mode (3) :

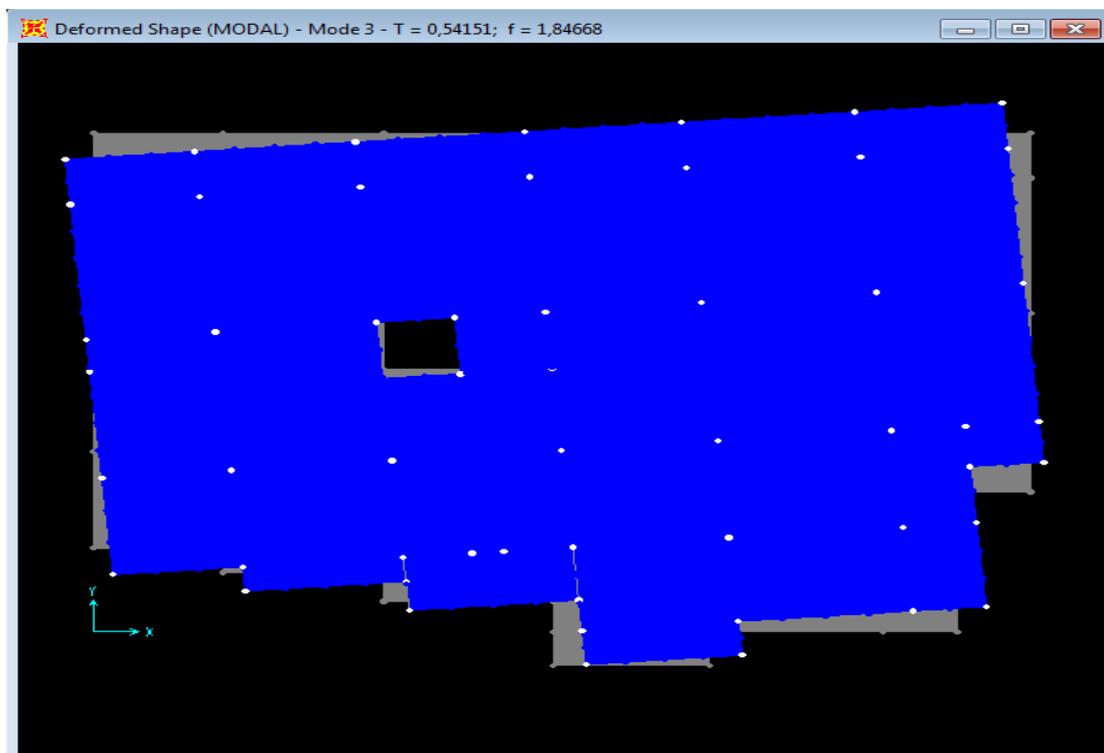


Fig. IV.6. troisième mode de déformation (torsion)( $T=0.54151$  sec)

## ➤ Période de vibration et taux de participation des masses modales:

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation des masses modales

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,693638	0,67208	0,00513	0,000005375	0,00633	0,70483	0,000005375
2	0,585558	0,00521	0,62725	0,0000223	0,81285	0,71075	0,00002768
3	0,541512	0,00004592	0,00193	3,815E-07	0,81602	0,71075	0,00002806
4	0,215073	0,12419	0,00098	0,00002259	0,8161	0,71463	0,00005065
5	0,165862	0,00199	0,12947	0,00024	0,82642	0,71467	0,00029
6	0,146514	0,00029	0,01337	0,00000387	0,82826	0,71479	0,0003
7	0,109637	0,04287	0,00088	0,00004133	0,82831	0,71891	0,00034
8	0,085737	0,000004875	0,00003589	0,00006411	0,82831	0,71894	0,0004
9	0,081182	0,00003924	0,00418	0,26288	0,90703	0,78871	0,26328
10	0,079209	0,00115	0,04364	0,03005	0,91723	0,79909	0,29333
11	0,076977	0,00001109	0,00156	0,00162	0,91822	0,8125	0,29495
12	0,071854	0,00029	0,00002235	0,20229	0,92706	0,87734	0,49724
13	0,070939	0,01683	0,00019	0,0091	0,92784	0,8827	0,50634
14	0,069068	0,00098	2,903E-07	0,00082	0,93132	0,88291	0,50716
15	0,067266	0,00101	0,00548	0,00118	0,9318	0,88308	0,50834
16	0,066213	0,00004893	0,00001674	0,05105	0,93772	0,88334	0,55939
17	0,063683	1,015E-07	8,685E-08	0,07865	0,93923	0,89107	0,63803
18	0,062689	0,00002254	0,00001604	0,00004446	0,93928	0,89164	0,63808
19	0,062414	0,000004784	0,00001917	0,00141	0,93978	0,89524	0,63949
20	0,060004	0,00003381	0,00002699	0,0323	0,946	0,89656	0,67179
21	0,056665	0,00002512	1,75E-08	0,01012	0,94669	0,89715	0,68191
22	0,055699	0,00011	0,00011	0,00389	0,94669	0,89918	0,6858
23	0,054409	4,083E-07	0,000002404	0,00027	0,94673	0,89919	0,68607
24	0,054011	1,759E-07	0,00007202	0,0028	0,94957	0,90196	0,68887

**NB :** Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du dixième mode (sens x-y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003

#### IV.5. Justification de l'interaction voile-portique

Les tableaux(IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les

voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

#### IV.5.1. Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
 : Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$
 : Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.3: Interaction sous charges verticales**

niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
<b>RDC</b>	26907,276	5182,885	83,85	16,15
<b>Etage1</b>	23207,403	5261,987	81,52	18,48
<b>Etage2</b>	19961,306	4764,924	80,72	19,27
<b>Etage3</b>	16843,931	4166,518	80,17	19,83
<b>Etage4</b>	13882,754	3471,208	79,99	20,00
<b>Etage5</b>	10726,593	1375,268	88,63	11,36
<b>Etage6</b>	8705,162	1375,268	63,36	13,64
<b>Etage7</b>	5594,151	983,483	85,05	14,95
<b>Etage8</b>	2730,691	534,866	83,62	16,37

D'après le tableau IV.2, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

**IV.5.2. Sous charges horizontales :**

-  $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$  : Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques

-  $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$  : Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.4 : Interaction sous charges horizontales**

niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
<b>RDC</b>	71.058	136.140	34.294	65.705	436.800	955.260	31.377	68.622
<b>Etage1</b>	54.936	133.263	29.190	70.809	445.173	1009.59	30.601	69.398
<b>Etage2</b>	68.462	127.264	34.978	65.021	522.552	873.671	37.426	62.573
<b>Etage3</b>	73.714	110.304	40.058	59.941	561.014	754.091	42.659	57.340
<b>Etage4</b>	75.666	91.948	45.143	54.856	597.951	631.332	48.642	51.357
<b>Etage5</b>	62.983	64.744	49.310	50.689	481.072	272.526	63.836	36.163
<b>Etage6</b>	64.756	64.744	50.004	49.995	525.276	272.526	65.840	34.159
<b>Etage7</b>	49.870	54.369	47.841	52.158	353.091	220.109	61.599	38.400
<b>Etage8</b>	51.632	24.179	68.106	31.893	399.408	88.715	81.825	18.174

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction x x et y y. donc L'interaction sous charge horizontale est vérifiée.

### IV.6. Vérification de la résultante de la force sismique

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

**Tableau IV.5: Vérification de l'effort tranchant à la base**

Résultats des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{sta}$ (KN)	$V_{dyn} / V_{sta}$
<b>Sens x-x</b>	982.699	1861.698	0.53
<b>Sens y-y</b>	2091.417	1771.823	1,18

On voit bien que  $V_{dyn} > 0.8V_{st}$  dans le sens y-y

Par contre cette condition se n'est pas vérifiée dans le sens x-x, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) en les multipliant par le rapport :

$$\frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}} = 1.18$$

### IV.7. Vérification de l'effort normale réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Tableau IV.6: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	V	Observation
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x55	3025	1502.319	0.019	vérifiée
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	50x50	2500	1193.205	0.019	vérifiée
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étage	45x45	2025	680.165	0.013	vérifiée
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup>	40x40	1600	347.525	0.008	vérifiée

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

#### IV.8. Justification vis-à-vis de déplacement:

##### (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Formule (4-19).}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau. IV. 7: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x)**

Niveaux	Sens X - X						Observation
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	
<b>RDC</b>	0.0000036	0.000018	0	0.000018	4.08	4.4118E-06	<b>vérifiée</b>
<b>Etage1</b>	0.00001	0.00005	0.000018	0.000032	3.06	1.0458E-05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage2</b>	0.000018	0.00009	0.00005	0.00004	3.06	1.3072E-05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage3</b>	0.000027	0.000135	0.00009	0.000045	3.06	1.4706E-05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage4</b>	0.000038	0.00019	0.000135	0.000055	3.06	1.7974E-05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage5</b>	0.00005	0.00025	0.00019	0.00006	3.06	1.9608E-05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage6</b>	0.000062	0.00031	0.00025	0.00006	3.06	1.9608E-05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage7</b>	0.000074	0.00037	0.00037	0.00006	3.06	1.9608E-05	<b>vérifiée</b>
<b>Etage8</b>	0.000084	0.00042	0.00042	0.00005	3.06	1.634E-05	<b>vérifiée</b>

**Tableau. IV. 8: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y)**

Niveaux	Sens Y - Y						Observation
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	
<b>2</b>	0.000017	0.000085	0	0.000085	4.08	2.0833E-05	<b>vérifiée</b>
<b>3</b>	0.000048	0.00024	0.000085	0.000155	3.06	5.0654E-05	<b>vérifiée</b>
<b>4</b>	0.000084	0.00042	0.00024	0.00018	3.06	5.8824E-05	<b>vérifiée</b>
<b>5</b>	0.0001	0.0005	0.00042	0.00008	3.06	2.6144E-05	<b>vérifiée</b>
<b>6</b>	0.0002	0.001	0.0005	0.0005	3.06	0.0001634	<b>vérifiée</b>
<b>7</b>	0.0002	0.001	0.001	0	3.06	0	<b>vérifiée</b>
<b>8</b>	0.0002	0.001	0.001	0	3.06	0	<b>vérifiée</b>
<b>9</b>	0.00003	0.0015	0.001	0.0005	3.06	0.0001634	<b>vérifiée</b>
<b>10</b>	0.00003	0.0015	0.0015	0	3.06	0	<b>vérifiée</b>

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

#### IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

##### RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.6).}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : Hauteur d'étage (k).

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une

analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau. IV.9:** Vérification des effets P- $\Delta$  sens x-x.

niveau	Sens x-x				
	Hk(m)	Pk (KN)	$\Delta k$ (m)	Vk (KN)	O <sub>k</sub>
RDC	4.08	3240.358	0.000018	207.198	0.000055138
Etage1	3.06	3314.954	0.000032	188.199	0.00125473
Etage2	3.06	3397.625	0.00004	195.726	0.00128118
Etage3	3.06	3335.976	0.000045	184.018	0.00126643
Etage4	3.06	4794.381	0.000055	167.614	0.00118523
Etage5	3.06	1836.897	0.00006	127.727	0.00141477
Etage6	3.06	3183.091	0.00006	129.5	0.00091344
Etage7	3.06	2998.222	0.00006	104.239	0.00057082
Etage8	3.06	3034.577	0.00005	75.811	0

**Tableau. IV.10:** Vérification des effets P- $\Delta$  sens y-y

	Sens x-x				
	Hk(m)	Pk (KN)	$\Delta k$ (m)	Vk (KN)	O <sub>k</sub>
RDC	4.08	3240.358	0.000085	1392.06	0.00038755
Etage1	3.06	3314.954	0.000155	1454.764	0.00078624
Etage2	3.06	3397.625	0.00018	1396.223	0.00080819
Etage3	3.06	3335.976	0.00008	1315.105	0.00031504
Etage4	3.06	4794.381	0.0005	1229.283	0.00146916
Etage5	3.06	1836.897	0	753.598	0
Etage6	3.06	3183.091	0	797.802	0
Etage7	3.06	2998.222	0.0005	573.2	0.00086505
Etage8	3.06	3034.577	0	488.123	0

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.

## Conclusion

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel **SAP 2000.V14**.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique) vis-à-vis le **RPA 99/version 2003**. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (**effet P- $\Delta$** ).



## Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

### V.1. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 suivantes :

- ✓  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓  $G + Q$
- ✓  $G + Q + E$  **RPA99/ 2003 (article 5.2)**
- ✓  $G + Q - E$
- ✓  $0.8 \times G + E$
- ✓  $0.8 \times G - E$

#### V.1.1. Recommandation du RPA99/2003

##### A. Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

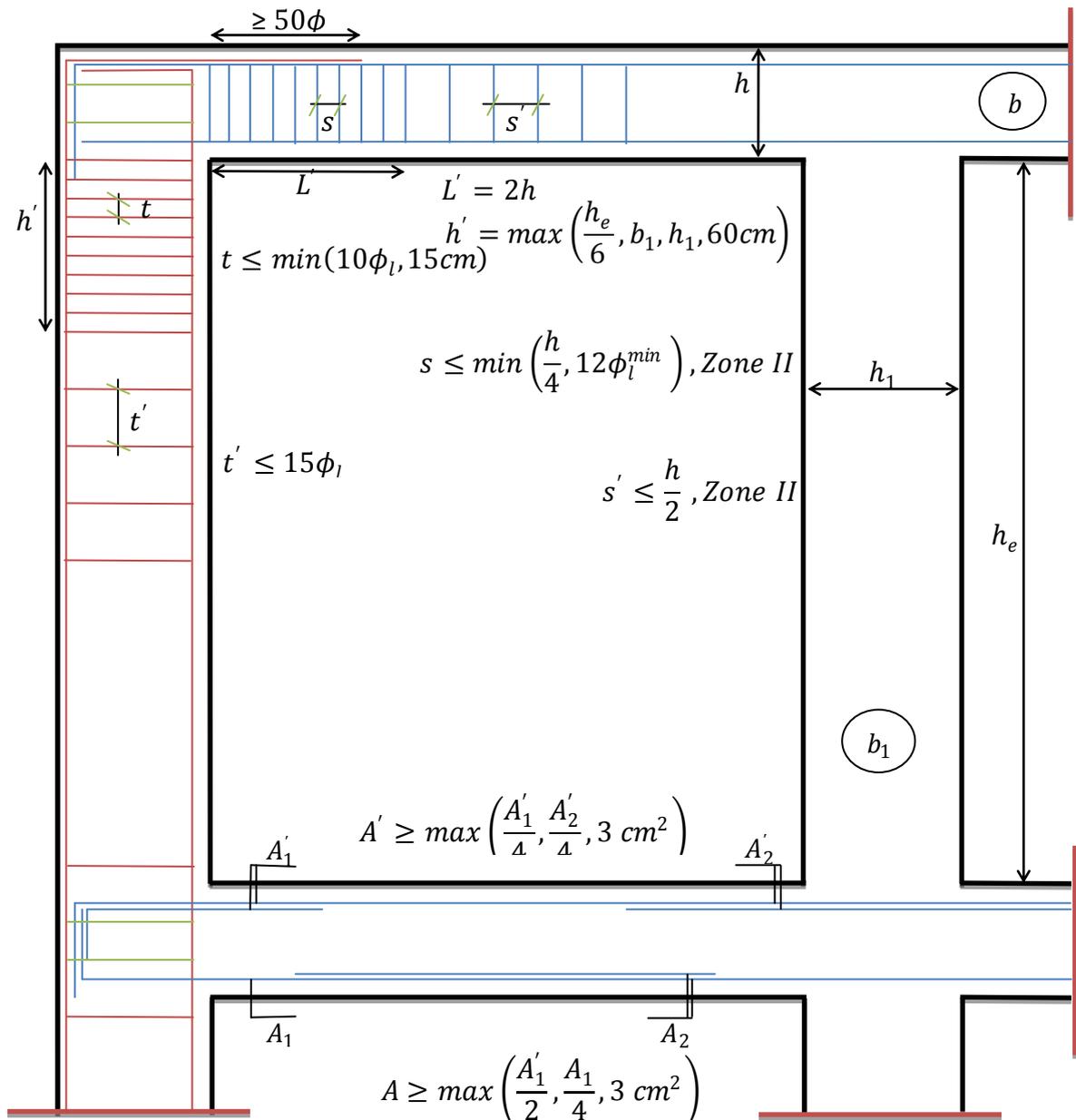
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

##### B. 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.  $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$ .

- ✓ 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.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **Figure V.10**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- ❖ **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'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ , Zone nodale (Zone II).
  - $S \leq \frac{h}{2}$ , 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



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternation dans l'orientation)

Figure V.1 : Dispositions constructives des portiques

### V.1.2.Ferraillage des poutres

#### V.1.2.1.Les armatures longitudinales

Le ferraillage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 : Les armatures longitudinales dans les poutres**

Planchers	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A <sub>SAP</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
commerce	Principale	35×30	Appui	4.12	5.25	3 HA 16+1HA12 = 7.16
			Travée	3.79		3 HA 16 = 6.03
	Secondaire	25×30	Appui	4.34	3.75	3HA14+1HA12= 5.75
			Travée	3.54		3HA14 = 4.62
Service	Principale	35×30	Appui	7.31	5.25	3HA12 + 3HA14 = 8.01
			Travée	5.92		3HA16=6.03
	Secondaire	25×30	Appui	6.34	3.75	3HA12 + 2HA14 = 6.47
			Travée	4.15		3HA14 = 4.62
Habitations	Principale	35×30	Appui	8.07	5.25	3HA14 + 2HA16 = 8.64
			Travée	7.18		3HA12 +2HA16 = 7.41
	Secondaire	25×30	Appui	6.19	3.75	3HA14 + 2HA12= 6.88
			Travée	3.93		3HA14 =4.62
Terrasse	Principale	35×30	Appui	4.89	5.25	3 HA 16+1HA12 = 7.16
			Travée	5.38		3 HA 16 = 6.03
	Secondaire	25×30	Appui	3.72	3.75	3 HA 14+1HA12 = 5.75
			Travée	2.39		3 HA 14 = 4.62

❖ **Longueur de recouvrement**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$  **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 65\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 60\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 50\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 10\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1 = 40\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 40\text{cm}$ .

❖ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:**

✓ **En zone courante :**

$3HA14 + 2HA16 = 8.64 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 42\text{cm}^2 \dots$  Vérifiée.

## ✓ En zone de recouvrement

$(3HA14 + 2HA16) + (3HA12 + 2HA16) = 8.64 + 7.41 = 16.05 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2 \dots$  Vérifiée

## ❖ Pourcentage total minimal des aciers longitudinaux:

$0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2 < 8.64 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

## V.1.2.2. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

## ✓ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

## ✓ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{30}{35}; \frac{25}{10}\right) \leq 0.85 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm}.$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

## Calcul des espacements des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 28.58 \text{ cm}.$$

Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$ , On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{\min}\right) = 8.75 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 8 \text{ cm}$  en zone recouvrement.

On adopte un espacement de 8 cm en zone recouvrement sur une longueur de  $l' = 2 \times h = 70 \text{ cm}$ .

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

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## V.1.3 Vérifications à l'ELU

## V.1.3.1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.82 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**V.1.3.2. Vérification des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$ , **BAEL91 (Article H.III)**.

**Tableau V.2 :** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Principales	248.033	2.583	Vérifiée
Secondaires	41.537	0.512	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**V.1.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- ✓ en appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3 :** Vérification au cisaillement.

Poutres	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (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
Principale	8.64	248.033	48.1258	7.13	- 4.80	Vérifiée
Secondaires	6.47	41.537	34.9731	1.19	- 2.94	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**V.1.4. Vérifications à l'ELS**

**V.1.4.1. Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

- $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.
- $y$  : position de l'axe neutre.
- $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

**Tableau V.4 :** Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	34.5929	68747.477	12.85	6.465	15
	Travées	36.8974	61731.6	12.13	7.25	15
Poutres secondaires	Appuis	25.5403	35907.67	11.10	7.89	15
	Travées	36.2154	32230.47	9.77	10.97	15

**V.1.4.2. Vérification de la flèche**

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91 (Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$  (1)

✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$  (2)

✓  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$  (3)

✓ **Poutres principales**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{430} = 0.081 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{430} = 0.081 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.065 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.009 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ **Poutres secondaires**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

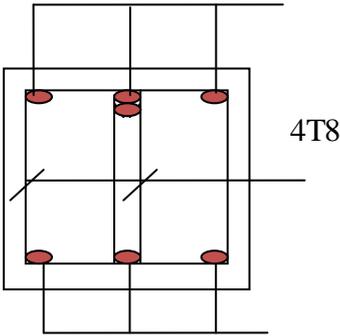
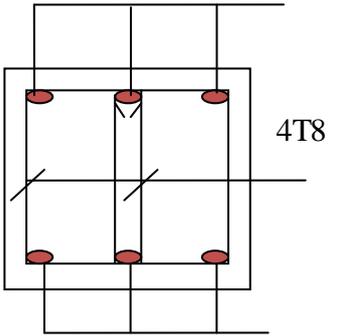
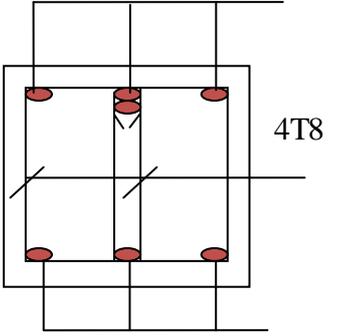
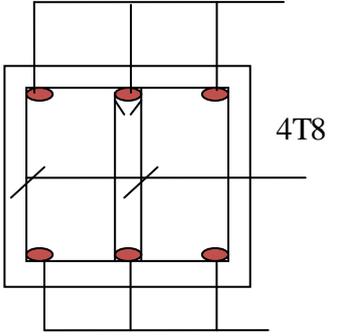
$$\frac{h}{l} = \frac{30}{390} = 0.076 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.014 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.009 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile

**V.1.5. Schémas de ferrailage des poutres**

**Tableau V.5** : Ferrailages des différentes poutres

Commerce		
poutres	APUI	TRAVE
Poutre principale	<p><b>3HA16+1HA12</b></p>  <p><b>3HA16</b></p>	<p><b>3HA16</b></p>  <p><b>3HA16</b></p>
Poutre secondaire	<p><b>3HA14+1HA12</b></p>  <p><b>3HA14</b></p>	<p><b>3HA14</b></p>  <p><b>3HA14</b></p>

Service	
Poutre principale	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><b>3HA12+3HA14</b></p> <p>4T8</p> <p><b>3HA16</b></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><b>3HA16</b></p> <p>4T8</p> <p><b>3HA16</b></p> </div> </div>
Poutre secondaire	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><b>3HA12+2HA14</b></p> <p>4T8</p> <p><b>3HA14</b></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><b>3HA14</b></p> <p>4T8</p> <p><b>3HA14</b></p> </div> </div>
Habitation	
Poutre principale	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><b>3HA14+2HA16</b></p> <p>4T8</p> <p><b>3HA12+2HA16</b></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><b>3HA12+2HA16</b></p> <p>4T8</p> <p><b>3HA12+2HA16</b></p> </div> </div>

Poutre secondaire	<p style="text-align: center;"><b>3HA14+2HA12</b></p> <p style="text-align: center;"><b>3HA14</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>3HA14</b></p> <p style="text-align: center;"><b>3HA14</b></p>
	<b>Terrasse</b>	
poutre principal	<p style="text-align: center;"><b>3HA16+1HA12</b></p> <p style="text-align: center;"><b>3HA16</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>3HA16</b></p> <p style="text-align: center;"><b>3HA16</b></p>
	poutre secondaire	<p style="text-align: center;"><b>3HA14+1HA12</b></p> <p style="text-align: center;"><b>3HA12</b></p>

### V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V15 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.2.1. Recommandations du RPA99/2003**

**A. 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).

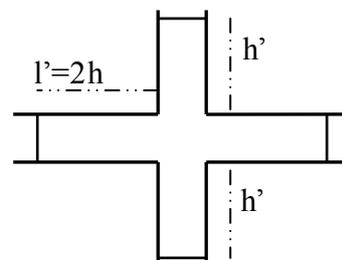
La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.



**Figure. V.2:** Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.6:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zonede recouvrement
Sous sol	60*60	28.8	144	216
RDC ET Etage 1	55*55	24.2	121	181.5
Etage 2, 3 ,4	50*50	20	100	150
Etage5 ,6	45*45	16.2	81	121.5
Etage7,8	40*40	12.8	64	96

#### B. 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'élançement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓  $t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
  - **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'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  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 .

### V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous sol	3350.034	39.909	17.122	761.415	44.17	46.448
RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	2433.757	102.001	102.001	2433.757	7.435	60.725
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	1398.776	22.917	68.611	379.600	6.295	38.041
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	782.140	1.086	66.617	422.458	4.026	2.641
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	391.795	10.192	50.889	138.352	3.568	42.916

### V.2.3.Ferraillage

#### A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferraillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8:** Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Sap 2000)	Nombre de barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
SOUS SOL	60*60	28.8	25.41	12HA20	37.7
RDC+1	55*55	24.2	21.41	8HA20	25.13
2,3ET4	50*50	20	20.02	8HA20	25.13
5et 6	45*45	16.2	15.15	4HA16+4HA20	20.61
7et 8	40*40	12.8	13.6	4HA14+4HA16	14.2

**B. Armatures transversales**

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant

**Tableau V.9 :** Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	$\phi_t^{min}$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	V <sub>u</sub> (KN)	$l_r$ (cm)	S <sub>t</sub> ( zone nodale)(cm)	S <sub>t</sub> (zone Courante)(cm)	A <sub>t</sub> <sup>calcul</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
SOUS SOL	60*60	2	1.85	3.08	115.53	80	10	15	2.70	4.8	6T12=6.79
RDC +1	55*55	2	2.611	4.74	144.146	80	10	15	4.52	4.44	6T10=4.71
2,3 ET4	50*50	2	1.897	3.794	104.988	80	10	15	2.95	4	6T10=4.71
5et 6	45*45	1.6	1.897	4.175	42.676	64	10	15	1.33	3.6	6T10=4.71
7 et 8	40*40	1.4	1.897	4.742	44.532	56	10	15	1.56	3.2	6T10=4.71

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit

vérifier la condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons  $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$  .

### V.2.4. Vérifications

#### A. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **BAEL91 (Article 4. 4. 1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

- **Exemple de calcul**

$$N_{\max} = 3350.034 \text{ KN.}$$

$$N_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

Tel que :

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 * l_0 = 1.85\text{m}$ ),  $l_0$  : hauteur libre d'étage = ( $h - h_{\text{poutre}}$ )

$i$  : Rayon de giratio

$$i = \left( \frac{I}{A} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{b \times h^2}{12bh} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{h^2}{12} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{0.60^2}{12} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow i = 0.173 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{1.85}{0.173} = 10.44$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{10.44}{35} \right)^2} = 0.835, B_r = (a - 2)(b - 2) = (60 - 2)(60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.835 \times \left[ \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 6296.67 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 3350.034 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10** : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	i (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
SOUS SOL	60*60	2.65	1.85	0.173	10.44	0.835	37.7	3364	3350.034	6296.67
RDC +1	55*55	3.73	2.611	0.158	16.525	0.813	25.13	2809	2433.757	4930.73
2,3 ET4	50*50	2.71	1.897	0.144	13.173	0.826	25.13	2304	1398.776	4246.26
5et 6	45*45	2.71	1.897	0.129	14.705	0.821	20.61	1849	782.14	3399.71
7 et 8	40*40	2.71	1.897	0.115	16.495	0.813	14.2	1444	391.795	2575.57

Commentaire : On voit bien que  $N_{max} < N_u$  pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement

**B. Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \\ \sigma_s = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v' - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)	σ <sub>sc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Sous sol	60*60	57	37.7	38.48	21.51	0.2201	1713.339	28.86	5.26	4.787	72.086	71.75
RDC+1	55*55	53	25.13	29.93	25.06	0.0092	1212.524	51.037	5.67	2.62	82.42	78.29
2,3 et 4	50*50	47	25.13	27.62	22.38	0.0065	1019.373	33.5631	5.49	2.92	99.18	76.12
5et 6	45*45	43	20.61	24.88	20.11	0.0042	570.481	27.3926	4.40	1.53	65.20	58.66
7 et 8	40*40	37	14.20	21.87	18.12	0.0026	285.124	34.3055	4.65	0.59	63.85	65.50

On voit bien que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

**C.Vérification aux des sollicitations tangentes**

Selon le RPA 99/2003 (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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$  : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)
Sous sol	60×60	1.85	3.08	0.04	57	115.53	0.337	1
RDC+1	55×55	2.611	4.74	0.04	53	144.146	0.494	1
2,3 et 4	50×50	1.897	3.794	0.04	47	104.988	0.446	1
5et 6	45x45	1.897	4.175	0.04	43	42.676	0.22	1
7 et 8	40x40	1.897	4.742	0.04	37	44.532	0.30	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

**V. 2.5. Dispositions constructives**

▪ **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

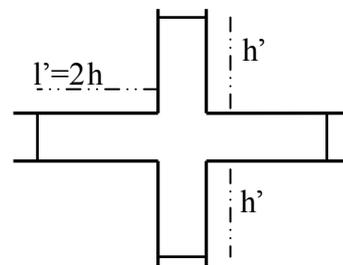
La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2 \times h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

$h$  : Hauteur de la poutre principale (35 cm).

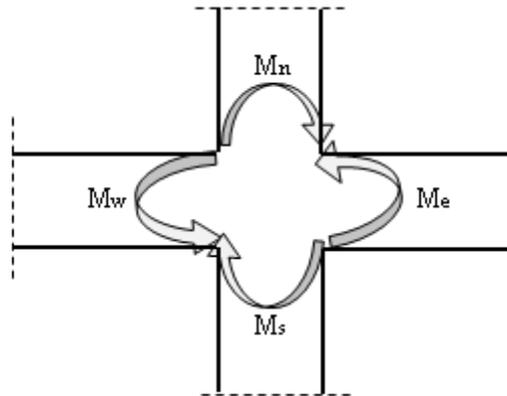


sous sol :  $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 70 \text{ cm} \end{cases}$ , RDC+1 :  $\begin{cases} h' = 68 \text{ cm} \\ l' = 70 \text{ cm} \end{cases}$ , Niveau 2 jusqu'à 8 :  $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 70 \text{ cm} \end{cases}$

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

**d). 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 :



Il faut vérifier la condition suivante :  $M_n + M_s \geq 1,25*(M_w + M_e)$

**d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec :  $z = 0,9 \times h$  et  $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 MPa$ .

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.13.** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	MR (KN.m)
Sous-sol	60×60	54	37.7	708.45
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55×55	49.5	25.13	432.88
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	45	25.13	393.53
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	40.5	20.61	290.47
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	40x40	36	14.20	177.89

**d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

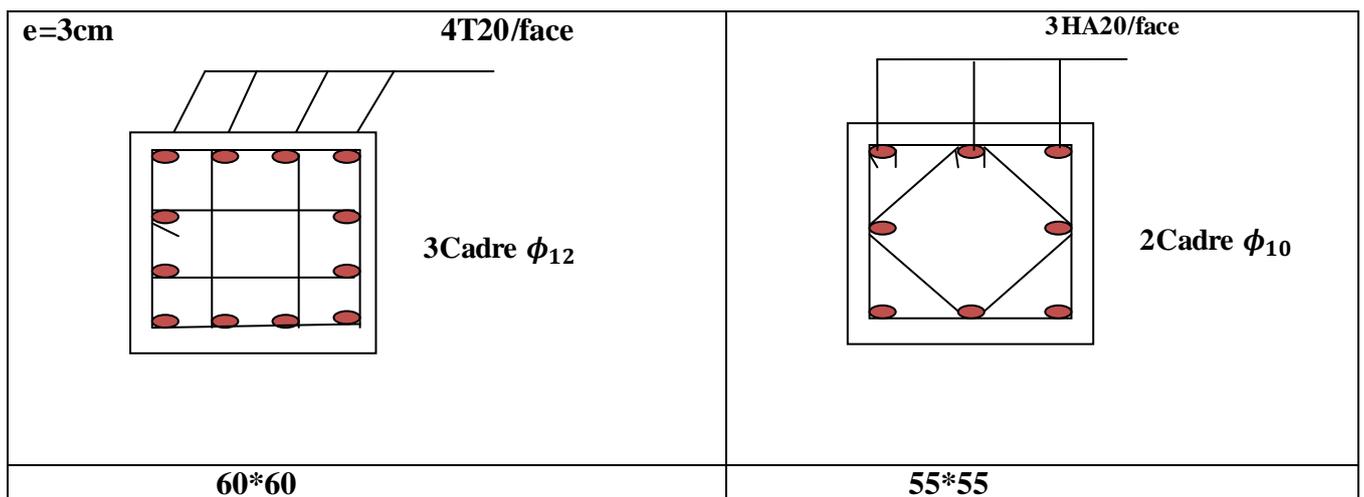
les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

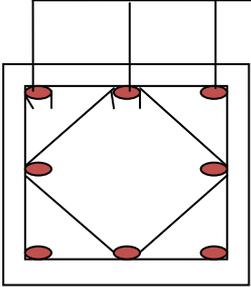
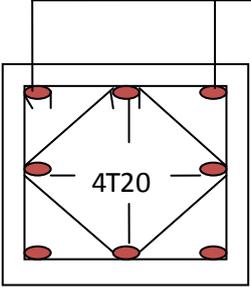
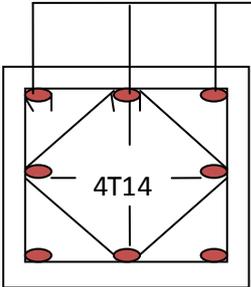
**Tableau V.14.** Vérification de la zone nodale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Obser
SS SOL	432,67	708,45	1141,12	142,87	142,87	357,18	vérifiée
RDC	432,67	432,67	865,35	142,87	142,87	357,18	vérifiée
Etage1	432,67	432,67	865,35	142,87	142,87	357,18	vérifiée
Etage2	393,34	393,34	786,68	142,87	142,87	357,18	vérifiée
Etage3	393,34	393,34	786,68	142,87	142,87	357,18	vérifiée
Etage4	290,19	393,34	683,53	142,87	142,87	357,18	vérifiée
Etage5	290,19	290,19	580,38	142,87	142,87	357,18	vérifiée
Etage6	177,81	290,19	468,00	142,87	142,87	357,18	vérifiée
Etage7	177,81	250,22	428,03	142,87	142,87	357,18	vérifiée
Etage8	177,81	250,22	428,03	142,87	142,87	357,18	vérifiée

**Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

**V.2.6. Schémas de ferrillage :**



<p style="text-align: center;">3HA20/face</p>  <p style="text-align: right;">2Cadre <math>\phi_{10}</math></p> <p style="text-align: center;"><b>50*50</b></p>	<p style="text-align: center;">2HA16/face</p>  <p style="text-align: right;">2Cadre <math>\phi_{10}</math></p> <p style="text-align: center;"><b>45*45</b></p>
<p style="text-align: center;">2HA16/face</p>  <p style="text-align: right;">2Cadre <math>\phi_{10}</math></p> <p style="text-align: center;"><b>40*40</b></p>	

### 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).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q\pm E$
- 3).  $0.8G\pm E$

### V.3.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

#### a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,  
 $e$  : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### c). Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$  avec :  $V = 1.4Vu$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.3.3. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15: Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x1}$  // à x-x'.**

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_a(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Sous-sol	$V_{x1, (sous sol)}$	1486.62	14.63	457.69	-987.982	1009.399	1352.86	259.12
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	$V_{x1, (RDC,1)}$	2040.41	-12.12	578.21	2633.721	2637.119	1046.32	746.00
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1, (2,3,4)}$	1422.92	24.277	565.21	1261.60	1207.833	1193.50	367.82
5 et 6 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1, (5,6)}$	934.72	17.48	360.40	-436.014	455.53	793.62	197.74
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1, (7,8)}$	415.87	56.26	142.59	-593.01	658.74	376.80	20.88

**V.3.4 Calcul du ferrailage**

Les tableaux suivant illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les voiles dans tous les niveaux :

**Tableau V.16. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux**

Niveau	Sous-sol,	RDC	1,2 et 3	4,5 et 6	7 et 8
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 3.8	0.20 × 3.8	0.15 × 3.8	0.15 × 3.8	0.15 × 3.8
N(KN)	457.692	578.21	565.213	360.47	376.8
M(KN)	987.981	2633.721	1261.600	-436.014	658.743
V (KN)	259.121	746.004	367.823	197.74	20.88
$\tau$ (MPa)	0.67	1.42	1.24	0.67	0.07
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5

$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3.33	11.88	4.58	0.00	4.16
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	11.4	11.4	8.55	8.55	8.55
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>13.57</b>	<b>13.57</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>
$N^{bre}$ /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3.39	3.39	2.35	2.35	2.35
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.85	2.85	2.13	2.13	2.13
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.17.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol,	RDC	1,2 et 3	4,5 et 6	7 et 8
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 1	0.20× 1	0.15× 1	0.15× 1	0.15× 1
N(KN)	69.74	69.74	107.758	69.742	6.892
M(KN)	193.2	193.2	273.205	193.183	168.104
V (KN)	35.36	35.36	75.144	72.705	67.353
$\tau$ (MPa)	0.98	0.98	3.85	3.728	3.45
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.97	0.97	1.23	0.97	1.73
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4	4	3	3	3
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>6.79</b>	<b>6.79</b>	<b>4.71</b>	<b>4.71</b>	<b>4.71</b>
$N^{bre}$ /par face	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.69	1.69	1.17	1.17	1.17
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
$N^{bre}$ /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol,	RDC	1,2 et 3	4,5 et 6	7 et 8
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 3	0.20 × 3	0.15 × 3	0.15 × 3	0.15 × 3
N(KN)	1008.281	1619.774	1090.726	339.28	63.583
M(KN)	1108.649	3290.623	1775.141	293.447	312.448
V (KN)	230.458	880.731	470.263	292.245	107.766
$\tau$ (MPa)	0.42	1.19	1.13	0.70	0.26
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.00	9.75	1.63	0.00	2.38
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12	12	9	9	9
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>13.57</b>	<b>13.57</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>	<b>9.42</b>
$N^{bre}$ /par face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3.39	3.39	2.35	2.35	2.35
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.85	2.85	2.13	2.13	2.13
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol,	RDC	1,2 et 3	4,5 et 6	7 et 8
Section (m <sup>2</sup> )	0.20 × 4.3	0.20 × 4.3	0.15 × 4.3	0.15 × 4.3	0.15 × 4.3
N(KN)	153.598	1557.037	513.576	339.624	153.598
M(KN)	306.450	2758.954	1617.487	729.977	306.450
V (KN)	146.449	490.476	329.133	250.059	106.152
$\tau$ (MPa)	0.27	0.66	0.79	0.45	0.25
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.84	4.88	9.35	2.43	0.96
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	17.2	17.2	12.9	12.9	12.9
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>18.47</b>	<b>18.47</b>	<b>13.57</b>	<b>13.57</b>	<b>13.57</b>
$N^{bre}$ /par face	12HA14	12HA14	12HA12	12HA12	12HA12

$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	4.62	4.62	3.39	3.39	3.39
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	4.3	4.3	3.22	3.22	3.22
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	<b>6.16</b>	<b>6.16</b>	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>
$N^{bre}$ /par Plan	4HA14	4HA14	4HA12	4HA12	4HA12
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20

### V.3.5 .Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC ( $V_{x1}$ ) comme exemple

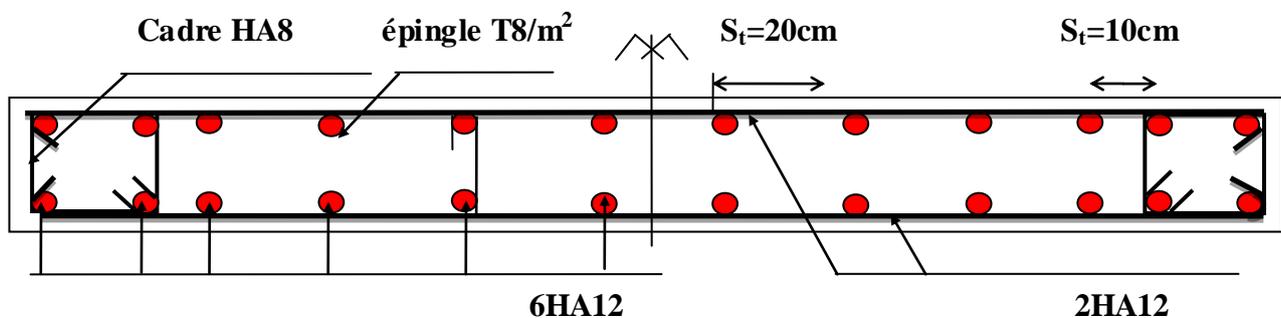


Fig. V.3 : Schéma de ferrailage de voile ( $V_{x1}$ )

## Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP 2000 V.15) et l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.



**VI.1. Introduction**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettent 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.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur à partir de 4,4 m.

**VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer**

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1)  $G + Q \pm E$

2)  $0.8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL :

1)  $1.35G + 1.5Q$

2)  $G + Q$

**VI. 3 Vérifications**

**VI. 3. 1 Semelle isolée**

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison G + Q + E , obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

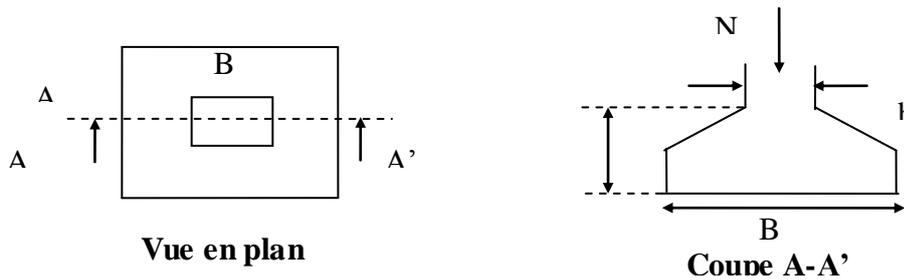


Figure VI. 1. semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (a\*a), donc :

$S = A * A$

$N = 3350.034 \text{KN}$

$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{3350.034 * 10^{-3}}{0.15}} \Rightarrow A = 4.73 \text{m}$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

**VI. 3. 2 Semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux

Avec :

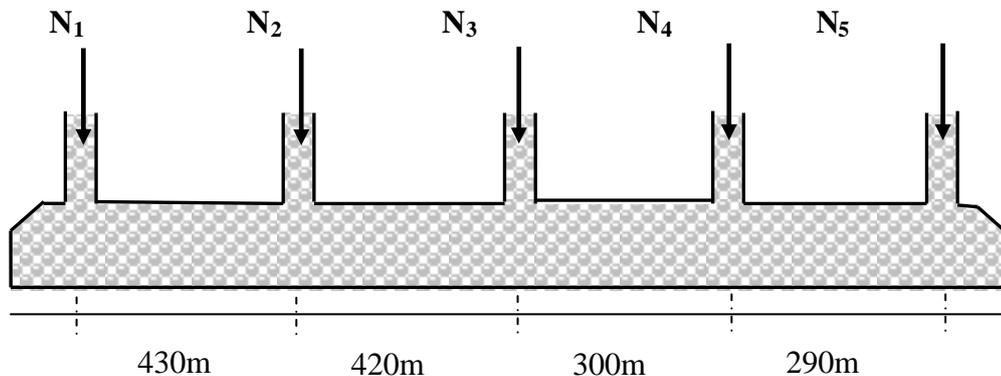


Figure VI. 2 : Semelle filante

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 3350.034 \text{ KN}$ ,  $N_2 = 3341.034 \text{ KN}$ ,  $N_3 = 2912.378 \text{ KN}$ ,  $N_4 = 2907.878 \text{ KN}$

$N_5 = 2903.388 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 15414.712 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{15414.712}{150 * 14.40} = 7.13 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général.

### VI. 3. 3 Radier général

#### VI. 3. 3. 1 Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent-elles-même comme appuis les paliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

#### VI. 3. 3. 2 Pré dimensionnement

- **Condition de coffrage**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h = 50 \text{ cm. .}$$

$$L_{max} = 4.30 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq 21.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_r = 40 \text{ cm.}$$

- **Condition de rigidité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\pi}{4} * L_e \geq L_{max} \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \end{array} \right.$$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (Rigide ou Flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \cdot 10^4$  MPa.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen.

$$K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{\max}^4 \cdot K}{\pi^4 \cdot E}}$$

Donc :

$$h_t \geq 0.597$$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 90\text{cm}$  Pour les nervures et radier.

$h_r = 40\text{cm}$  Pour le radier.

- **La surface du radier :**

$$P_r = S_r \times \rho \times h_r + P_n = 3088.5 + 1331.25 = 4419.75 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 26323.462 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}} + P_r}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}} + P_r}{\sigma_s} = \frac{4419.75 + 26323.462}{100}$$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 307.432 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bât}} = 308.85 \text{ m}^2 = S_{\text{rad}}$

- **Vérification au poinçonnement**

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impacte sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **RPA93 (Art A. 5. 2. 4. 2)**, on doit vérifier la condition suivant

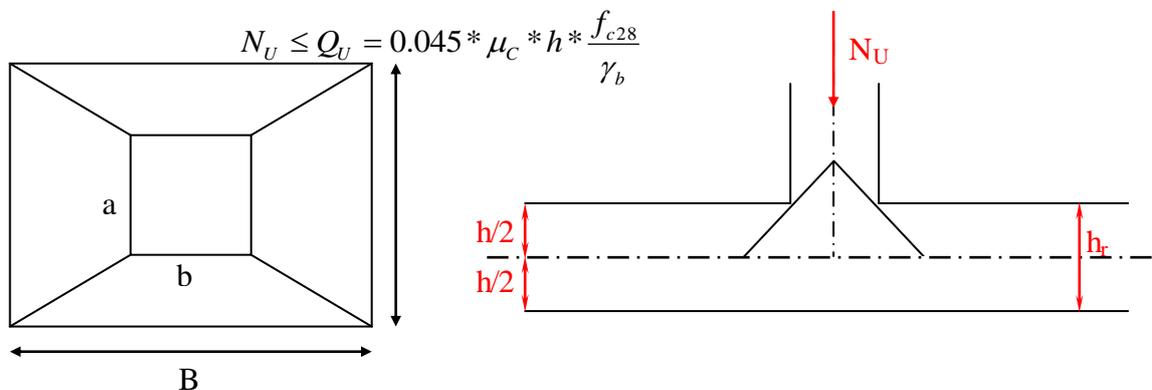


Figure VI. 3 : Présentation de zone d'impacte de la charge compactée

**Avec :**  $\begin{cases} N_U = 3350.034 \text{KN} & (\text{l'effort normal sur le poteau}). \\ \mu_C : \text{périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier}. \end{cases}$

$$\mu_C = 2 * (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \mu_C = 2(1.5 + 1.5) = 6 \text{m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Nous avons : } N_U &= 3.350 \text{MN} < 0.045 * 6 * 0.9 * \frac{25}{1.5} \\ &\Rightarrow N_U = 3.350 \text{MN} < 4.05 \text{MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 * h_r = 0.81 \text{ m}$ .

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{36087.025 * 4.30}{2 * 308.85} = 251.212 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{251.212 * 10^{-3}}{1 * 0.81} = 0.310 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{Sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

$$I_x = 5411.309 \text{m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 7.15 \text{m.}$$

$$I_y = 11676.846 \text{m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 10.65 \text{m.}$$

**Avec :**

$\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

$N_U$  : Effort normal dû aux charges verticales.

$M_y$  et  $M_x$  : Moment sismique à la base.

√ **Sens X-X :**

$$N = 36087.025 \text{ KN et } M_x = 7112.468 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 126.24 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 107.445 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{Sol}$$

$$\sigma_{moy} = 121.541 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 150 \text{ KPa}$$

→ Condition vérifiée.

√ **Sens Y-Y :**

$$N = 36087.025 \text{ KN et } M_y = 23500.709 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 138.277 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 95.409 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{Sol}$$

$$\sigma_{moy} = 127.56 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 150 \text{ KPa}$$

→ Condition vérifiée.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

√ **Sens X-X :**

$$e = \frac{7112.468}{36087.025} = 0.197 \text{ m} < \frac{21.3}{4} = 5.32 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ **Sens Y-Y :**

$$e = \frac{23500.709}{36087.025} = 0.65 \text{ m} < \frac{21.00}{4} = 5.25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 36087.025 \text{ KN}$$

$$H = 3\text{m}, \text{ (la hauteur de la partie encreée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 308.85 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve :  $N \geq 13898.25 \text{ KN}$ .....Condition vérifiée.

### VI. 3. 4 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations**

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN/m}^2.$$

### VI.3.5. Calcul des sollicitations

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{36087.025}{308.85} + 1.35 * 10 = 130.343 \text{ KN/m}^2$

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{26323.462}{308.85} + 10 = 95.230 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ **L'ELU :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.90 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0456. \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0456 * 130.343 * 3.9^2 = 90.402 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 70.821 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 67.80 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 53.115 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -45.201 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

• **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_x = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2}$$

$$A_y = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{pour des aciers de haute adhérence FeE400}$$

$$\begin{cases} A_x = 3.36 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

**Tableau N°VI.1 : Ferrailage du radier**

Sens		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix /ml	S <sub>t</sub> (cm)
Sens X-X	Travées	67.80	5.52	3.36	7.7	5HA14	20
	Appuis	45.201	3.65	3.36	5.65	5HA12	20
Sens Y-Y	Travées	53.115	4.30	3.2	7.7	5HA14	20
	Appuis	45.201	3.65	3.2	5.65	5HA12	20

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

$$\sqrt{\text{Sens X-X}} : \begin{cases} V_U = \frac{130.343 * 3.9}{2} = 254.168 \text{ KN} \\ \tau_x = \frac{V}{b * d} = 0.706 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \\ \rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

$$\sqrt{\text{Sens Y-Y}} : \begin{cases} V_U = 280.237 \text{ KN} \\ \tau_y = 0.778 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \\ \rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

→ Pas de risque de cisaillement.

❖ L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\rho = 0.90 \Rightarrow d' \text{ après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0.0456. \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0456 * 95.230 * 3.9^2 = 66.049 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 51.742 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 49.536 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 38.806 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -33.024 \text{ KN.m}$

✚ Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).
- ✓  $\bar{\sigma}_s$ : (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ F.N:  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA
- ✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.
- ✓  $y$  : position de l'axe neutre.
- ✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub> <sup>x</sup> = 49.536	7.7	8.03	106735.57	3.72	vérifie	194.71 3	vérifie
y-y	M <sub>t</sub> <sup>y</sup> = 38.806	7.7	8.03	106735.57	3.72		194.71 3	
Appuis	M <sub>a</sub> = -33.024	5.65	7	82756.51	4.19		173.58 6	

Schéma de ferrailage

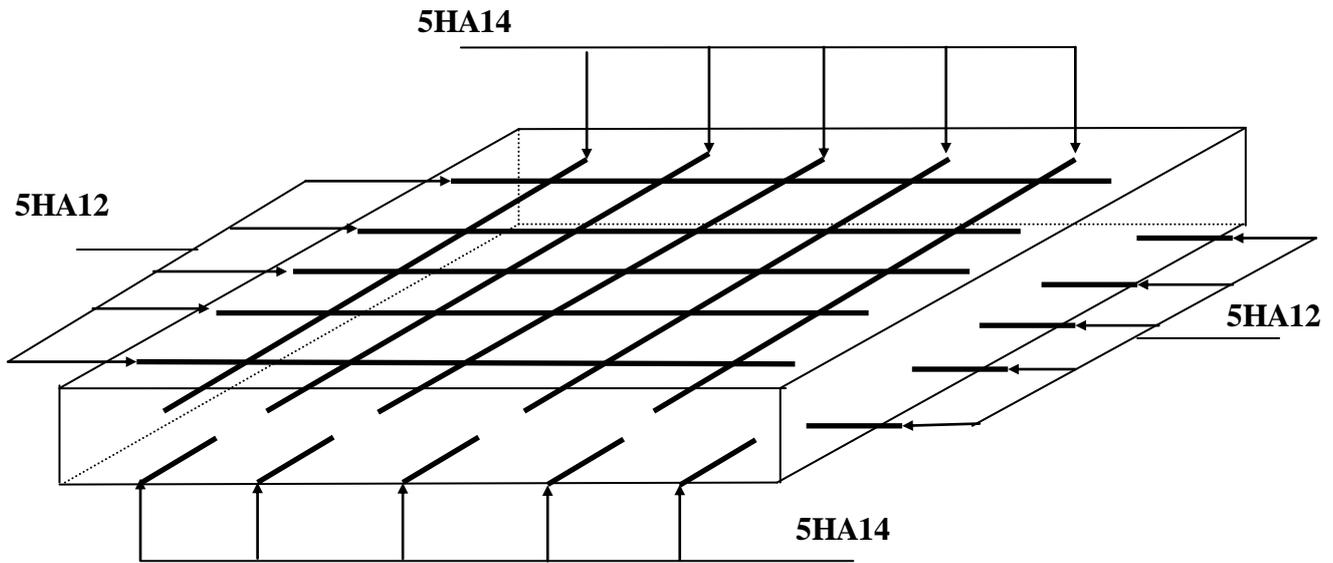


Fig. VI.4 : Schéma de ferrailage de radier

VI. 4.ETUDE des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est ; selon les lignes de ruptures ; trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

◆ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right] \end{cases}$$

◆ Charges triangulaires

◆ Charge triangulaire :

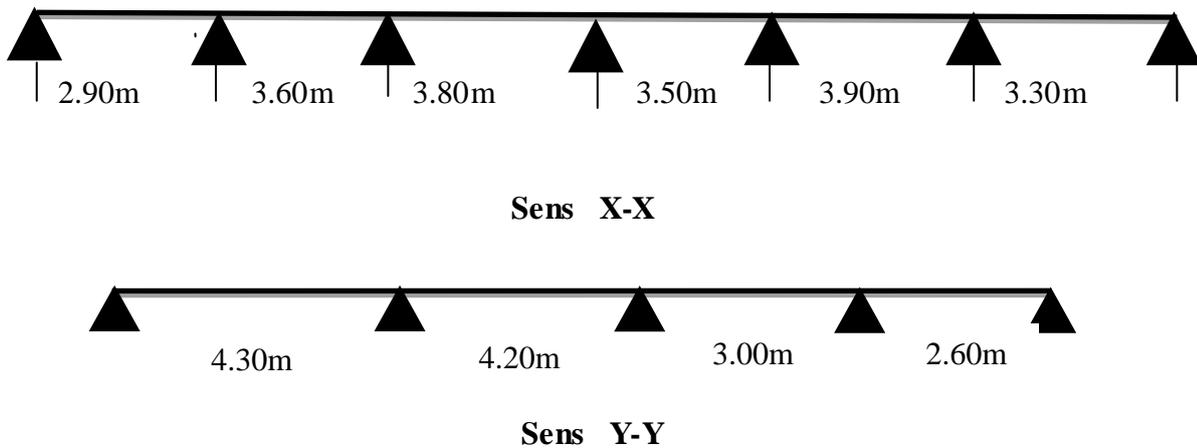
$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

◆ Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$q_u = 133.718 \text{ kN/m}^2, q_s = 97.73 \text{ kN/m}^2.$$



### VI.4.1. Calcul des sollicitations

- Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Si c'est une travée de rive

Si c'est une travée intermédiaire

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- Moment en travée

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

➤ Sens longitudinal (XX)

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI.3** : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	2.9	2.9	258.521	0	-284.372	2.18	318.711
B-C	3.6	2.88	320.923	-284.372	-341.479	1.92	530.66
C-D	3.8	3.04	338.752	-341.479	-329.698	1.87	576.130
D-E	3.5	2.8	312.008	-329.698	-345.94	1.89	526.58
E-F	3.9	3.12	347.660	-345.94	-417.852	2.08	637.419
F-G	3.3	3.3	294.179	-417.852	0	2.34	501.243

**Tableau VI.4** : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	637.419	417.852
Effort tranchant (KN)	299.862	

➤ Sens transversal (YY)

**Tableau VI.5** : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	839.107	-653.141
Effort tranchant (KN)	330.617	

**VI.4.2. Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

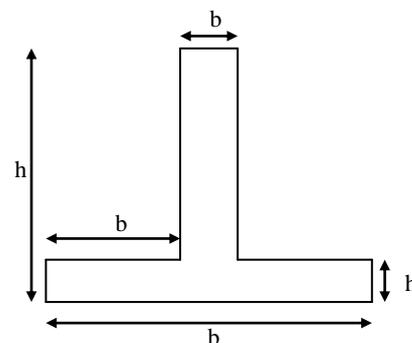
• Sens YY:

$h=0.90\text{m}$

$h_0=0.4\text{m}$

$b_0=0.45\text{m}$

$d=0.85\text{m}$



**Fig. VI.5** : Section à ferrailer

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(43;195)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 43\text{cm}$$

On prend  $b_1=40\text{cm}$ .

Donc  $b=2b_1+b_0=1.25\text{m}$ .

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI.6.**Résumé des résultats (ferrailage des nervures).

sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
X-X	Travée	637.419	22.33	12.82	39.27	8HA25
	Appui	-417.852	14.84	4.62	22.24	8HA16+4HA14
Y-Y	Travée	839.107	29.36	12.82	39.27	8HA25
	Appui	-653.141	23.93	4.62	28.65	8HA16+4HA20

### VI.4.3.Vérifications

➤ A l'ELU

✓ Vérification de l'effort tranchant

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

**Tableau VI.7.**Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens YY	299.862	0.28	Vérifiée
Sens XX	330.617	0.31	Vérifiée

➤ A l'ELS

✓ État limite de compression du béton

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

✓ Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans les nervures**

Localisation		Moment (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Sens	Travée	497.900	3.81	164.654	Vérifiée
X-X	Appui	343.163	3.72	195.99	Vérifiée
Sens	Travée	616.902	6.29	190.32	Vérifiée
Y-Y	Appui	553.141	5.43	190.78	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée.

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

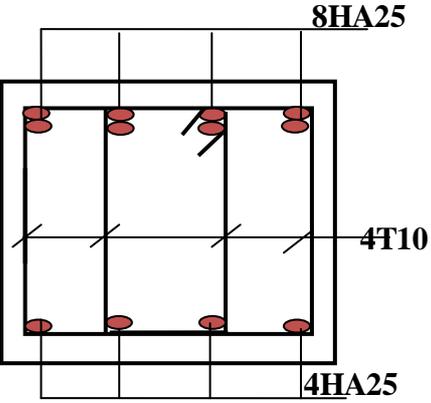
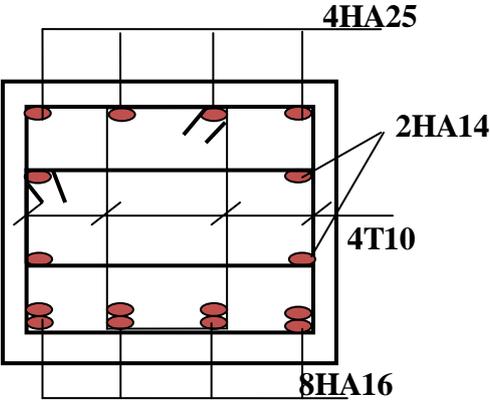
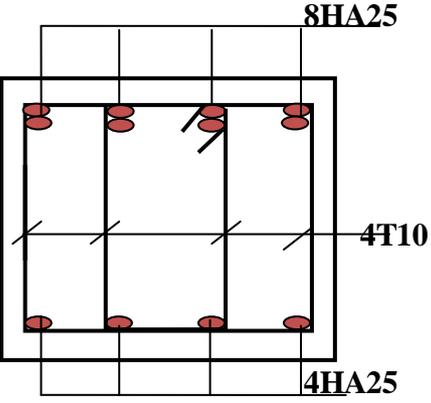
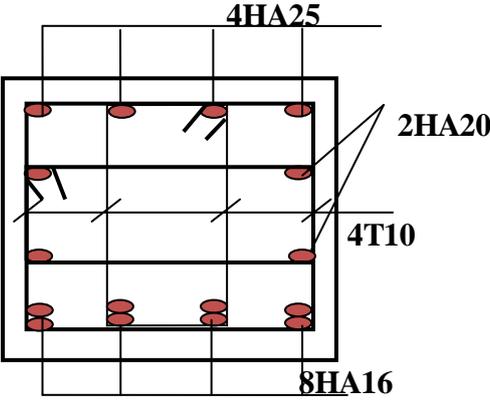
✓ **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(21,25; 12) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Tableau VI.9. Schémas de ferrailage des nervures

Sens X-X	
 <p>8HA25 4T10 4HA25</p>	 <p>4HA25 2HA14 4T10 8HA16</p>
travée	appui
Sens Y-Y	
 <p>8HA25 4T10 4HA25</p>	 <p>4HA25 2HA20 4T10 8HA16</p>
travée	appui

## VI.5. Voile périphérique

### VI.5.1 Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.

- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.5.2. Dimensionnement des voiles

La hauteur  $h = 3 \text{ m}$

La longueur  $L = 4.30 \text{ m}$

L'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$

### VI.5.3. Caractéristiques du sol

Le poids spécifique  $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$

L'angle de frottement  $\varphi = 13^\circ$

La cohésion  $c = 0$

### VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

#### a) La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3 * (19 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2}) - 2 * 0 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2})) = 35.91 \text{ KN/ml}$$

#### b) Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 6.3 \text{ KN/m}$$

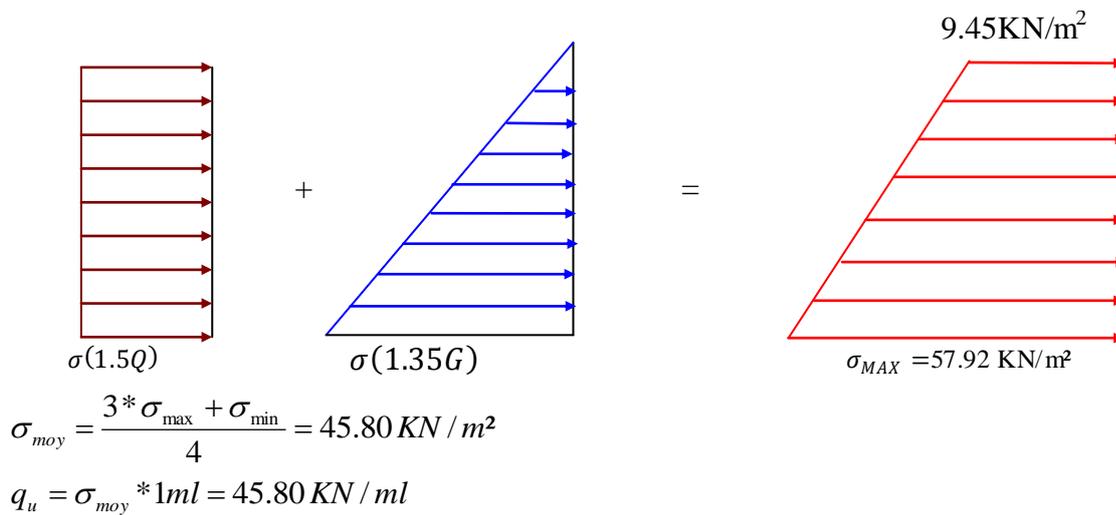
### VI.5.5. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

#### a) AL'ELU

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 57.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 9.45 \text{ KN/m}^2$$



Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3m \quad b = 100 \text{ cm} \quad \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.69 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$L_y = 4.3m \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.69 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 28.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 12.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{oy} = 10.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{ox} = 24.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.3 * M_{ox} = -8.62 \text{ KN.m}$$

$$A_{min} = 0.1\% * b * e \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{min} = \frac{0.1 * 20 * 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau N°VI. 10 : Section des armatures du voile périphérique

Sens		M KN*m	$\mu_{bu}$	$\rho$	Z(m)	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	24.42	0.053	0.068	0.175	4	2	5HA12=5.65
	Appui	-8.62	0.018	0.023	0.178	1.38	2	5HA12=5.65
Y-Y	Travée	10.21	0.022	0.028	0.177	1.64	2	5HA12=5.65
	Appui	-8.62	0.018	0.023	0.178	1.38	2	5HA12=5.65

➤ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

On a  $\left\{ \begin{aligned} V_x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 69.5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.386 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ V_y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 98.66 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.548 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$

b) A l'ELS :

$\sigma_{\min} = 1 * Q = 6.3 \text{ KN} / m^2$   
 $\sigma_{\max} = 1 * G = 35.91 \text{ KN} / m^2$   
 $q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 42.21 \text{ KN} / m^2$   
 $ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0755 \\ \mu_y = 0.5704 \end{cases}$

$M_x = \mu_x * q_s * l_x^2 \Rightarrow M_x = 28.68 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 16.36 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 24.37 \text{ KN.m};$

$M_{ty} = 13.9 \text{ KN.m};$

$M_{ap} = -7.311 \text{ KN.m}$

- Vérification des contraintes

• Dans le béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$

• Dans l'acier : La fissuration est considérer nuisible.

$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} * f_e, 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}}) = 201,63 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser} * (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

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

Tableau VI.11: Vérification des contraintes dans le voile périphérique

Sens		M (KN.M)	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Vérification
x-x	En travée	24.37	4.26	5.62	195.561	Vérifiée
	En appui	7.311	4.26	1.68	81.670	Vérifiée
y-y	En travée	13.9	4.26	3.20	155.276	Vérifiée
	En appui	7.311	4.26	1.68	81.670	Vérifiée

## VI.7.6. Schéma de ferrailage

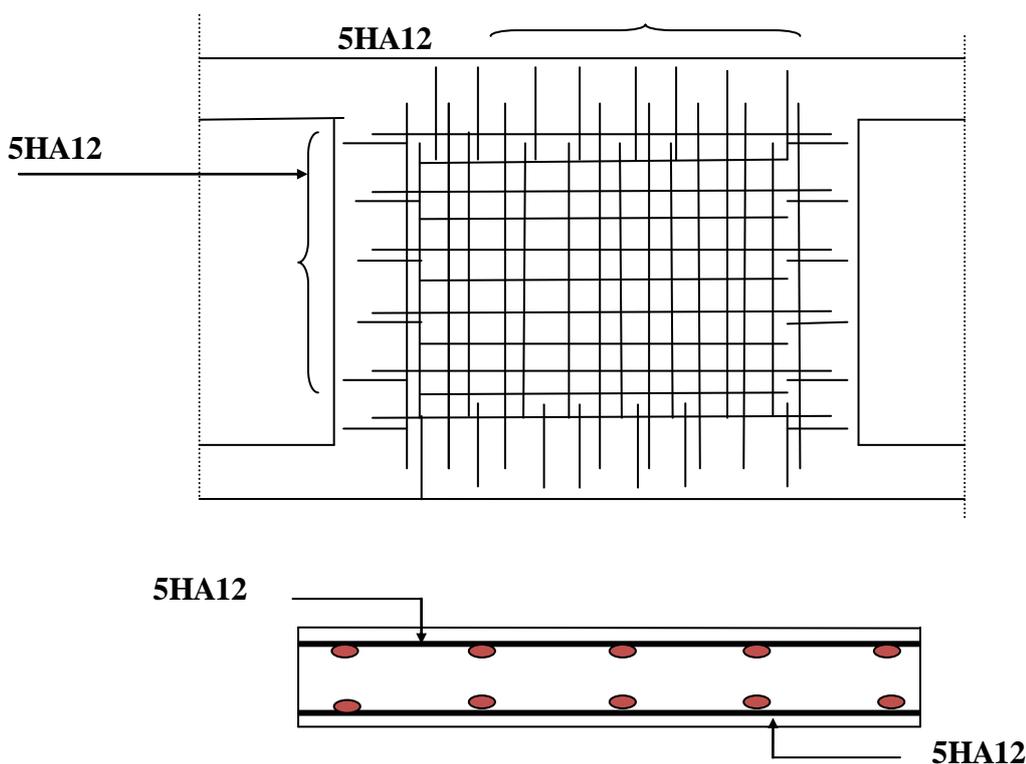


Fig. VI.6. schéma de ferrailage de radier

## Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

### Conclusion

Le travail effectué nous a permis de comprendre toutes les étapes de calcul d'une structure,

Commencent par :

- La détermination des matériaux et leurs caractéristiques.

- Spécification des sections des éléments de notre structure qui fait l'objet des conditions de dimensionnement.

Puis on passe pour

- le ferrailage des éléments non structuraux et leurs vérifications, respectant les prescriptions apportées par les règlements.

- le choix de système de contreventement qui répondre aux conditions de notre endroit d'implantation de l'ouvrage.

- la détermination des caractéristiques géométriques des éléments principaux.

- la résolution de l'étude dynamique et sismique qui permet de définir les modes, les périodes et la force sismique à la base.

Pour le ferrailage des éléments principaux et leurs vérifications, on a utilisé le **SAP 2000 V14** qui permet de déterminer les sollicitations (**M, N, T**).

Finalement on choisit un système de fondation qui nous assure la stabilité de notre ouvrage

Nous avons pu ainsi cibler les points essentiels dans une étude et mettre en pratique les connaissances acquises pendant le cursus universitaire.

Le rôle d'un ingénieur n'est pas un calculateur, mais de concevoir, d'identifier et de trouver les solutions des problèmes les plus adéquates, ceci en ayant à l'esprit les 3 mots clés qui sont :

- ◆ Résistance.

- ◆ Stabilité.

- ◆ Économie.

Les récents événements tendent à la prouvé, le séisme du 21 mai 2003 démontre que le domaine du génie civil n'est pas à prendre à la légère, surtout dans un pays sismique où le rôle de l'ingénieur prend toute sa dimension.

Nous avons réussi à élaborer ce modeste travail que nous avons le plaisir de vous présenté.

Nous souhaitons enfin, que ce mémoire constituera un rapport documentaire qui rendra service à tous ceux qui le consulteront, en particulier les étudiants des promotions suivantes.

### Bibliographié

- **RPA 99/version 2003**, Règlement Parasismique Algérienne.
- **DTRBC 2.2**, charge permanente et surcharge d'exploitation.
- **RNV 99**, Règle de Neige et Vent.
- **BAEL**, Béton Armé aux Etats Limite.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé  
(**CBA 93**), Edition **CGS**, Décembre **1993**.
- Cahier de coure béton arme.
- Anciennes mémoires de fin d'étude.

#### ❖ Logiciel utilisée

 AUTOCAD

 SAP 2000V14

 SOCOTEC