



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

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

### **Mémoire**

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

### **Thème**

**ETUDE D'UN BATIMENT R+8+SOUS-SOL, A USAGE D'HABITATION,  
COMMERCIAL ET BUREAU CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE  
(VOILES-PORTIQUES)**

#### **Présenté par**

MR. BENZEMMA AMIROUCHE  
MR. ZEKKOUTTI LYES

#### **Encadré par :**

M<sup>EME</sup>. MANSOURI NAIMA.

#### **MEMBRES DE JURY**

M<sup>ELLE</sup> MEZIANI  
M<sup>R</sup> OURTEMACHE

Juin 2016

## ***Remerciements***

*Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.*

*Nous tenons vivement à remercier nos deux familles qui nous ont soutenus tout au long de notre parcours.*

*Nous tenons aussi à remercier vivement notre promotrice M<sup>eme</sup> Mansouri .N pour son encadrement exceptionnel pour sa patience, ces conseils et sa disponibilité.*

*Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.*

*Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.*

*Enfin nous remercions tous nos amis.*

---

*Amirouche et Lyes*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

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

*A la mémoire de ma très chère grand-mère.*

*A mes frère Salim et Alou*

*A ma sœur Kenza et son marie ainsi toute sa famille*

*A mon neveu Anis.*

*A mes oncles et mes tantes sans exception*

*A mes cousins et cousines sans exception*

*A tout ma famille sans excéption*

*A tous mes amis (es) Lydia , Hacen, Saadi,Adel.*

*A tous mes amis (es)de l'université bejaia.*

*A mon binôme Lyes et tout sa famille.*

*Amiroche*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

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

*A la mémoire de mon cher père.*

*A mes frères amer , nabil et toufik*

*A tous mes amis (es) : Hacem, Saadi, Adel*

*A tous mes amis de l'université de bejaia*

*A mon binôme amirouche et tout sa famille.*

*Lyes*

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **Chapitre I : Généralités**

I.1.Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Les données géométriques relatives à cet ouvrage .....	2
I.4. Définition des éléments de l'ouvrage.....	2
I.5. Règlements et normes utilisés.....	3
I.6. États limites.....	3
I.7. Les actions .....	5
I.8. Les sollicitations .....	7
I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	7
I.9.2. L'acier .....	10

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

II.1.Introduction : .....	13
II.2.Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	13
II.3.Pré-dimensionnement des éléments structuraux :.....	19
II.4. descente de charge :.....	21
II.5.Vérification des poteaux .....	32
II.6. Conclusion .....	34

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaire**

III.1. Introduction .....	35
III.2.Étude des planchers .....	35
III.3. Étude de la dalle de compression .....	62
III.4. Étude des dalles pleines.....	63
III.5. Calcul de l'acrotère .....	71
III.6. Étude de l'ascenseur.....	78
III.7. Étude des escaliers .....	86
III.8.Etude des poutres de chainages .....	111

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1.Introduction .....	114
IV.2. Méthodes de calcul.....	114
IV.3. Description du logiciel SAP 2000.....	119
IV .4. Disposition des voiles .....	120
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000 .....	120
IV.7. Conclusion .....	127

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

V.1. Introduction .....	129
V.2. Étude des poteaux.....	129
V.3. Études des poutres .....	139
V.4.Vérification des zones nodales .....	149
V.5. Étude des voiles.....	151
V.6. Conclusion.....	158

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1.Introduction.....	159
VI.2. Choix du type des fondations.....	159
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	159
VI.4. Étude des fondations .....	159
VI.5. Voile périphérique : .....	175

Conclusion générale.....	181
--------------------------	-----

Bibliographie

Annexes

Figure I. 1. Vue de bâtiment.....	2
Figure I. 2. Diagramme contrainte - déformation de calcul du béton. ....	10
Figure I. 3. Diagramme contrainte - déformation réel du béton. ....	10
Figure I. 4. Diagramme contrainte – déformation du béton.....	10
Figure I. 5. Diagramme contraintes-Déformations de l’acier. ....	12
Figure II. 1. Plancher à corps creux.....	13
Figure II. 2. Disposition des poutrelles. ....	14
Figure II. 4. Dalle sur un seul appui.....	15
Figure II. 5. Dalle sur deux appuis ....	15
Figure II. 3. Schéma poutrelle.....	15
Figure II. 6. Dalle sur quatre appuis.....	16
Figure II. 7. Schémas d’escalier. ....	16
Figure II. 8. Escalier de type I.....	17
Figure II. 9. Escalier type II. ....	17
Figure II. 10. Escalier type II. ....	18
Figure II. 11. Coupe de l’acrotère. ....	18
Figure II. 12. Hauteur libre d’étage.....	20
Figure II. 13. Schéma de dégression des surcharges.....	22
Figure II. 14. La surface du poteau (P1). ....	22
Figure II. 15. Plancher terrasse inaccessible. ....	22
Figure II. 16. plancher étage courant.....	24
Figure II. 17. La surface afférente de poteaux (P2).....	30
Figure III. 1. Schéma statique du 1 type de poutrelles.....	35
Figure III. 2. Schéma statique du 2ème type de poutrelles. ....	35
Figure III. 3. Schéma statique du 3ème type de poutrelles. ....	35
Figure III. 4. Schéma statique du 4ème type de poutrelles. ....	35
Figure III. 5. Schéma d’une poutre continue.....	36
Figure III. 6. Moments d’une poutre à plus de deux travées.....	37
Figure III. 7. Moments d’une poutre à 2 travées.....	37
Figure III. 8. Effort tranchant d’une poutre à 2 travées.....	37
Figure III. 9. Effort tranchant d’une poutre à plus de 2 travées. ....	38
Figure III. 10. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot. ....	39
Figure III. 11. Schéma statique de poutrelle type 4.....	40

Figure III. 12. Schéma de ferrailage de la dalle de compression. ....	62
Figure III. 13. Dalle sur deux appuis.....	63
Figure III. 14. Schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.....	66
Figure III. 15. Dalle sur un seul appui.....	66
Figure III. 16. Schéma de ferrailage des dalles sur un seul appui.....	67
Figure III. 17. Panneau de dalle sur 3 appuis. ....	67
Figure III. 18. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	71
Figure III. 19. Coupe transversale de l'acrotère.....	72
Figure III. 20. Schéma statique de l'acrotère. ....	73
Figure III. 21. Schémas de ferrailage de l'acrotère. ....	77
Figure III. 22. Dalle de la cage d'ascenseur. ....	78
Figure III. 23. La surface d'impact.....	85
Figure III. 24. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	86
Figure III. 25. Schéma du ferrailage de la dalle. ....	86
Figure III. 26. Schéma de l'escalier type I. ....	87
Figure III. 27. Schéma statique de l'escalier type I.....	87
Figure III. 28. Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant. ....	90
Figure III. 29. Schéma statique de palier intermédiaire. ....	90
Figure III. 30. Schéma de ferrailage de palier intermédiaire. ....	92
Figure III. 31. Schéma statique de la poutre palière.....	92
Figure III. 32. Section creuse équivalente. ....	95
Figure III. 33. Schémas de ferrailage de la poutre palière. ....	96
Figure III. 34. Schémas d'escalier type II. ....	96
Figure III. 36. troçon $0 \leq x \leq 2.4m$ .....	97
Figure III. 35. schémas statique de la volée (1)et (3).....	97
Figure III. 37. Schémas statiques de la volée (2). ....	103
Figure III. 38. Schémas de ferrailage des volées(1),(3). ....	105
Figure III. 39. Schéma de ferrailage de la volée(2).....	106
Figure III. 40. Schémas de la poutre brisée.....	106
Figure III. 41. Schémas statique de la poutre brisée. ....	109
Figure III. 42. Schémas de ferrailage de la poutre palière. ....	109
Figure III. 43. Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.....	113

Figure IV. 1. Spectre de repense $Sa/g = f(t)$ .....	119
Figure IV. 2. Disposition des voiles.....	120
Figure IV. 3. Mode 1, translation selon l'axe y-y. ....	122
Figure IV. 4. Mode 2, translation selon l'axe x-x. ....	122
Figure IV. 5. Mode 2, torsion selon l'axe z-z. ....	123
Figure V. 1. Section d'un poteau.....	134
Figure V. 2. Zone de recouvrement.....	137
Figure V. 3. Schéma de la Zone nodale. ....	149
Figure V. 4. Schéma d'un voile plein.....	152
Figure V. 5. Schéma de ferrailage du voile RDC sens yy.....	158
Figure VI. 1. Schéma d'une semelle isolée.....	159
Figure VI. 2. Semelle filante. ....	161
Figure VI. 3. Schémas de ferrailage de radier générale. ....	168
Figure VI. 4. schémas statique du débord. ....	168
Figure VI. 5. Schéma de ferrailage du débord. ....	169
Figure VI. 6. Schéma de rupture de dalle de radier.....	170
Figure VI. 7. Sollicitations sur les nervures longitudinales ....	171
Figure VI. 8. Sollicitations sur les nervures transversales ....	171
Figure VI. 9. Section à ferrailer. ....	172
Figure VI. 10. Voile périphérique. ....	175
Figure VI. 11. Répartition des contraintes sur le voile.....	176
Figure VI. 12. schémas de ferrailage de voile périphérique.....	180

## Liste des tableaux

Tableau II. 1. Dimensions d'escalier type I et II.....	18
Tableau II. 2. Évaluation des poids propres des poteaux.....	23
Tableau II. 3. Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau II. 4. Charge permanente revenant aux planchers étage courant.....	24
Tableau II. 5. Évaluation des charges des planchers à dalle pleine.....	24
Tableau II. 6. Évaluation des charges de L'acrotère de terrasse accessible.....	25
Tableau II. 7. Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.....	25
Tableau II. 8. Évaluation des charges sur la volée.....	25
Tableau II. 9. Évaluation des charges sur le palier.....	26
Tableau II. 10. Charge permanente revenant aux murs extérieurs.....	26
Tableau II. 11. Charge permanente revenant aux murs intérieurs.....	27
Tableau II. 12. Descente de charge du poteau (P1).....	27
Tableau II. 13. Descente de charge du poteau (P2).....	29
Tableau II. 14. Résultats de la descente de charge obtenus pour les deux poteaux.....	31
Tableau II. 15. Résultats de la Vérification à la compression simple.....	32
Tableau II. 16. Résultats de la vérification au flambement.....	34
Tableau III. 1. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	39
Tableau III. 2. Sollicitations à l'ELU.....	44
Tableau III. 3. Sollicitations à l'ELS.....	44
Tableau III. 4. Sollicitations à l'ELU.....	44
Tableau III. 5. Sollicitations à l'ELS.....	45
Tableau III. 6. Sollicitations à l'ELU.....	45
Tableau III. 7. Sollicitations à l'ELS.....	45
Tableau III. 8. Sollicitations à l'ELU.....	45
Tableau III. 9. Sollicitations à l'ELS.....	45
Tableau III. 10. Sollicitations à l'ELU.....	46
Tableau III. 11. Sollicitations à l'ELS.....	46
Tableau III. 12. Sollicitations à l'ELU.....	46
Tableau III. 13. Sollicitations à l'ELS.....	46
Tableau III. 14. Sollicitations à l'ELU.....	46
Tableau III. 15. Sollicitations à l'ELS.....	47
Tableau III. 16. Sollicitations à l'ELU.....	47
Tableau III. 17. Sollicitations à l'ELS.....	47
Tableau III. 18. Sollicitations à l'ELU.....	47

Tableau III. 19. Sollicitations à l'ELS.....	47
Tableau III. 20. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage habitation). ....	48
Tableau III. 21. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage commercial). ....	48
Tableau III. 22. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage bureau). ....	48
Tableau III. 23. Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible). ....	48
Tableau III. 24. Les sollicitations maximales des poutrelles. ....	49
Tableau III. 25. Ferrailage des poutrelles de tous les étages.....	59
Tableau III. 26. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.....	59
Tableau III. 27. Vérification de l'état limite de déformation. ....	60
Tableau III. 28. schémas de ferrailage des poutrelles. ....	61
Tableau III. 29. Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis.....	64
Tableau III. 30. Le ferrailage de la dalle sur trois appuis. ....	70
Tableau III. 31. Les sollicitations du calcul. ....	73
Tableau III. 32. Section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	80
Tableau III. 33. Vérification des contraintes.....	82
Tableau III. 34. Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	84
Tableau III. 35. Vérification des contraintes.....	85
Tableau III. 36. Les sollicitations d'escalier type 1. ....	87
Tableau III. 37. Ferrailage d'escalier type 1. ....	87
Tableau III. 38. Vérification des contraintes à l'ELS d'escalier type 1. ....	89
Tableau III. 39. Le ferrailage du palier intermédiaire.....	90
Tableau III. 40. Sollicitations de la poutre palière. ....	93
Tableau III. 41. Ferrailage de la poutre palière.....	93
Tableau III. 42. Résultats de ferrailage des volées (1) et (3). ....	98
Tableau III. 43. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	100
Tableau III. 44. Résultats de ferrailage de la 2ème partie.....	104
Tableau III. 45. Armature à la flexion simple.....	107
Tableau III. 46. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	111
Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités $P_q$ .....	115
Tableau IV. 2. Périodes et taux de participation. ....	121
Tableau IV. 3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles. ....	123
Tableau IV. 4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	124
Tableau IV. 5. Vérification de l'effort normal réduit.....	124
Tableau IV. 6. Vérification de la résultante des forces. ....	125

Tableau IV. 7. Vérification des déplacements. ....	126
Tableau IV. 8. Vérification a L'effet P- $\Delta$ .....	127
Tableau V. 1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. .....	130
Tableau V. 2. Sollicitations dans les poteaux.....	131
Tableau V. 3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	132
Tableau V. 4. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	132
Tableau V. 5. vérifications au flambement.. ....	134
Tableau V. 6. Vérification des contraintes dans le béton.....	135
Tableau V. 7. Vérification des contraintes tangentielles.....	136
Tableau V. 8. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau . ....	138
Tableau V. 9. Les sollicitations défavorable dans les poutres. ....	140
Tableau V. 10. Les armatures longitudinales dans les poutres. ....	141
Tableau V. 11. Vérification des contraintes tangentielles.....	143
Tableau V. 12. Vérification au cisaillement.....	143
Tableau V. 13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	144
Tableau V. 14. Vérification à la flèche. ....	144
Tableau V. 15. Ferrailage des poutres.....	145
Tableau V. 16. Moments résistant dans les poteaux. ....	149
Tableau V. 17. Moments résistants dans les poutres.....	150
Tableau V. 18. Vérification des zones nodales. ....	150
Tableau V. 19. Récapitulation des efforts dans les voiles, dont la longueur est de 4,45m dans le sens X-X.....	154
Tableau V. 20. Récapitulation des efforts dans les voiles , dont la longueur est de 1,80m dans le sens Y-Y .....	155
Tableau V. 21. Ferrailage des voiles selon xx' . ....	156
Tableau V. 22. Ferrailage des voiles selon yy. ....	157
Tableau VI. 1. Résumé des résultats. ....	166
Tableau VI. 2. Résumé des résultats. ....	167
Tableau VI. 3. Résumé des résultats. ....	167
Tableau VI. 4. Résumé des résultats. ....	168
Tableau VI. 5. La charge équivalente. ....	169
Tableau VI. 6. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal .....	171
Tableau VI. 7. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal. ....	171

Tableau VI. 8. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X).....	172
Tableau VI. 9. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y).....	172
Tableau VI. 10. Vérification de l'effort tranchant.....	173
Tableau VI. 11. Résumé des résultats (vérification des contraintes). ....	173
Tableau VI. 12. Schémas de ferraillage des nervures. ....	173
Tableau VI. 13. Section des armatures du voile périphérique. ....	178
Tableau VI. 14. Résultats de calcul et vérification à l'ELS .....	179
Tableau VI. 15. Résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	180

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.

$A_s$ : Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

$E_b$ : Module de déformation longitudinal du béton.

$E_i$ : : Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$  à l'âge de jours).

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

$E_v$ : : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  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.

$M_G$ : Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

$M_Q$ : 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 ).

## Symboles et notations

---

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

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

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

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

$f$ : Flèche.

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

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

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge  $j$  jours.

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

$g$ : Densité des charges permanentes.

$h_0$ : 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  $L$ ).

$l_f$ : Longueur de flambement.

$l_s$ : Longueur de scellement.

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

$p$ : Action unitaire de pesanteur.

$q$ : Charge variable.

## Symboles et notations

---

$s_t$ : Espacement des armatures transversales.

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

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

$Br$  : Section réduite.

$C_{\tau}$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

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

$Ma$  : Moment sur appui.

$M_u$  : Moment de calcul ultime.

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

$M_t$  : Moment en travée.

$W$ : poids propre de la structure.

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

$\gamma_h$  : Poids volumique humide (t/m<sup>3</sup>).

$\sigma$  : Contrainte normale.

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

$\nu$  : Coefficient de poisson

# ***INTRODUCTION***

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

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

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

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

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (habitation, commerce et bureaux) en R+8+ sous sol, il est contreventé par un système mixte (voiles-portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99.V2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

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

Ce mémoire est constitué des parties suivantes:

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- ✓ Le dernier chapitre, pour l'étude des fondations.

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

## I.1.Introduction

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

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8 avec un sous sols, cette structure est destinée à usage multiple, est classé d'après le règlement parasismique algérien « RPA99/version 2003 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à Ihaddaden (Ex-Jute), sur le territoire de la wilaya de Bejaia, classé d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), article (3.1) en zone IIa (zone de moyenne sismicité).

## I.3. Les données géométriques relatives à cet ouvrage

- La longueur du bâtiment : 21.90 m.
- La largeur du bâtiment : 17.05 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 35.70 m.
- Hauteur du sous sol : 4.08 m.
- Hauteur du RDC : 4.08 m.
- Hauteur des autres étages : 3.06 m.
- La surface totale du bâtiment : 373.39 m<sup>2</sup>.

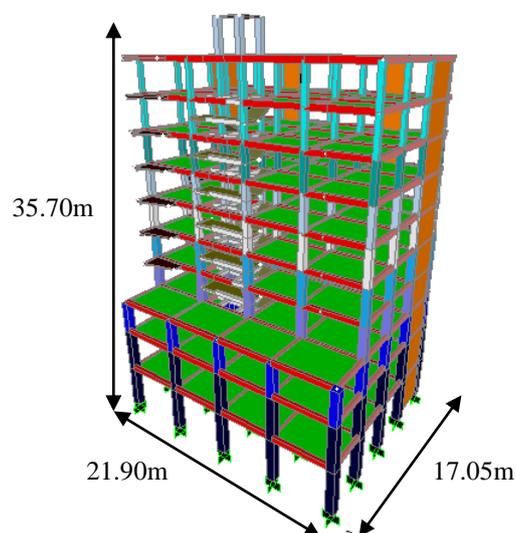


Figure I. 1.vue de bâtiment

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

Parmi les éléments essentiels de l'ouvrage, nous avons

### I.4.1. Ossature

Selon le **RPA 99, version 2003 (article 4.a)**, qui exige que toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, son type de contreventement devra être mixte (voiles et portiques), avec justification de l'interaction : (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, et les voiles ne doivent pas reprendre plus de 20% de l'effort vertical). De ce fait, notre bâtiment sera doté d'un contreventement mixte.

### I.4.2.Les planchers

Ce sont des aires généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

### I.4.3. Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

### I.4.4. Les éléments de remplissage

**Les murs d'extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.

**Les murs intérieurs** : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

### I.4.5. La terrasse

Notre projet comporte une terrasse inaccessible.

### I.4.6. L'acrotère

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

### I.4.7. Voiles

Ils sont réalisés en béton armé, les choix du nombre, dimensions et emplacement seront étudiés ultérieurement (**chapitre IV**).

## I.5. Règlements et normes utilisés

Notre étude a suivi les règlements suivants:

- ❖ RPA99 /version 2003 (Règlement Parasismique Algérien)
- ❖ CBA93 (Code du Béton Armé).
- ❖ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ BAEL91 modifié99 (Béton Armé aux États Limites).
- ❖ DTR BC2.33.2.
- ❖ DTR BC2.33.1.

## I.6. États limites

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction

est strictement satisfaite ; elle cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle. On distingue :

### 1.6.1. États Limites de Service (ELS)

Ce sont eux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation, on distingue deux cas :

- ouverture des fissures .
- déformation des éléments.
- état limite de compression du béton.

### 1.6.2. États Limites Ultimes (ELU)

La sécurité de l'ouvrage est de leur ressort. Ils ne désignent pas nécessairement « *effondrement* », mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes, sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

- équilibre statique ;
  - résistance d'un élément de la construction ;
  - stabilité de forme (flambement) ;
  - fatigue.
- **Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites: BAEL (Art .A.4. 3.2) ;**
    - **Calcul aux états limites ultimes:**

Les principales hypothèses du calcul des sections en béton armé aux ELU sont les suivantes :

- ✓ les sections planes restent planes après déformation.
- ✓ il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- ✓ le béton tendu est négligé.
- ✓ le diagramme contrainte/déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle (figure I-3).
- ✓ le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte/déformation de calcul (figure 1.4).
- ✓ les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰, le raccourcissement du béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.

➤ **Calcul aux états limites de service:**

L'ELS est déterminant par rapport à l'ELU lorsque la fissuration est considérée comme très préjudiciable à la tenue de l'ouvrage dans le temps (FTP) et parfois lorsqu'elle est préjudiciable (FP). Dans ce dernier cas, on dimensionnera à l'ELU et on vérifiera que la section d'acier est suffisante pour l'ELS. En FTP, le calcul de la section d'acier doit être fait directement à l'ELS.

Les principales hypothèses de calcul des sections en béton armé aux ELS sont les suivantes:

- ✓ les sections planes restent planes après déformation ;
- ✓ il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures ;
- ✓ le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques ;
- ✓ le béton tendu est négligé ;
- ✓ le rapport entre le module d'élasticité longitudinale de l'acier et le module d'élasticité du béton est égale à 15.

$$n = \frac{E_s}{E_b} \quad n : \text{Coefficient d'équivalence.}$$

## I.7. Les actions

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

### I.7.1. Les différents types d'actions

- **Les actions permanentes (G) :** Ce sont les actions dont la variation dans le temps est négligeable. Elles comprennent :
  - le poids propre de la structure ;
  - le poids des cloisons, revêtements et superstructures fixes ;
  - le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides ;
  - les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Ce sont les actions dont l'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 ( $F_A$ ) :** elles proviennent d'un phénomène se produisant rarement et dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage. On peut en citer :
- les chocs ;
  - les séismes ;
  - les explosions ;
  - les feux.

### I.7.2. Valeurs de calcul des actions

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

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

- **Situation durable ou transitoire :**

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

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i} Q_i$$

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

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

- **Situations accidentelles :**

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

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

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b - Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article A.3.3.3)**

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

$\Psi_{0i} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c - Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003**

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

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

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

**I.8. Les sollicitations**

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

**I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux****1.9.1. Le béton**

Le béton est un mélange d'agréats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eau en qualités convenables et dans des proportions bien définies, pour obtenir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; en dessous de 300 kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables. Le béton sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99** modifié en **2003**.

**a- Résistance caractéristique du béton :**

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée «  $f_{c28}$  ».

$$f_{c28} = 25MPa \quad \text{CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

La résistance caractéristique à la compression à «  $j$  » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40Mpa \text{ (} j \leq 28 \text{ jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40Mpa \text{ (} j > 28 \text{ jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ j > 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \end{array} \right.$$

**b-Résistance caractéristique à la traction :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à «  $j$  » jours d'âge notée «  $f_{tj}$  » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40Mpa$$

Pour  $f_{c28} = 25Mpa$  on a  $f_{t28} = 2.1Mpa$

**c- Contraintes admissibles du béton**

- Contraintes admissibles de compression :

**ELU :**

La contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$\theta$  : dépend de la durée d'application de la charge.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque: } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

**ELS :**

La contrainte admissible en compression est donnée par :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Contraintes admissibles de cisaillement du béton :**

- Fissuration peu nuisible FPN :  $\tau_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa})$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas durable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas accidentel.}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP :

$$\tau_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas durable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas accidentel.}$$

**d-Module de déformation du béton :**

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Le module de déformation «  $E_{ij}$  » à l'âge «  $j$  » jours est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

- Sous charges d'une courte durée (< 24 heures), le module de déformation instantanée du béton est :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28}=25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

- Sous charges d'une longue durée, le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28}=25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{v28} = 10274,15 \text{ Mpa}$$

- Le module de déformation transversal du béton est :

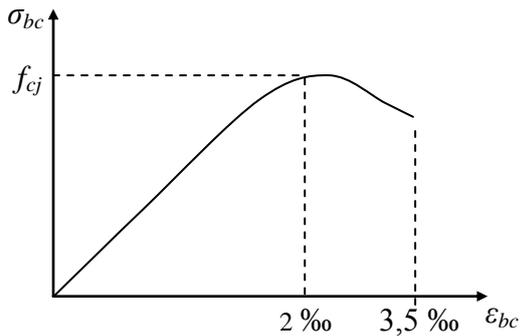
$$G = \frac{E}{2 + (\nu + 1)}$$

$$\nu = \begin{cases} 0,2(ELS) \\ 0(ELU) \end{cases} \quad \nu : \text{Le coefficient de Poisson}$$

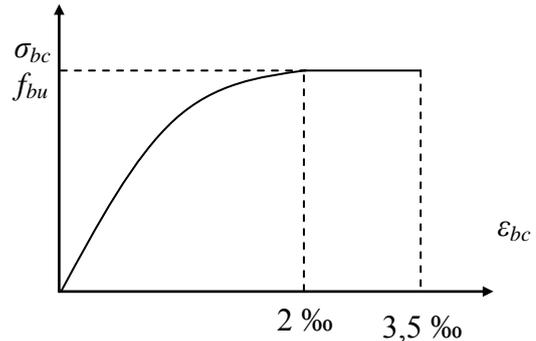
### Diagramme contraintes - déformations du béton:

#### ELU :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰, nous avons un diagramme parabole-rectangle



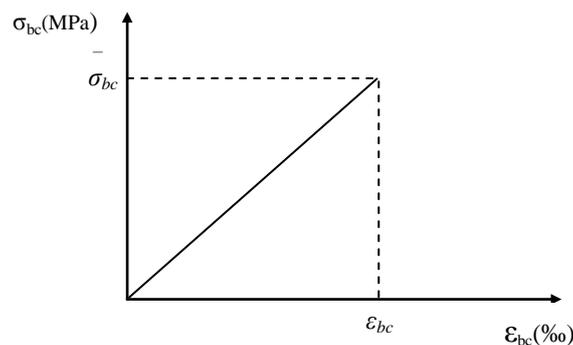
**Figure I. 3.**Diagramme contrainte - déformation réel du béton.



**Figure I. 2.**Diagramme contrainte - déformation de calcul du béton.

#### ELS :

Nous avons un diagramme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte - déformation est une droite.



**Figure I. 4.**Diagramme contrainte – déformation du béton.

### I.9.2. L'acier

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

L'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique  $f_e$  et son module d'élasticité  $E_s$ .

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence de nuance :  $FeE400 \Rightarrow f_e = 400MPa$ .

Nous utiliserons dans notre étude un seul type d'acier :

Acier à haute adhérence (HA) pour les armatures longitudinales et les armatures transversales en situation normale, caractérisées par :

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

• **Treillis soudés:**

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

\* TL50( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=500\text{Mpa}$ .

\* TL52( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=520\text{Mpa}$ .

**a-Contraintes limites dans l'acier :**

**ELU :**

La contrainte limite de traction et de compression notée  $\sigma_{s10}$ , est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$SDT \rightarrow \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{s10} = 348\text{MPa}$$

$$SA \rightarrow \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{s10} = 400\text{MPa}$$

**ELS :**

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible (FPN) : (celle de l'ELU).

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Fissuration préjudiciable (FP) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

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

- Fissuration très préjudiciable (FTP) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 164,97 \text{ MPa}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

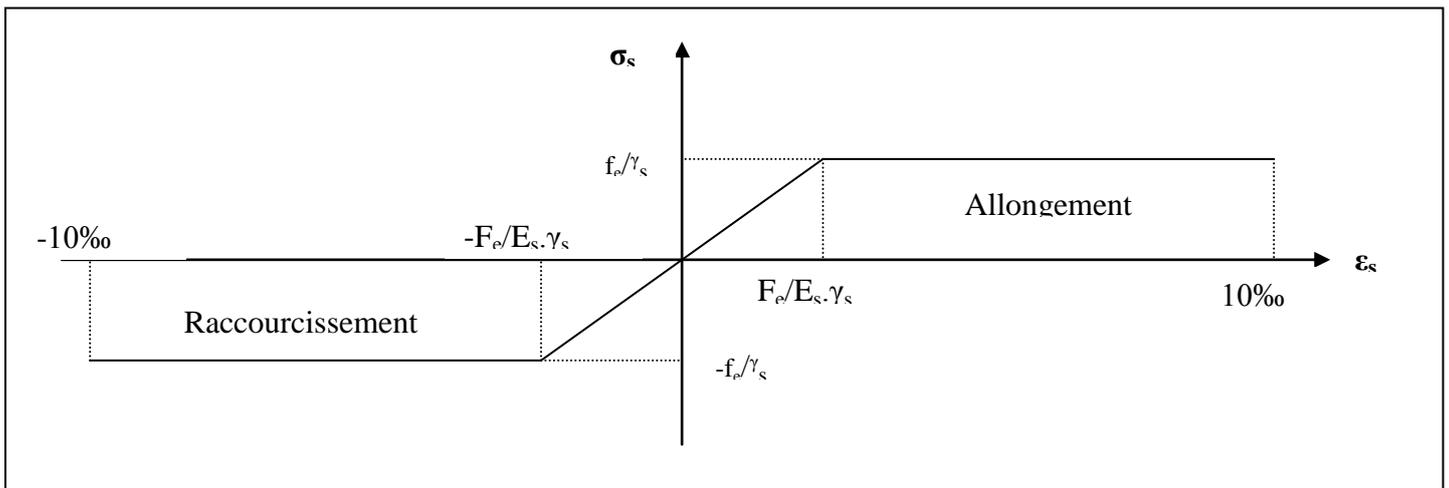
$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \rightarrow \text{acier à haute adhérence} \\ 1 & \rightarrow \text{acier rond lisse} \end{cases}$$

### b- Module d'élasticité longitudinale

Sa valeur est donnée expérimentalement :

### Diagramme contraintes - déformations des aciers:

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :



**Figure I. 5.** Diagramme contraintes-Déformations de l'acier.

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL91, RPA99 version 2003 et le CBA93.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

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

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventements.

### II.2.1. les planchers :

Dans notre cas, nous avons opté pour des planchers à corps creux pour les étages courants, à des planchers à dalle pleine pour les balcons au niveau de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

#### II.2.1.1. planchers à corps creux :

Selon CBA93, la hauteur totale du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition suivante :

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

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$  : hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 415 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 415/22.5 = 18.44 \text{ cm.}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm (16+4).

Avec : 16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la table de compression.

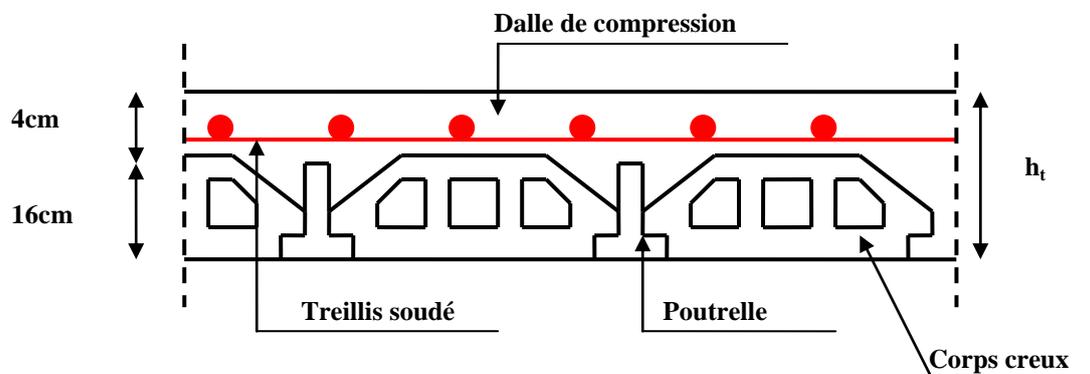


Figure II. 1. Plancher à corps creux.

➤ Disposition des poutrelles :

Il ya deux critère qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : la poutrelle sont disposé parallèlement a la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :

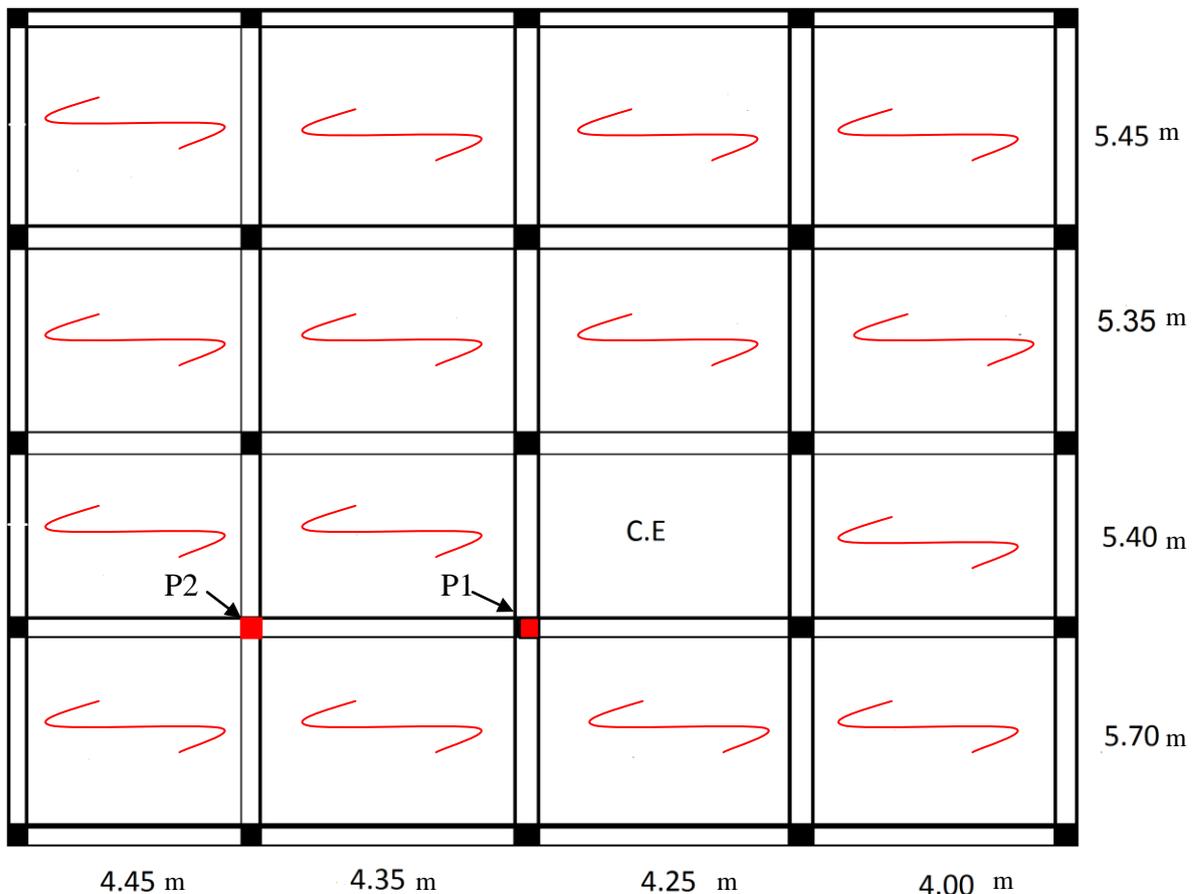


Figure II. 2. Disposition des poutrelles.

**Les poutrelles :**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulés sur place en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

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

Avec:  $b_0=10$  cm

$L_x$  : distance entre nus de poutrelles.

$L_y$  : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2} \cdot \frac{370}{10}\right)$$

Après calcul, on trouve :  $b=65$ cm

Donc :  $b =65$ cm;  $b_0=10$ cm;  $h_t =20$ cm;  $h_0=4$ cm

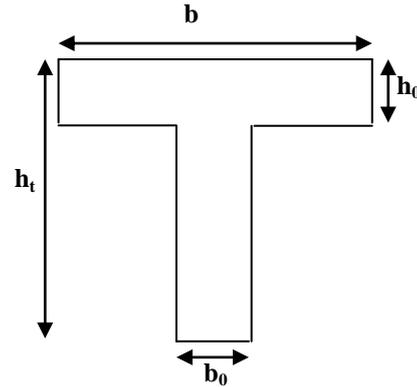


Figure II. 3. Schéma poutrelle.

### II.2.1.2. planchers à dalle plein :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

#### a. critère de résistance à la flexion :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$  pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

$L_x$ : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

$L_y$  : est la grande portée de la dalle.

#### b. coupe-feu :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

##### 1.dalle sur un seul appuis :

$L_x=90$ cm;  $L_y=360$ cm

$$e \geq L_x/20 \Rightarrow e \geq 90/20 \Rightarrow e \geq 4.5$$
cm

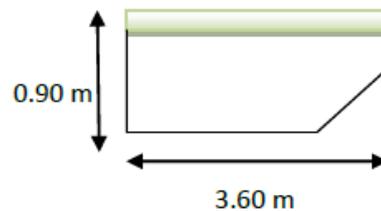


Figure II. 4. Dalle sur un seul appui.

##### 2. dalle sur deux appuis :

$L_x=90$ cm;  $L_y=540$ cm

$$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$$

$$90/35 \leq e \leq 90/30$$

$$2,57$$
cm  $\leq e \leq 3$ cm

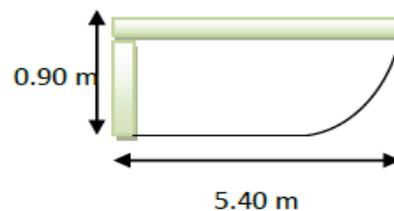


Figure II. 5. Dalle sur deux appuis

### 3. dalle sur trois appuis :

$$L_x=85\text{cm}; L_y=540\text{cm}$$

$$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$$

$$85/45 \leq e \leq 85/40$$

$$1.88\text{cm} \leq e \leq 2.12\text{cm}$$

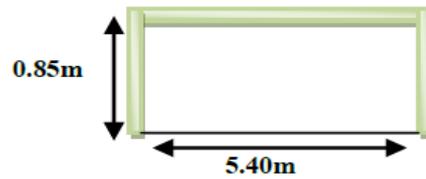


Figure II. 6. Dalle sur quatre appuis.

Finalement, l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est :  $e=14\text{cm}$ .

### II.2.2. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les dimensions caractérisant un escalier sont :

$e$  : (Epaisseur d'escalier)

$L_0$  : (Longueur projeté de la paillasse)

$g$  : (Giron)

$h$  : (Hauteur de la contre marche)

$\alpha$  : (Inclinaison de la paillasse)

$E$  : (Emmarchement)

$L'$  : longueur projeté de la volée

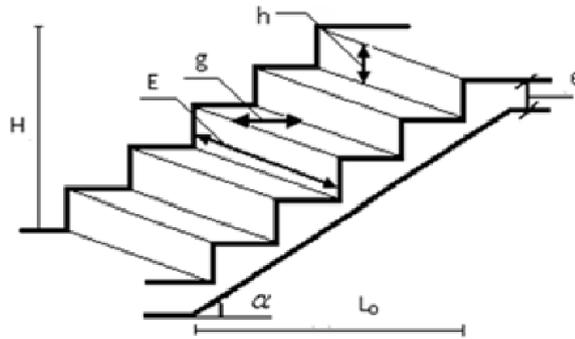


Figure II. 7. Schémas d'escalier.

### Dimensionnement

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

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$0.59 \leq g+2xh \leq 0.64$$

$$\text{Or : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

$n$  : nombre de contremarches.

$n-1$  : Nombre de marches.

Dans notre projet on deux type d'escalier prépondérant :

**Escalier à deux volées droites avec un palier de repos.**

✓ Volée (1) et (2) :

Pour déterminer « *g* et *h* » on utilise la relation de BLONDEL :

$$0.59 \leq g+2xh \leq 0.64 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

D'après le schéma statique du type1 nous avons :  $H_0=1.53\text{m}$  ;  $L_0=2.40\text{m}$ .

Remplaçant *g* et *h* dans (1) on trouve :

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 32 \times n^2 - 305 \times n + 153 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

La résolution de (2) nous donne :  $n=9$  ;  $n-1=8$

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

Donc :

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse (*e*) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L=L_v+l_p$$

Avec  $L_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L=2.40+1.55=3.95\text{m}$$

$$\frac{395}{30} \leq e \leq \frac{395}{20} \quad \text{Donc : } 13.16\text{cm} < e < 19.75\text{cm}$$

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

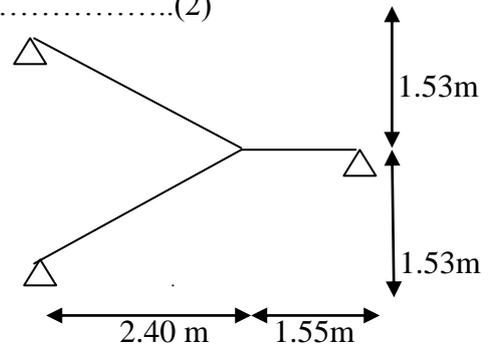


Figure II. 8. Escalier de type I.

**Escalier à trois volées droites avec deux paliers de repos.**

✓ Volée (1), (2) et (3) :

$$64 n^2 - 418 n + 204 = 0 \dots\dots\dots(3)$$

La résolution de (3) nous donne :  $n = 6$  ;  $n-1 = 5$

Donc  $h = 17 \text{ cm}$

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

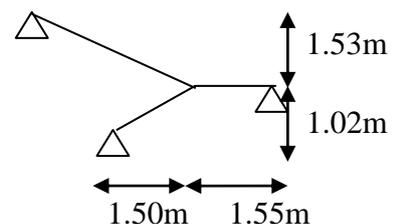


Figure II. 9. Escalier type II.

Calcul de  $\alpha$  :

pour le type I

$$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 1.53 / 2.40 = 0.63 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

pour le type II

$$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 1.02 / 1.50 = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

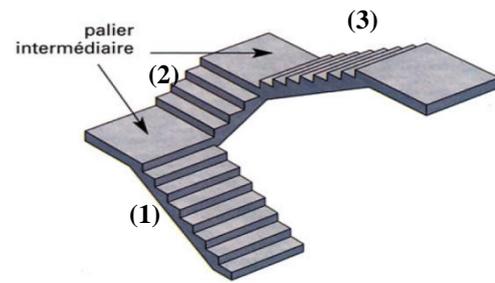


Figure II. 10. Escalier type II.

Tableau II. 1. Dimensions d'escalier type I et II.

type	La volée	H <sub>0</sub> (m)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	L (m)	N	n-1	$\alpha$ (°)	e(cm)
I	(1)	1.53	2.4	2.84	3.95	9	8	32.52	16
	(2)	1.53	2.4	2.84	3.95	9	8	32.52	16
II	(1) et (3)	1.02	1.50	1.83	3.05	6	5	34.21	16
	(2)	1.53	2.40	2.84	3.95	9	8	32.52	16

**II.2.3. l'acrotère :**

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N<sub>G</sub> et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F<sub>p</sub>.

**Calcul de la section de l'acrotère :**

Terrasse inaccessible : H=50cm

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.0585 \text{ m}^2$$

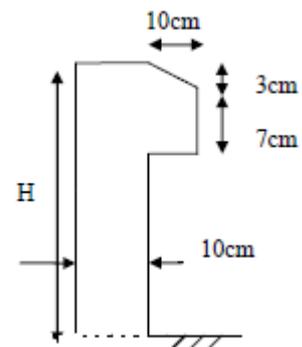


Figure II. 11. Coupe de l'acrotère.

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

Ce sont des éléments qui assurent le contreventement de la structure.

#### II.3.1. Les poutres

##### II.3.1.1. Poutres principales

Ce sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis, leur hauteur est donnée par la condition de la flèche suivante : **(BAEL99/ version 2003)**.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10.$$

$h_t$  : la hauteur de la poutre.

$L$  : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L = 540 \text{ cm} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h_t \leq 54 \text{ cm}.$$

On prend:  $h_t = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

- **Vérification :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4. \end{array} \right.$$

Sachant que :  $h$  : Hauteur de la poutre.

$b$ : Largeur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h=45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h / b = 1.50 \leq 4. & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

##### II.3.1.2. Les poutres secondaires

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

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$L$  : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L = 415 \text{ cm} \Rightarrow 27.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 41.5 \text{ cm}.$$

On prend:  $h_t = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

• **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), il est exigé de satisfaire aux conditions suivantes :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} & \text{Condition vérifiée} \\ h / b= 1.16 \leq 4.00. & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Après vérification, on adopte les dimensions suivantes :

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

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

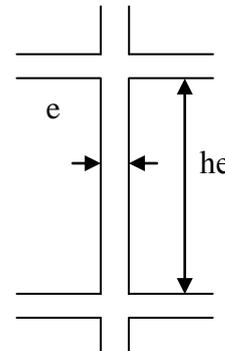
**II.3.2. Les voile**

**Définition**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres, qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du **RPA (article 7.7.1)** suivantes :

- 1)  $e \geq h_e / 20$  pour les voiles simples ;
- 2)  $e \geq 15\text{cm}$
- 3)  $L \geq 4.e$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_e: \text{ hauteur libre d'étage.} \\ L: \text{ longueur du voile.} \\ e: \text{ épaisseur du voile} \end{array} \right.$



**Figure II. 12.** Hauteur libre d'étage.

Dans notre cas :

- ❖ le sous sols et RDC :  $h_e = 388\text{cm}$
- ❖ autres niveaux :  $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$ .

Donc :

$e \geq 388/20 \rightarrow e \geq 19.40\text{cm}$  on opte pour le sous-sols et RDC pour une épaisseur  $e = 20\text{cm}$ .

$e \geq 286/20 \rightarrow e \geq 14.3\text{cm}$  on opte pour les autres niveaux pour une épaisseur  $e=15\text{cm}$

**Voiles de la cage d'ascenseur :** comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera prise forfaitairement  $e=15$  cm.

### II.3.3. poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Leur pré-dimensionnement se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU tout en vérifiant les exigences du RPA 99 :

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

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit:

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

### II.4. 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 et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P1 et P2

(Voir **figure II.15**).

#### - la loi de dégression :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse :  $Q_0$ .
- sous le premier étage à partir du sommet ( $i=1$ ) :  $Q_0+Q_1$ .
- sous le deuxième étage ( $i=2$ ) :  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .

- . sous le troisième étage (i=3) :  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- . sous le quatrième étage (i=4) :  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Pour n étage (n ≥ 5) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

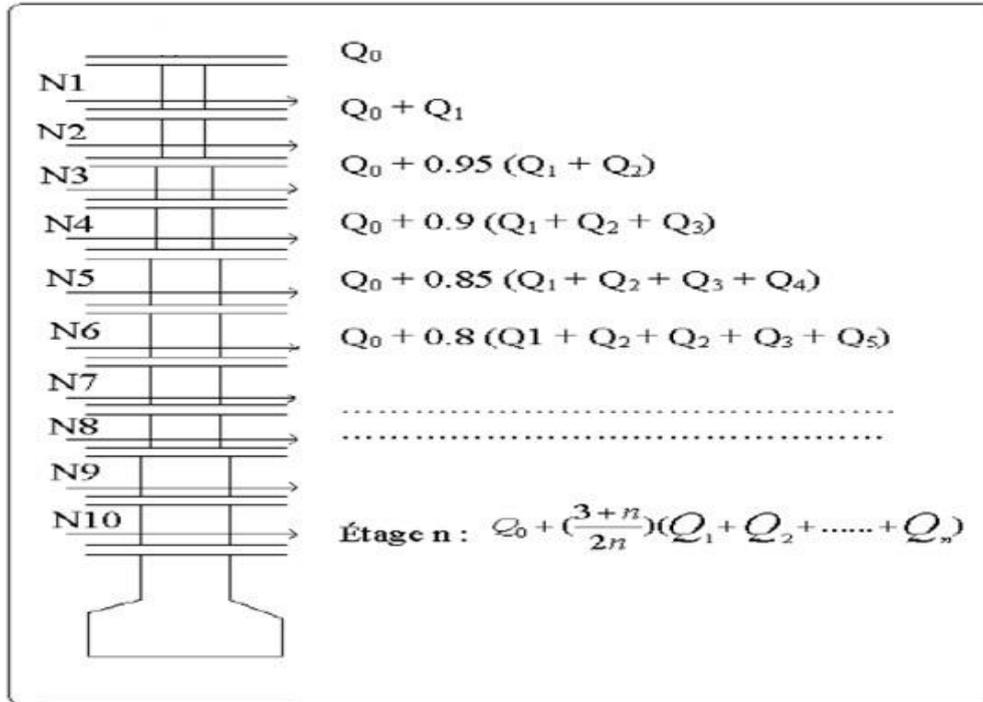


Figure II. 13. Schéma de dégression des surcharges.

- Pour le poteau P1

A- calcul de la surface afférente :

$$S = (2.55 + 2.70) \times (2.025 + 1.975) = 20.99 \text{m}^2$$

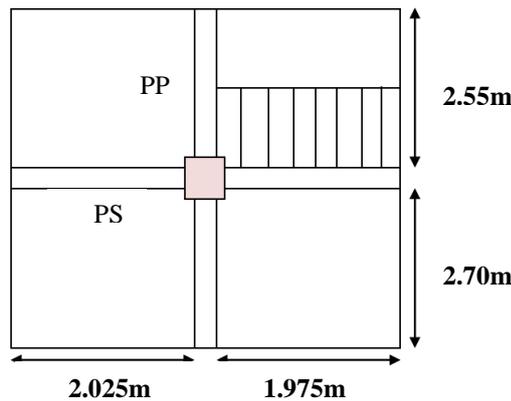


Figure II. 14. La surface du poteau (P1).

B- Poids des poteaux :

$$P = S \times 25 \times h_e$$

Tableau II. 2. Évaluation des poids propres des poteaux.

étage	sous sol et RDC	1 <sup>ère</sup>	2 et 3 <sup>ème</sup>	4 et 5 <sup>ème</sup>	6 et 7 <sup>ème</sup>	8 et 9 <sup>ème</sup>
he	4.08	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
S (m <sup>2</sup> )	0.50x0.50	0.50x0.50	0.45x0.45	0.40x0.40	0.35x0.35	0.30x0.30
P(KN)	25.50	19.12	15.50	12.24	9.37	6.88

**C-Poids des poutres :**

PP :  $5.25 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 17.78 \text{ KN}$ .

PS :  $4 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 10.50 \text{ KN}$ .

**D- Poids des planchers :****Évaluation des charges et des surcharges :**➤ **plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II. 3. Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Planche à corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
				<b>Σ = 6.53</b>

- ✓ La charge permanente totale est estimée à :  $G = 6.53 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien :  $\Rightarrow Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$  .....DTR B.C.2.2.

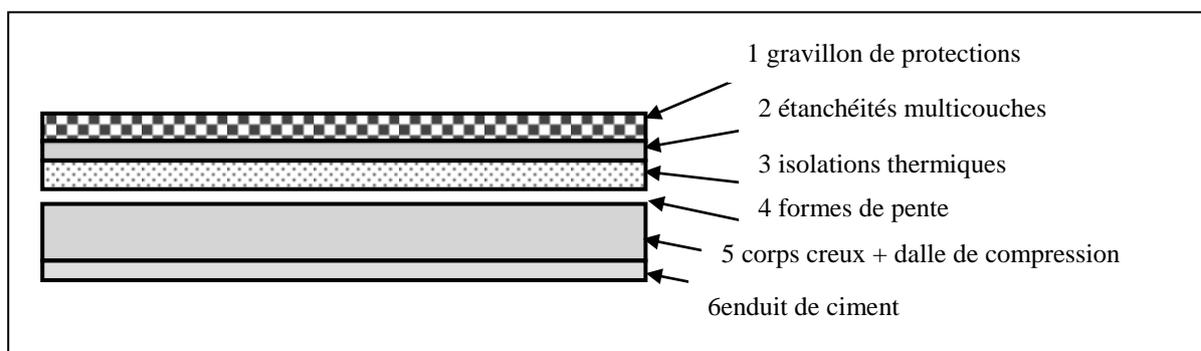


Figure II. 15. Plancher terrasse inaccessible.

➤ Planchers étage courant :

Tableau II. 4. Charge permanente revenant aux planchers étage courant.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche à corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de distribution	0.10	10	1
				<b>Σ = 5.43</b>

- ✓ La charge permanente totale est estimée à :  $G = 4.43 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ Plancher à usage bureau  $\Rightarrow Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ .....DTR B.C.2.2.
- ✓ Plancher à usage d'habitation  $\Rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ .....DTR B.C.2.2.
- ✓ Plancher à usage commercial  $\Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .....DTR B.C.2.2.

Avec Q charge d'exploitation.

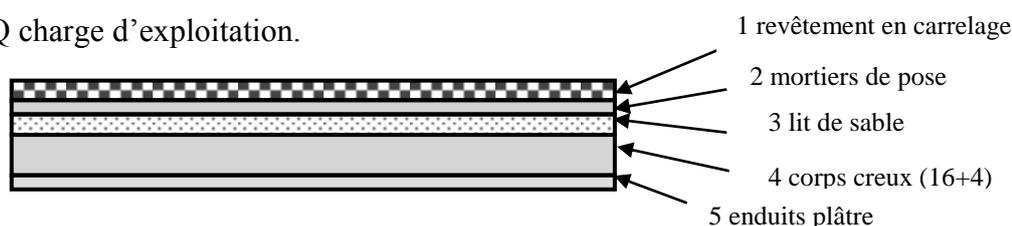


Figure II. 16. Plancher étage courant.

➤ Planchers à dalle pleine :

Tableau II. 5. Évaluation des charges des planchers à dalle pleine.

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	25	0.14	3.50
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.015	0.27
			<b>Σ =4.97</b>

- ✓ La charge permanente totale est estimée à :  $G = 4.97 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .
- **L'acrotère de terrasse accessible :**

**Tableau II. 6.** Évaluation des charges de L'acrotère de terrasse accessible.

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Surface (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.1085	25	2.71
Enduit de ciment intérieur	0.015	0.015	20	0.3
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.02	20	0.4
				<b><math>\Sigma = 3.41</math></b>

- ✓ La charge permanente totale est estimée à :  $G = 3.41 \text{ KN/ml}$
- ✓ La charge d'exploitation  $Q=1 \text{ KN/ml}$
- **L'acrotère de terrasse inaccessible**

**Tableau II. 7.** Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Surface (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.0585	25	1.46
Enduit de ciment intérieur	0.015	0.0075	20	0.15
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.01	20	0.2
				<b><math>\Sigma = 1.81</math></b>

- ✓ La charge permanente totale est estimée à :  $G = 1.81 \text{ KN/ml}$
- ✓ La charge d'exploitation  $Q=1 \text{ KN/ml}$
- **L'escalier :**
- **La volée :**

**Tableau II. 8.** Évaluation des charges sur la volée.

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de pose (horizontale et verticale)	20	(0.020+0.011)	0.62
Dalle pleine	25	0.16/0.85	4.70
Enduit de plâtre	10	0.015/0.85	0.18
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.17×0.2/0.3	0.24
Marche	22	0.17/2	1.84
Garde corps	/	/	0.1
			<b><math>\Sigma = 8.12</math></b>

- ✓ la charge permanente totale est estimée à :  $G = 8.12 \text{KN/m}^2$  ;
- ✓ la charge d'exploitation  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$ .
- le palier :

**Tableau II. 9.** Évaluation des charges sur le palier.

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4.00
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
			$\Sigma = 5.35$

- ✓ la charge permanente totale est estimée à :  $G = 5.35 \text{KN/m}^2$  ;
- ✓ la charge d'exploitation  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$ .
- Les Murs extérieurs

**Définition :**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

**Tableau II. 10.** Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

N° des parois	Description	Épaisseur "e" (cm)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	1.5	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	15	/	1.3
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
5	Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
				$\Sigma = 2.62$

- ✓ la charge totale est estimée à :  $G = 2.62 \text{ KN/m}^2$
- ✓
- Murs intérieurs

**Définition :**

Leur rôle est essentiel dans l'isolation phonique du bâtiment et dans la séparation.

Les résultats des différents efforts sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 11.** Descente de charge du poteau (P1).

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
<b>N1</b>	Plancher terrasse inaccessible 6.53x20.99	137.06	20.99
	Poutres principales (0.30x0.45) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (30x30)	6.88	
<b>Total</b>		<b>172.22</b>	<b>20.99</b>
<b>N2</b>	N1	172.22	31.48
	Plancher étage courant	88.66	
	Poutres principales (0.30x0.45) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
	escalier	24.03	
<b>Total</b>		<b>322.56</b>	<b>59.86</b>
<b>N3</b>	N2	322.56	31.48
	Plancher étage courant	88.66	
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
	escalier	24.03	
<b>Total</b>		<b>472.90</b>	<b>94.84</b>
<b>N4</b>	N3	472.90	31.48
	Plancher étage courant	88.66	
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
	escalier	24.03	
<b>Total</b>		<b>626.11</b>	<b>125.93</b>
<b>N5</b>	N4	626.11	31.48
	Plancher étage courant	88.66	
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
	escalier	24.03	
<b>Total</b>		<b>779.32</b>	<b>153.14</b>

<b>N6</b>	N5	933.48	
	Plancher étage courant	88.66	31.48
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.50	
	Murs intérieurs escalier	38.54 24.03	7.39
<b>Total</b>		<b>935.79</b>	<b>176.47</b>
<b>N7</b>	N6	935.79	
	Plancher étage courant	88.66	31.48
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.50	
	escalier	24.03	7.39
<b>Total</b>		<b>1092.26</b>	<b>195.90</b>
<b>N8</b>	N7	1092.26	
	Plancher étage courant	88.66	31.48
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	19.12	
	escalier	24.03	7.39
<b>Total</b>		<b>1252.35</b>	<b>215.34</b>
<b>N9</b>	N8	1252.35	
	Plancher étage courant	88.66	52.47
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	25.50	
	escalier	24.03	7.39
<b>Total</b>		<b>1418.82</b>	<b>249.20</b>
<b>N10</b>	N9	1418.82	
	Plancher étage courant	88.66	104.95
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	25.50	
	escalier	24.03	7.39
<b>Total</b>		<b>1585.29</b>	<b>317.18</b>

- Pour le poteau P2

C- calcul de la surface afférente :

$$S=(2.55+2.70) \times (2.075+2.025)=21.52m^2$$

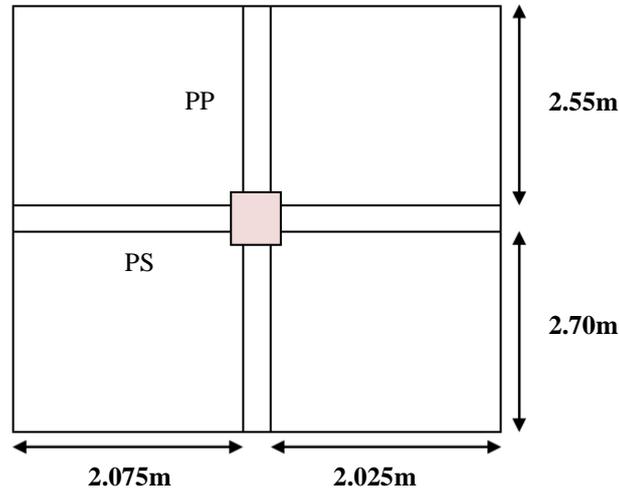


Figure II. 17. La surface afférente de poteaux (P2).

Les résultats des différents efforts sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 12. Descente de charge du poteau (P2).

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible 6.53x21.52	140.52	20.99
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (30x30)	6.88	
<b>Total</b>		<b>175.68</b>	<b>20.99</b>
N2	N1	175.68	31.48
	Plancher étage courant	116.85	
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.35x0.35) m	9.37	
<b>Total</b>		<b>330.18</b>	<b>52.47</b>

<b>N3</b>	N2	330.18	
	Plancher étage courant	116.14	31.48
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.35x0.35) m <sup>2</sup>	9.37	
<b>Total</b>		<b>483.97</b>	<b>80.80</b>
<b>N4</b>	N3	483.97	
	Plancher étage courant	116.14	31.48
	Poutres principales (0.3x0.45) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
<b>Total</b>		<b>640.63</b>	<b>105.98</b>
<b>N5</b>	N4	640.63	
	Plancher étage courant	116.14	31.48
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.40x0.40) m <sup>2</sup>	12.24	
<b>Total</b>		<b>797.29</b>	<b>128.02</b>
<b>N6</b>	N5	797.29	
	Plancher étage courant	116.14	31.48
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.50	
<b>Total</b>		<b>957.21</b>	<b>146.91</b>
<b>N7</b>	N6	957.21	
	Plancher étage courant	116.14	31.48
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.45x0.45) m <sup>2</sup>	15.50	
<b>Total</b>		<b>1117.13</b>	<b>162.65</b>
<b>N8</b>	N7	1117.13	
	Plancher étage courant	116.14	31.48
	Poutres principales (0.3x0.4) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	19.12	
<b>Total</b>		<b>1280.68</b>	<b>178.39</b>

<b>N9</b>	N8	1280.68	
	Plancher étage courant	116.14	52.47
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	25.50	
<b>Total</b>		<b>1450.59</b>	<b>208.56</b>
<b>N10</b>	N9	1450.59	
	Plancher étage courant	116.14	104.95
	Poutres principales (0.30x0.40) m <sup>2</sup>	17.78	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m <sup>2</sup>	10.50	
	Poteau (0.50x0.50) m <sup>2</sup>	25.50	
<b>Total</b>		<b>1620.51</b>	<b>272.84</b>

**Tableau II. 13.** Résultats de la descente de charge obtenus pour les deux poteaux.

Poteau	G (KN)	Q (KN)
<b>P1</b>	1585.29	317.18
<b>P2</b>	1620.51	272.84

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P1) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{total}} = 1585.29 \text{ KN}; \quad Q_{\text{total}} = 317.18 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \longrightarrow N_u = 1.35 \times 1585.29 + 1.5 \times 317.18$$

$$N_u = 2615.91 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q \longrightarrow N_s = 1902.47 \text{ KN}.$$

D'après le BAEL 91 (Art.8.11), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u = 1.1 \times 2615.91 = 2877.50 \text{ KN}$$

$$N_u = 2877.50 \text{ KN}$$

## II.5.Vérification des poteaux

### a. Vérification à la compression simple

#### ✓ Poteaux de Sous sol et RDC

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2877.50 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.1918 m^2$$

$$B \geq 0.2272 m^2$$

On a  $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 m^2$

B adopté = 0.25 m<sup>2</sup> > B calculé = 0.2272 m<sup>2</sup> vérifiée.

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

**Tableau II. 14.** Résultats de la Vérification à la compression simple.

Niveaux	Nu	Sections	Condition B adopté > B calculé		observation
			B adopté	B calculé	
Sous sol et RDC	2877.50	0.50x0.50	0.2500	0.1918	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage					
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1945.24	0.45x0.45	0.2025	0.1296	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	1409.98	0.40x0.40	0.1600	0.0939	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	858.74	0.35x0.35	0.1225	0.0572	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	263.98	0.30x0.30	0.0900	0.0175	vérifiée

### b. Vérification au flambement :

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

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

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

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.2 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.2 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144m$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.144} = 19.83 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{19.83}{35}\right)^2} = 0.798$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

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

$$B_r \geq \frac{2877.50 \times 10^{-3}}{0.798 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1639m^2$$

Or nous avons  $B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304m^2$

$0.2304 > 0.1639$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement de tous les niveaux :

**Tableau II. 15.** Résultats de la vérification au flambement.

Niveaux	Nu	sections	Condition B adopté >B calculé		observation
			Br adopté	Br calculé	
Sous sol et RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2877.50	0.50x0.50	0.2304	0.1941	vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1945.24	0.45x0.45	0.1849	0.1101	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	1409.98	0.40x0.40	0.1444	0.0803	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	858.74	0.35x0.35	0.1089	0.0489	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	263.98	0.30x0.30	0.0784	0.0150	vérifiée

## II.6. Conclusion

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

- poutres principales : (30x45) cm<sup>2</sup>.
- poutres secondaires :(30x35) cm<sup>2</sup>.
- poteaux du Sous sol : (50x50) cm<sup>2</sup>.
- poteaux de RDC et 1<sup>er</sup> étage : (50x50) cm<sup>2</sup>.
- poteaux de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage (45x45) cm<sup>2</sup>.
- poteaux de 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage (40x40) cm<sup>2</sup>.
- poteaux de 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage (35x35) cm<sup>2</sup>
- poteaux de 8<sup>ème</sup> étage (30x30) cm<sup>2</sup>.

### III.1. Introduction

L'objet de ce chapitre est d'étudier tous les éléments secondaires tels que les planchers, escaliers, acrotères et enfin l'ascenseur et la poutre de chaînage.

### III.2. Étude des planchers

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

#### III.2.1. Les poutrelles

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

##### III.2.1.1. Les différents types de poutrelles

Le sens de disposition adopté génère quatre types de poutrelles, ces derniers sont schématisés sur les figures suivantes :

##### Type 1:

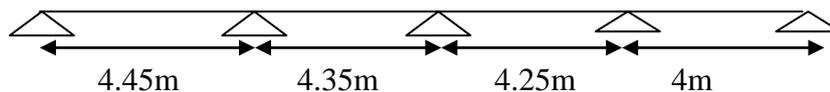


Figure III. 1. Schéma statique du 1 type de poutrelles.

##### Type 2:

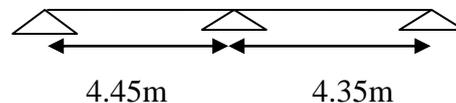


Figure III. 2. Schéma statique du 2ème type de poutrelles.

##### Type 3:

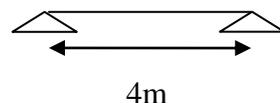


Figure III. 3. Schéma statique du 3ème type de poutrelles.

##### Type 4:

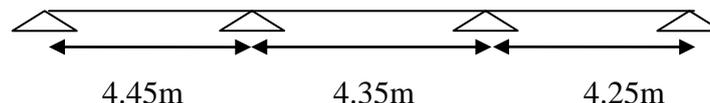


Figure III. 4. Schéma statique du 4ème type de poutrelles.

##### III.2.1.2. Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues.

➤ **Méthode de calcul**

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

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

✓ **Méthode Forfaitaire**

Le **BAEL 91 (Art .L.III.2)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 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).

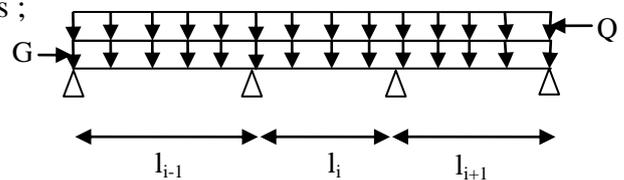


Figure III. 5. Schéma d’une poutre continue

**Principe de la méthode forfaitaire**

a) **Valeurs des moments :**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie  $Q$  (Figure.III.1) et

$$\text{soit } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

avec :  $\alpha$  = coefficient traduisant l’importance de  $\frac{Q}{Q + G}$

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

**en travées**

a. 
$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05, (1 + 0.3\alpha))M_0$$

b. 
$$\begin{cases} M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive ;} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c. **moment en appui intermédiaire :**

les moments en appuis sont de l’ordre de :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

$M_0$  : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

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

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

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

$l_i$  : portée de la travée.

**En appuis**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait-il de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $(-0.15M_0)$ .

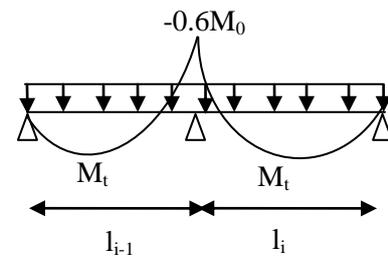
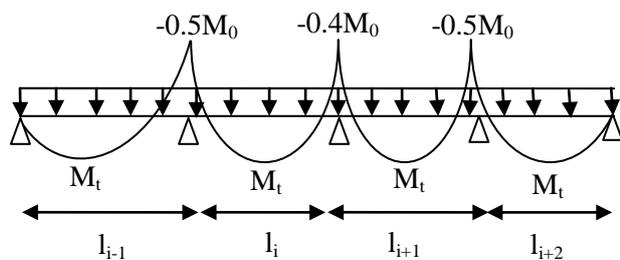


Figure III. 6. Moments d'une poutre à plus de deux travées.

Figure III. 7. Moments d'une poutre à 2 travées.

**b) Évaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées ;
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées ;
- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

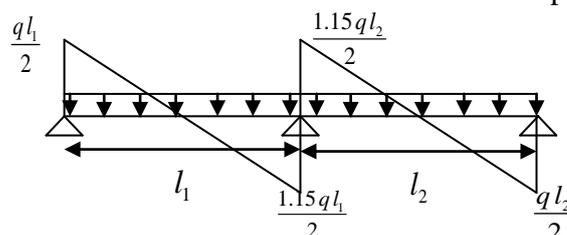


Figure III. 8. Effort tranchant d'une poutre à 2 travées.

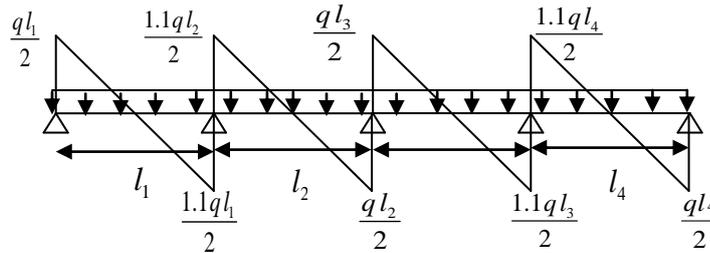


Figure III. 9. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

### ✓ Méthode de Caquot

(Annexe E.2 du BAEL 91)

Cette méthode est applicable lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite.

Son 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 efforts de chargement des travées successives.

### Principe de la méthode

#### a) Évaluation des moments

##### a.1) Moment sur appuis ( $M_i$ )

$$\text{pour une charge répartie : } M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

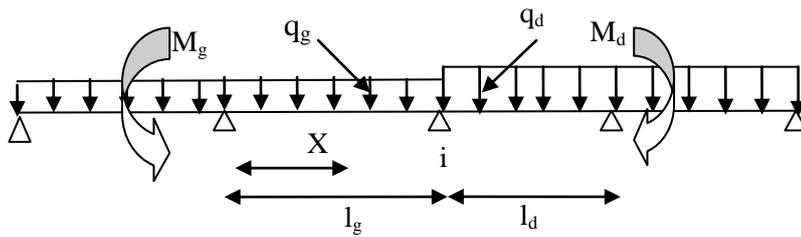
$$\text{pour une charge concentré : } M_i = \frac{k_g \times p_g \times l_g'^2 + k_d \times p_d \times l_d'^2}{l_g' + l_d'}$$

Tel que  $\left\{ \begin{array}{l} l_g' \text{ et } l_d' \text{ longueur fictives.} \\ q_g, q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{array} \right.$

$l' = \left\{ \begin{array}{l} 0,8.l : \text{travée intermédiaire.} \\ l : \text{travée de rive.} \end{array} \right.$

##### a.2) Moment en travée ( $M_i$ )

$$M_i(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_X}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$



**Figure III. 10.** Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.

$$\frac{dM_i(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

**b) Évaluation des efforts tranchants**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

avec :

$M_d$ : moment en appui de droite de la travée considérée.

$M_g$ : moment en appui de gauche de la travée considérée.

$l$  : portée de la travée.

**III.2.1.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

**ELU** :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  ;  $p_u = q_u \times b$ .

**ELS** :  $q_s = Q + G$  ;  $p_s = q_s \times b$  avec :  $b = 0.65m$ .

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

désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>s</sub> (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.53	1	10.31	6.70	7.53	4.89
Étage courant	5.43	1.5	9.58	6.22	6.93	4.50
Étage bureaux	5.43	2.5	11.08	7.20	7.93	5.15
Étage commercial	5.43	5	14.83	9.64	10.43	6.77

### III.2.1.4 Choix de la méthode de calcul.

➤ **Vérification des conditions de BAEL (Art. L.III,2)**

✓ **1<sup>ère</sup> condition :**

**Plancher terrasse inaccessible :**

$$G=6.53\text{KN/m}^2 ; Q=1\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.53 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

**Plancher à usage d'habitation :**

$$G=5.43\text{KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

**Plancher à usage bureaux :**

$$G=5.43\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 2.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.3 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

**Plancher usage commercial :**

$$G=5.43\text{KN/m}^2 ; Q=5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

✓ **2<sup>ème</sup> condition :**

$$0.8 \leq 4.45/4.35 ; 4.35/4.25 ; 4.25/4 \leq 1.25 \quad \text{vérifiée.}$$

✓ **3<sup>ème</sup> condition :** le moment d'inertie est considéré constant sur toutes les travées.

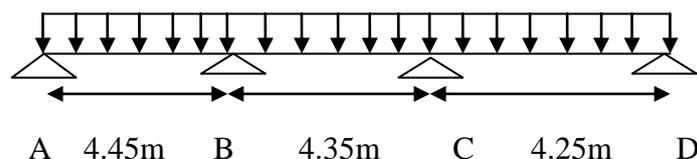
✓ **4<sup>ème</sup> condition :** la fissuration est peut nuisible.

**Remarque :** dans notre cas on a constaté que tous les types de poutrelles seront calculés par la méthode forfaitaire.

### III.2.5. Calcul des sollicitations (M,V)

**Exemple illustratif :**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 4 du plancher à étage d'habitation et les autres types seront résumés dans des tableaux.



**Figure III. 11.** Schéma statique de poutrelle type 4.

- **Moment isostatique :**

**À l'ÉLU**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.22 \times 4.45^2}{8} = 15.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.22 \times 4.35^2}{8} = 14.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} = \frac{6.22 \times 4.25^2}{8} = 14.04 \text{ KN.m}$$

**À l'ELS :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_s l_{AB}^2}{8} = \frac{4.50 \times 4.45^2}{8} = 11.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4.50 \times 4.35^2}{8} = 10.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{p_s l_{CD}^2}{8} = \frac{4.50 \times 4.25^2}{8} = 10.16 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis**

$$\text{Appuis de rive : } M_A = M_D = 0$$

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

**Appuis intermédiaires**

**À l'ÉLU**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 15.39 = -7.69 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 14.71 = -7.35 \text{ KN.m}$$

**À l'ELS :**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 11.13 = -5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 10.64 = -5.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.43} = 0.216$$

$$\alpha = 0.216 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.064 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.264 \end{cases}$$

**À l'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 15.39 - \frac{7.69}{2} = 12.52 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 15.39 = 9.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(12.52; 9.72) \rightarrow M_t = 12.52 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 14.71 - \left(\frac{7.69 + 7.35}{2}\right) = 8.13 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 14.71 = 9.29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max(8.13; 9.29) \rightarrow M_t = 9.29 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 14.07 - \frac{7.35}{2} = 11.29 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 14.07 = 8.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max ( 11.29 , 8.89 ) \longrightarrow M_t = 11.29 \text{KN.m}$$

### À L'ELS

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 11.13 - \frac{5.56}{2} = 9.06 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 11.13 = 7.03 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max ( 9.06 ; 7.03 ) \longrightarrow M_t = 9.06 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 10.64 - \left( \frac{5.56 + 5.32}{2} \right) = 5.88 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 10.64 = 6.72 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max ( 5.88 ; 6.72 ) \longrightarrow M_t = 6.72 \text{KN.m}$$

Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 \times 10.16 - \frac{5.32}{2} = 8.15 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.264}{2} \times 10.16 = 6.42 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = \max ( 8.15 , 6.42 ) \longrightarrow M_t = 8.15 \text{KN.m}$$

### ➤ Les efforts tranchants

#### À L'ELU

$$\begin{aligned} \text{Travée A-B : } V_A &= \frac{6.22 \times 4.45}{2} = 13.83 \text{KN} \\ V_B &= -1.1 \times V_A = -15.22 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée B-C : } V_B &= 1.1 \times \frac{6.22 \times 4.35}{2} = 14.88 \text{KN} \\ V_C &= -14.88 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée C-D : } V_C &= 1.1 \times \frac{6.22 \times 4.25}{2} = 14.53 \text{ KN} \\ V_D &= -13.21 \text{ KN} \end{aligned}$$

**À l'ELS**

$$\begin{aligned} \text{Travée A-B : } V_A &= \frac{4.50 \times 4.45}{2} = 10.01 \text{ KN} \\ V_B &= -1.1 \times V_A = -11.01 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée B-C : } V_B &= 1.1 \times \frac{4.50 \times 4.35}{2} = 10.76 \text{ KN} \\ V_C &= -10.76 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée C-D : } V_C &= 1.1 \times \frac{4.50 \times 4.25}{2} = 10.51 \text{ KN} \\ V_D &= -9.56 \text{ KN} \end{aligned}$$

Les résultats des sollicitations sont résumés dans les tableaux suivants :

**❖ Plancher à usage d'habitation****Type 2.****Tableau III.2.** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.45	5.35	13.24	0	-7.94	10.27	11.90	-13.69
B-C	4.35	5.35	12.65	-7.94	0	9.64	13.38	-11.63

**Tableau III.3.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.45	3.85	9.54	0	-5.72	7.40	8.56	-9.85
B-C	4.35	3.85	9.11	-5.72	0	6.94	9.62	-8.37

**Type 4.****Tableau III.4.** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.45	6.62	15.39	0	-7.69	12.52	13.83	-15.22
B-C	4.35	6.62	14.71	-7.69	-7.35	9.29	14.88	-14.88
C-D	4.25	6.62	14.07	-7.35	0	11.29	14.53	-13.21

**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.45	4.5	11.13	0	-5.56	9.06	10.01	-11.01
B-C	4.35	4.5	10.64	-5.56	-5.32	6.72	10.76	-10.76
C-D	4.25	4.5	10.16	-5.32	0	8.15	10.51	-9.56

❖ **Plancher à usage commercial****Type 1 :****Tableau III.6.** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.45	9.64	23.86	0	-11.93	21.32	21.44	-23.59
B-C	4.35	9.64	22.80	-11.93	-9.12	15.55	23.06	-20.96
C-D	4.25	9.64	21.76	-9.12	-10.88	14.89	20.48	-22.53
D-E	4.00	9.64	19.28	-10.88	0	16.60	21.20	-19.28

**Tableau III.7.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.45	6.77	16.78	0	-7.58	13.79	15.06	-16.56
B-C	4.35	6.77	16.03	-7.58	-5.80	10.11	16.19	14.72
C-D	4.25	6.77	15.30	-5.80	-6.92	9.68	14.38	-15.82
D-E	4.00	6.77	13.56	-6.92	0	10.74	14.89	-13.54

**Type 2.****Tableau III.8.** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.45	9.64	23.86	0	-14.31	20.13	21.44	-22.66
B-C	4.35	9.64	22.80	-14.31	0	18.92	24.11	-20.96

**Tableau III.9.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.45	6.77	16.78	0	-10.07	14.16	15.06	-17.31
B-C	4.35	6.77	16.03	-10.07	0	13.30	16.93	-14.72

**Type 3.****Tableau III.10.** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.00	9.64	19.28	0	0	19.28	19.28	-19.28

**Tableau III.11.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.00	6.77	13.56	0	0	13.56	13.54	-13.54

❖ **Plancher à usage bureau :****Type 1 :****Tableau III.12.** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.45	7.20	17.82	0	-8.91	15.05	14.07	-15.48
B-C	4.35	7.20	17.03	-8.91	-6.81	10.78	15.13	-13.75
C-D	4.25	7.20	16.26	-6.81	-8.13	10.32	13.44	-14.78
D-E	4.00	7.20	14.40	-8.13	0	11.70	13.91	-12.65

**Tableau III.13.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.45	5.15	12.76	0	-6.38	10.77	11.45	-12.59
B-C	4.35	5.15	12.19	-6.38	-4.87	7.71	12.32	-11.20
C-D	4.25	5.15	11.63	-4.87	-8.13	7.39	10.94	-12.03
D-E	4.00	5.15	10.31	-8.13	0	8.37	11.33	-10.30

**Type 2.****Tableau III.14.** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.45	7.20	17.82	0	-10.69	14.16	14.07	-16.18
B-C	4.35	7.20	17.03	-10.69	0	13.29	15.82	-13.75

**Tableau III.15.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.45	5.15	12.76	0	-7.65	10.13	11.45	-13.16
B-C	4.35	5.15	12.19	-7.65	0	9.51	12.88	-11.20

**Type 3.****Tableau III.16.** Sollicitations à l'ELU.

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.00	7.20	14.40	0	0	14.40	14.40	-14.40

**Tableau III.17.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.00	5.15	10.31	0	0	10.31	10.30	-10.30

❖ **Plancher terrasse inaccessible****Type 4.****Tableau III.18.** Sollicitations à l'ELU

Travée	L(m)	Pu (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)
A-B	4.45	6.70	16.59	0	-8.29	13.27	14.91	-16.41
B-C	4.35	6.70	15.85	-8.29	-7.93	8.53	16.04	-16.04
C-D	4.25	6.70	15.13	-7.93	0	11.93	15.67	-14.24

**Tableau III.19.** Sollicitations à l'ELS.

Travée	L(m)	Ps (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)
A-B	4.45	4.89	12.11	0	-6.05	9.69	10.88	-11.96
B-C	4.35	4.89	11.57	-6.05	-5.78	6.23	11.69	-11.69
C-D	4.25	4.89	11.05	-5.78	0	8.71	11.43	-10.39

- **Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables ;**

**Plancher à usage d'habitation :**

**Tableau III.20.** Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage habitation).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)
Type 2	7.94	10.27	13.69	13.24	5.72	7.40	9.85	9.54
Type 4	-7.69	12.52	15.22	15.39	5.56	9.06	11.01	11.13

**Plancher à usage commercial :**

**Tableau III.21.** Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage commercial).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)
Type 1	11.93	21.32	23.59	23.86	7.58	13.79	16.56	16.78
Type 2	14.31	20.13	24.11	23.86	10.07	14.16	17.31	16.78
Type 3	0	19.28	19.28	19.28	0	13.56	13.54	13.56

**Plancher à usage bureau :**

**Tableau III.22.** Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (étage bureau).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)
Type 1	8.91	15.05	15.48	17.82	8.13	10.77	12.59	12.76
Type 2	10.69	14.16	16.18	17.82	7.65	10.13	13.16	12.76
Type 3	0	14.40	14.40	14.40	0	10.31	10.30	10.31

**Plancher à terrasse inaccessible :**

**Tableau III.23.** Sollicitations les plus défavorables des poutrelles (terrasse inaccessible).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)	$M_0^{\max}$ (KN.m)
Type 4	8.29	13.27	16.41	16.59	6.05	9.69	11.96	12.11

## Les sollicitations maximales :

Tableau III.24. Les sollicitations maximales des poutrelles.

Poutrelles	ELU	ELS
<b>Étage d'habitation</b>	$M_t^{\max} = 12.52 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 7.94 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 15.22 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 15.39 = -2.30 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 9.06 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 5.72 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 11.01 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 11.13 = -1.66 \text{ KN.m}$
<b>Étage Commercial</b>	$M_t^{\max} = 21.32 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 14.31 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 24.11 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 23.86 = -3.57 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 14.16 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 10.07 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 17.31 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 16.78 = -2.51 \text{ KN.m}$
<b>Étage Bureau</b>	$M_t^{\max} = 15.05 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 10.69 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 16.18 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 17.82 = -2.57 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 10.77 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 8.13 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 13.16 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 12.76 = -1.91 \text{ KN.m}$
<b>Terrasse inaccessible</b>	$M_t^{\max} = 13.27 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 8.29 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 16.41 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 16.59 = -2.48 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 9.69 \text{ KN.m}$ $M_a^{\max} = - 6.05 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 11.96 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -0.15 \times 12.11 = -1.81 \text{ KN.m}$

## Ferrailage des poutrelles :

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation qui est sollicitée par :

$$\text{À L'ELU : } \left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 12.52 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = - 7.94 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 15.22 \text{ KN} \\ M_a^{\text{rive}} = -2.30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{A L'ELS : } \left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 9.06 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = - 5.72 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 11.01 \text{ KN} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b=65\text{cm}; \quad b_0=10\text{cm}; \quad h=16\text{cm}; \quad h_0=4\text{cm}; \quad h_t=20\text{cm}.$$

**1. Calcul à l'ELU :** Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

**Plancher à étage d'habitation :**

**A- Armature longitudinales**

➤ **Ferraillage en travée ;**

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t^{\max} = 12.52 \text{ KN.m}$$

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

➤ **Calcul des armatures ;**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.52 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65} = 0.0418 < 0.186$$

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

$$\text{Fe400} \Rightarrow \mu_l = 0.3916$$

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

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0418}) = 0.0534$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0534) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{12.52 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.04 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.04 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Vérification de la condition de non fragilité ;**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_t$  Vérifiée.

➤ **Ferraillage en appui ;  
Appuis intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.94 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.172$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.172}) = 0.237$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.237) = 0.162 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{7.94 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 1.40 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_t$  Vérifiée.

On choisit :  $A_a = 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$

**Appuis de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.30 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0499$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0499}) = 0.064$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{2.30 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.37 \times 10^{-4} m^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.21 cm^2$$

$$A_{min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

On choisit :  $A_{rive} = 1HA10 = 0.79 cm^2$ .

## 2. Vérification à l'ELU

### a. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 15.22 KN \quad , \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.22 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.84 MPa$$

$$FPN \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 MPa] = 3.33 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

### b. Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min}; h/35; b_0/10)$$

**BAEL91 (Article H.III.3)**

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8; 200/35; 10/10) = 0.57 cm$$

Soit :  $\Phi_t = 6 mm$ .

On choisi un éterie avec  $A_t = 2\Phi6 = 0.57 cm^2$ .

### c. Espacement

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57cm \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 140.30cm \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$  flexion simple, armatures droites.

Avec  $K = 1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit :  $St = 15 cm$ .

### d. Vérification des armatures longitudinales

- **Appuis de rives ;**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.22 \times 10^{-3}}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.15 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires ;**

$$V_u = 15.22 \text{ KN} \quad ; \quad F_C = \frac{Mu}{0.9d} = \frac{-7.94}{0.9 \times 0.18} = -49.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } |F_C| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_C = 15.22 - 49.01 = -33.79 < 0$$

$\Rightarrow$  Les  $A_L^{\text{inf}}$  ne sont soumises à aucun effort de traction.

### e. Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{15.22 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

### f. Vérification de la bielle

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = \min(a_1 ; a_2)$$

$$a_1 = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$a_2 = l_a - 2 \cdot c = 30 - 4 = 26 \text{ cm} \quad \text{avec } l_a : \text{ largeur de l'appui.}$$

$$V_u = 15.22 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.13 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

## 3. Vérification à l'ELS

### a. État limite d'ouverture des fissures

**BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

**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  $A' = 0 \text{ cm}^2$ .

### b. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

### 1. En travée

- Position de l'axe neutre (y) ;

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \cdot h$ .

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

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4} + 0)y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0391 \text{ m}$$

- Moment d'inertie ;

$$I = \frac{b}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.0391^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0391)^2 = 0.83230 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contraintes ;

$$\sigma_{bc} = \frac{9.07 \times 10^{-3} \times 0.0391}{0.83230 \times 10^{-4}} = 4.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.26 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 2 - En appuis intermédiaires

- Position de l'axe neutre ;

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.58(18 - 4) = 188.2 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b_0 \cdot h$ .

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

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

$$\Rightarrow y = 0.033\text{m}$$

- **Moment d'inertie ;**

$$I = \frac{b}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.033^3 + 15 \times 1.58 \times 10^{-4} (0.18 - 0.033)^2 = 0.58999 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{0.58999 \times 10^{-4}} \times 0.033 = 3.19 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{MPa}$$

### c. État limite de déformation

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

- **Évaluation de la flèche ;**

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

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

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

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

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{16}{445} = 0.036 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche

s'impose.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{445}{500} = 0.89 \text{cm}$$

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

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

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

- **Évaluation des moments en travée ;**

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

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

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

**Inerties fictives ( $I_f$ )**

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

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

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

**Évaluation des flèches**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.43 = 3.52 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.43 + 1.5) = 4.50 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.45^2}{8} = 3.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.52 \times 4.45^2}{8} = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.50 \times 4.45^2}{8} = 8.35 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.91 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie : **Calcul de  $I_0$**  :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1335.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1335.4} \times \left( \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 20 \right) \Rightarrow 10.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.21 \Rightarrow V_2 = 9.78 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.21^3 + 9.78^3) + 15 \times 2.36 \times (9.78 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 85084.74 \text{ cm}^4$$

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.2537 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.3014 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Calcul des contraintes ;**

$$\sigma_{sj} = 87.29 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 166.31 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 212.25 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des inerties fictives ;**

$$\mu_j = 0.44 \quad \mu_g = 0.66 \quad \mu_p = 0.72$$

$$I_{f_{ij}} = 20365.06 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{ig}} = 15930.01 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{ip}} = 14974.12 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{vg}} = 26975.03 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{3.43 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 20365.06 \times 10^{-8}} = 1.03 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.53 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 15930.01 \times 10^{-8}} = 2.53 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.35 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 32164.2 \times 14974.12 \times 10^{-8}} = 3.43 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{8.35 \times 10^{-3} \times 4.45^2}{10 \times 10721.4 \times 26975.03 \times 10^{-8}} = 4.48 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- **La flèche totale  $\Delta f$**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (4.48 - 1.039 + 3.43 - 2.53) \times 10^{-3} = 4.34 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.434 \text{ cm} < f_{adm} = 0.89 \text{ cm}$$

D'où la condition de la flèche est vérifiée.

#### 4. Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.25.** Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

	nature	M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z cm	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )
Étage d'habitation	travée	12.52	0.041	0.053	17.60	2.04	0.21	3HA10=2.36
	App (int)	7.94	0.172	0.237	16.20	1.40	0.21	2HA10=1.58
	App (rive)	2.30	0.049	0.064	17.50	0.37	0.21	1HA10=0.79
Étage Commercial	travée	21.32	0.036	0.046	17.66	2.26	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	App (int)	14.31	0.165	0.227	16.36	1.33	0.22	2HA12=2.26
	App (rive)	3.57	0.041	0.052	17.62	0.30	0.22	1HA12=1.13
Étage bureau	travée	15.05	0.050	0.064	17.50	2.46	0.21	2HA10+1HA12=2.70
	App (int)	10.69	0.232	0.335	15.50	1.97	0.21	2HA12=2.26
	App (rive)	2.48	0.053	0.069	17.50	0.40	0.21	1HA12=1.13
Terrasse inaccessible	travée	13.27	0.044	0.056	17.59	2.16	0.21	3HA10=2.36
	App (int)	8.29	0.180	0.250	16.19	1.47	0.21	2HA10=1.57
	App (rive)	2.57	0.055	0.071	17.48	0.42	0.21	1HA10=0.79

#### 5. Vérification des contraintes à l'ELS

##### - État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

**Tableau III.26.** Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

plancher	En travée				En appuis				observation
	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ Mpa	M <sub>ser</sub> KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ Mpa	
étage habitation	9.06	3.91	8323.9	4.26	5.72	3.30	5899.9	3.19	vérifiée
Étage commercial	14.16	4.37	10307. 4	6	10.07	3.84	8023.9	4.81	vérifiée
Étage bureau	10.77	4.15	9317.4	4.79	8.13	3.84	8023.9	3.89	vérifiée
Terrasse inaccessible	9.69	3.91	8323.5	4.55	6.05	3.26	5867.3	3.36	vérifiée

État limite de déformation :  $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.27. Vérification de l'état limite de déformation.

planchers	étage habitation	Étage bureau	Étage commercial	Terrasse inaccessible
$q_{jser}$ KN/m	1.85	1.85	1.85	1.85
$q_{gser}$ KN/m	3.52	3.52	2.88	4.24
$q_{pser}$ KN/m	4.50	5.15	6.13	4.89
$M_{jser}$ KN.m	3.43	3.43	2.77	3.43
$M_{gser}$ KN.m	6.53	6.55	4.32	7.87
$M_{pser}$ KN.m	8.35	9.56	9.19	9.08
$I_o$ (cm <sup>4</sup> )	85084.74	45912.69	19795.7	45613.43
$\rho$	0.013	0.015	0.017	0.013
$\lambda_i$	3.25	2.84	2.51	3.25
$\lambda_v$	1.30	1.13	1.00	1.30
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	87.29	76.66	55.00	87.29
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	166.31	146.05	85.63	200
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	212.25	213.30	182.26	230.62
$\mu_j$	0.44	0.45	0.37	0.44
$\mu_g$	0.66	0.66	0.53	0.70
$\mu_p$	0.72	0.75	0.74	0.74
$I_{f_{ij}}$ (cm <sup>4</sup> )	20365.06	22119.61	11282.2	20365.06
$I_{f_{ig}}$ (cm <sup>4</sup> )	15930.01	17530.14	9278.21	15183.07
$I_{f_{ip}}$ (cm <sup>4</sup> )	14974.12	16077.33	7567.87	14704.65
$I_{f_{vg}}$ (cm <sup>4</sup> )	26975.03	28823.17	14151.1	26104.39
$f_{ji}$ (mm)	1.03	0.95	1.21	1.03
$f_{gi}$ (mm)	2.53	2.30	2.29	3.19
$f_{pi}$ (mm)	3.43	3.66	5.98	3.80
$f_{gv}$ (mm)	4.48	4.19	4.51	5.57
$\Delta f$ (mm)	4.34	4.60	6.99	5.14
$f_{adm}$ (mm)	8.89	8.89	8.89	8.89
observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

6. schémas de ferrailage des poutrelles

Tableau.III.28. schémas de ferrailage des poutrelles.

Etage habitation		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
<p>1HA10 Φ6 st15cm 3HA10</p>	<p>2HA10 Φ6 st15cm 3HA10</p>	<p>1HA10 Φ6 st15cm 3HA10</p>
Etage commercial		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
<p>1HA12 1HA10 Φ6 st15cm 2HA12</p>	<p>2HA12 1HA10 Φ6 st15cm 2HA12</p>	<p>1HA12 1HA10 Φ6 st15cm 2HA12</p>
Etage bureau		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
<p>1HA12 1HA12 Φ6 st15cm 2HA10</p>	<p>2HA12 1HA12 Φ6 st15cm 2HA10</p>	<p>1HA12 1HA12 Φ6 st15cm 2HA10</p>

Terrasse inaccessible		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive

### III.3. Étude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8.4.2.3)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

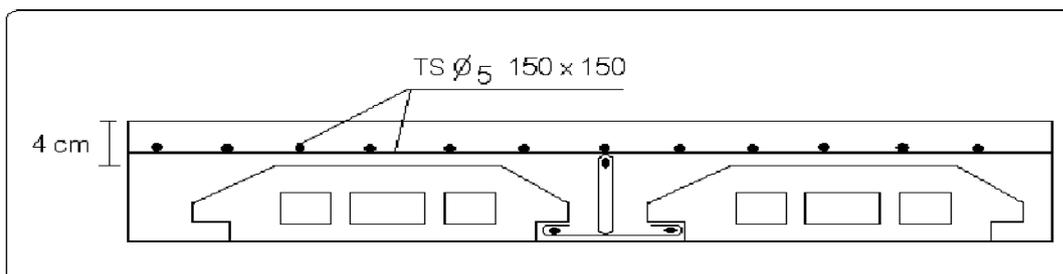
Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé **TS  $\Phi 5$  150×150**



**Figure III. 12.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.4. Étude des dalles pleines

#### Introduction :

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

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

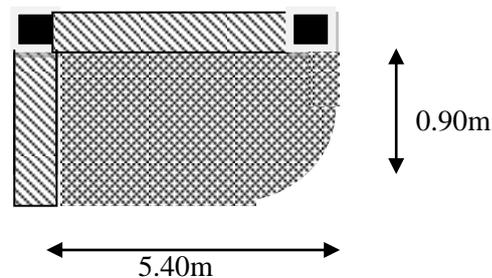
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \rho \leq 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens.}$$

$$\rho > 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

#### III.4.3. Dalle sur deux appuis

$$L_x = 0.90\text{m}$$

$$L_y = 5.40\text{m}$$



$$\rho = \frac{90}{540} = 0.166 < 0.4$$

Figure III. 13. Dalle sur deux appuis.

La dalle travaille donc selon un seul sens (sens X), comme une console.

#### 1. Calcul du chargement

**ELU :**

$$G = 4.97 \text{ KN/m}^2$$

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

$P = 1 \text{ KN/m}$  : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.96 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$L_x = 0.90\text{m}$$

$$L_y = 5.40\text{m}$$

$$\rho = \frac{90}{540} = 0.166 < 0.4$$

## 2. Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u = \frac{11.96 \times 0.90^2}{2} + (1.35 \times 0.90) = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 11.96 \times 0.90 + 1.35 = 12.11 \text{ KN}$$

## 3. Ferrailage

### - Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b = 100\text{cm}; h = 14\text{cm}; d = 12\text{cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

**Tableau III.29.** Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )	$A_{opt}$ ( $\text{cm}^2/\text{m}_l$ )	$S_t$ (cm)
6.05	0.0296	0.0376	0.118	1.47	5HA10=3.93	20

### - Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>

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

### - Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$1.45 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

## 4. Vérification à l'ELU

### - L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

## 5. Vérification à l'ELS

### - La contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8.47 \times 0,90^2}{2} + 1 \times 0,90 = 4.33 \text{ KN.m}$$

$$\frac{bxy^2}{2} + 15 \times A \times x - 15 \times a \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 0,12$$

$$Y = 4,4 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{2} + 15A(d-y)^2 \quad \text{donc } I = 6244 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3,05 \text{ MPA} > \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 79.05 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{14}{90} = 0,155 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.155 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{sx}} \Rightarrow 0.155 > \frac{3.68}{10 \times 4.33} = 0.084$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0032 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, la flèche n'a pas besoin d'être vérifiée.

**N.B :** la longueur du balcon est de 1.90m < 1.5m, donc on n'a pas besoin de vérifier la composante verticale du séisme selon le RPA99 (art. 4.4.2)

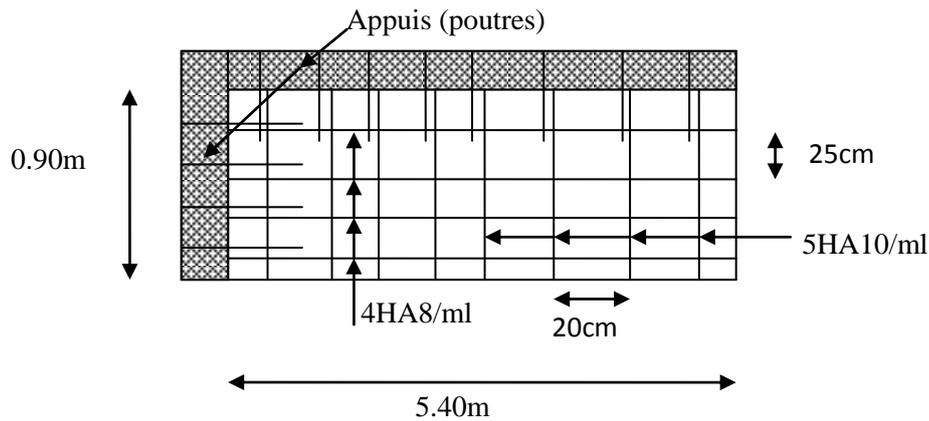


Figure III. 14. Schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

### III.4.4. Dalle sur un seul appui :

Il s'agit de panneau de dalle qui repose sur 01 appui :

$Q_g = 1 \text{ KN / m}$  (la charge concentré due au poids propre de garde-corps).

$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$

$G = 4,97 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,5 \text{ KN/ m}^2$

$$q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.96 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ KN/ml.}$$

$$L_x = 0.90 \text{ m}$$

$$L_y = 3.60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{90}{360} = 0.25 < 0.4$$

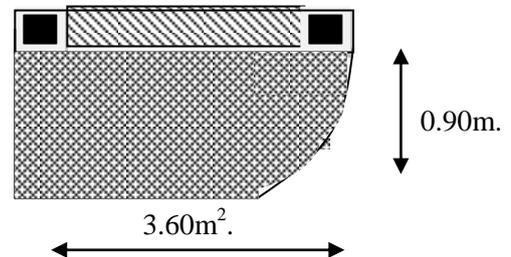


Figure III. 15. Dalle sur un seul appui.

### 2. Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u = \frac{11.96 \times 0.90^2}{2} + (1.35 \times .90) = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 11.96 \times 0.90 + 1.35 = 12.11 \text{ KN}$$

**Remarque :** nous avons les mêmes sollicitations avec la dalle de type 02 (dalle sur deux appuis) ; et sont ferrailage sera comme suite :

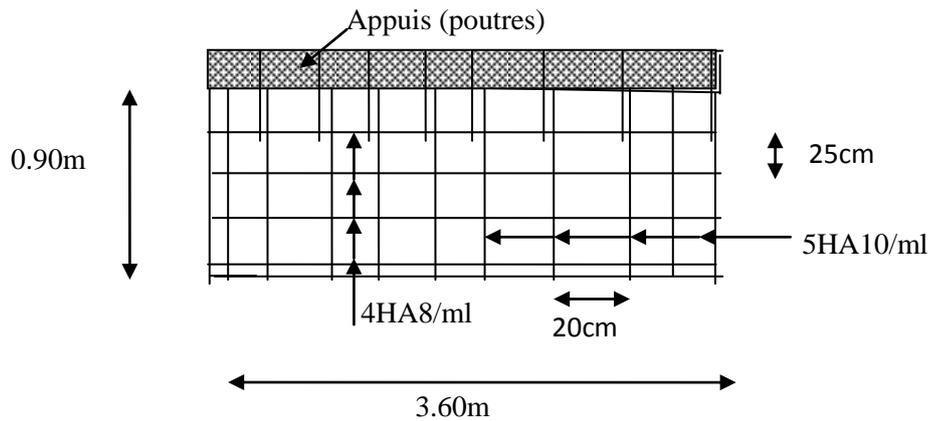


Figure III. 16. Schéma de ferrailage des dalles sur un seul appui.

### III.4.5. Dalle sur trois appuis :

On a:  $L_x = 0,85m$

$L_y = 5,40m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,157 < 0,4$$

Donc la dalle travaille selon un seul sens

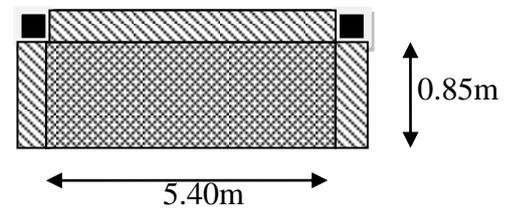


Figure III. 17. Panneau de dalle sur 3 appuis.

### Evaluation des charges

$$G = 4.97 \text{KN/m}^2$$

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

- **Evaluation des charges :**

**A L'ELU et L'ELS**

Le calcul se fait pour une bande de 1m en flexion simple :

$$q_u = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 3.5 = 11.95 \text{KN/m}$$

$$q_s = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{KN/m}$$

- **Les sollicitations :**

$$L_x = 0,85m < L_y \times \frac{1}{2} = 2,70m$$

$$M_0^x = (q \times l_x^2 \times l_y) \frac{1}{2} - (2 \times q \times l_x^3) \frac{1}{3}$$

$$M_0^y = q \times \frac{l^3}{6}$$

**A L'ELU :**  $M_{0u}^x = 18,41 \text{ KN.m}$   $M_{0u}^y = 1,22 \text{ KN.m}$

**AL'ELS:**  $M_{0ser}^x = 13,05 \text{ KN.m}$   $M_{0ser}^y = 0,86 \text{ KN.m}$

- **Moments en travées :**

$$M_u^x = 0,85 \times M_{0u}^x = 15,64 \text{ KN.m}$$

$$M_u^y = 0,85 \times M_{0u}^y = 1,037 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0,85 \times M_{0ser}^x = 11,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0,85 \times M_{0ser}^y = 0,73 \text{ KN.m}$$

- **Moments en appuis :**

$$M_{ariv}^x = -0,3 \times M_{0u}^x = -5,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^x = -0,5 \times M_{0u}^x = -9,20 \text{ KN.m}$$

**Le Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bande de largeur  $b = 1m$  et d'épaisseur

$e = 14cm$

**Sens x-x :**

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

$$\mu_{bu} = \frac{15,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,076 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,099$$

$$Z = d \times [1 - 0,4 \times \alpha] = 0,115 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{15,64 \times 10^{-3}}{0,115 \times 348} = 3,90 \text{ cm}^2/ml$$

**Condition de non fragilité :**

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 14 = 1,12 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec :  $A_s = 3,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit :  $A_s = 5 \text{ HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Sens y-y :**

$$M_u^y = 1,037 \text{ KN.m}$$

$$15,64 \rightarrow 3,9$$

$$1,037 \rightarrow A_t$$

$$A_t = \frac{1,037 \times 3,90}{15,64} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 14 = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \geq A_s$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$ . On opte pour :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Aux appuis :**

**Appui de rive :**

$$M_a^x = M_a^y = -5,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,0342$$

$$Z = d \times [1 - 0,4 \times \alpha] = 0,118$$

$$A_s = \frac{5,52 \times 10^{-3}}{0,118 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 14 = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} < A_s$$

On opte pour  $5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Appui intermédiaire :**

$$M_{aint}^x = -9,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,057$$

$$Z = d \times [1 - 0.4 \times \alpha] = 0,117$$

$$A_s = \frac{9,20 \times 10^{-3}}{0,117 \times 348} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Tableau III.30.** Le ferrillage de la dalle sur trois appuis.

Sens		M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	15,64	0,076	0,18	0,115	3,90	1,12	5HA10=3,93
	y-y	1,037	0,005	0,0063	0,118	0,79	1,12	4HA8=2,01
Appui de rive	x-x	5,52	0,026	0,034	0,118	1,34	1,12	5HA10=3,93
	y-y							
Appui inter	x-x	9,20	0,044	0,057	0,117	2,25	1,12	5HA10=3,93

La fissuration est peu nuisible.

**Sens x-x :**  $S_t \leq \min(3.e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

**Sens y-y :**  $S_t = \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

Avec :  $A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$

$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$

**Vérification diverse :**

- **Vérification l'effort tranchant :**

$$\rho < 0,4$$

$$- V_x = \left( \frac{q \times lx}{2} \right) \times \left( \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} \right) = 5,07 \text{ KN}$$

$$- V_y = \left( \frac{q \times ly}{2} \right) \times \left( \frac{lx^4}{ly^4 + lx^4} \right) = 0,019 \text{ KN}$$

$$- V^{\max} = 5,07 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{5,07}{1 \times 0,12} = 0,042 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**A l'ELS :**

• **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Calcul de y :

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

$$100 \times \frac{y^2}{2} + 15 \times 3,93 \times y - 15 \times 3,93 \times 12 = 0$$

$$y = 3,21 \text{ cm}$$

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

$$I = 100 \times \frac{3,21^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (12 - 3,21)^2$$

$$I = 5657,25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 25.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• La flèche :

- 1)  $\frac{h}{l} = \frac{14}{85} = 0,164 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$
- 2)  $\frac{h}{l} = \frac{14}{85} = 0,164 > \frac{Mt}{10 \times M0} = 0,0849 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$
- 3)  $\frac{AS}{b \times d} = 0,0032 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

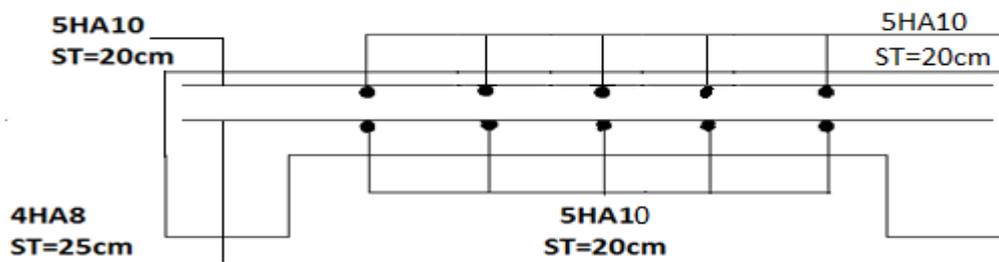


Figure III. 18. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

### III.5. Calcul de l'acrotère

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur lui : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

#### III.5.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable ;
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

#### III.5.2. Évaluation des charges

$$S = 10 \times 50 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.0585m^2$$

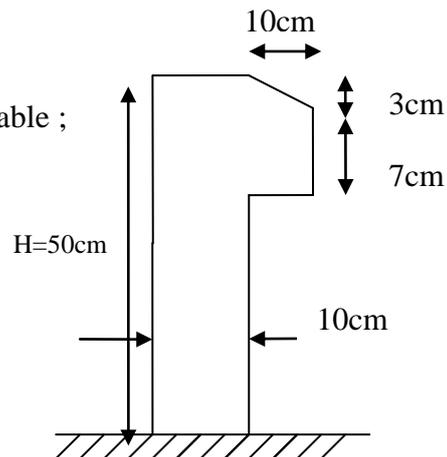


Figure III. 19. Coupe transversal de l'acrotère.

– Poids propre :  $G1 = 25 \times 0.0585 \times 1 = 1.46KN$  ;

– Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment :  $e=2cm$ ) :  $G2 = 20 \times 0.02 \times 1 \times 1 = 0.4KN$  ;

– Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment :  $e=1.5cm$ ) :  $G3 = 20 \times 0.015 \times 1 \times 1 = 0.3KN$

$$W_p = G1 + G2 + G3 = 2.16KN.$$

$$Q = 1KN$$

La force sismique :

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

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

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

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

$W_p$  : poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.16 = 1.038KN$$

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

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.27m ; \quad X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.064m$$

### III.5.3. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2.16 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_g = 1.038 \times 0.27 = 0.28 \text{ KN.m}$$

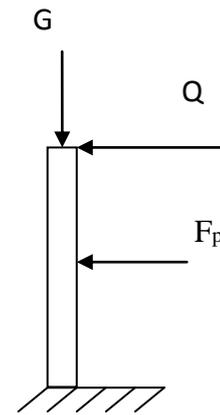


Figure III. 20. Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul se fait en flexion composée de bord de 1m.

Tableau III.31. Les sollicitations du calcul.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.16	2.91	2.16
M (KN.m)	0.78	0.75	0.5

### III.5.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est :  $1,35G + 1,5Q$ .

$$N_u = 2,91 \text{ KN}$$

$$M_u = 0,75 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,91} = 0,25 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer  $e_1$  par  $e$  qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$e_a$ : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_1$ : l'excentricité structurale.

$e_2$ : excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{50}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

Avec :  $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$  **(RPA. Art. A.4.3.5)**

$\varphi$ : le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ( $\varphi = 2$ ).

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

$L_f$ : longueur de flambement ;  $L_f = 2l_0 = 2 \times 0,5 = 1m$ .

$h_0$ : hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (1)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.006m$$

D'où  $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.25 + 0.006 = 0.276 m$

### III.5.5. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.91KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.91 \times 0.276 = 0.80KN.m$$

$h=10cm$  ;  $d=7cm$  ;  $b=100cm$ .

Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,858KN.M$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.00086$$

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

$$D'où : \begin{cases} \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0.0010 \\ z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069m \\ A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.357cm^2 \end{cases}$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.356 \text{ cm}^2$$

### III.5.6. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{ en ferraille avec } A_{\min}$$

En adopte pour 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Espacement :**

Armatures principales :  $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 25\text{cm}$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq 100/3 = 33.33\text{cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30\text{cm}$ .

- **Vérification au cisaillement.**

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

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.038 + 1 = 2.038 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.038 \times 10^3}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0,029 \text{ KN}.$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

$\Sigma \mu_i$  : Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48\text{mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.038 \times 10^3}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.32\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{Mpa}. \quad \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

### III.5.7. Vérification à l'ELS

$$d=0.07\text{m}; N_{ser}=2.16\text{KN}; M_{ser}=0.5\text{KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression (  $c$  ) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.5}{2.16} + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.25m$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section } \rightarrow c = 0.07 - 0.25 = -0.18m$$

$$c = -0.18m ; y = y_c + c$$

Calcul de  $y_c$  :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.18)^2 + \frac{(0.07 + 0.18) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.092m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.18)^3 - (0.07 + 0.18)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.0098m^2$$

On remplaçant  $q$  et  $p$  dans (\*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -1.93 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \phi = 155,50^\circ, \quad a = 0,35$$

$$Y_1 = 21,62cm; \quad Y_2 = -34,64cm; \quad Y_3 = 10,91cm$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 10cm.$$

$$Y_1 = 21,62 ; Y_1 + C = 3,62cm$$

Vérifié

$$Y_2 = -34,64 ; Y_2 + C = -52,64cm$$

N'est pas vérifié

$$Y_3 = 10,91 ; Y_3 + C = -7,09cm$$

N'est pas vérifié

Donc on choisit  $Y_c = 21,62\text{cm}$ .

$$Y_{ser} = 3,62\text{cm}.$$

### Calcul des contraintes

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2)$$

→ (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{100 \times (3,62)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (7 - 3,62)^2 = 1929,08\text{cm}^4$$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} \rightarrow (\text{Coefficient angulaire des contraintes}).$$

$$K = \frac{2,16 \times 10^{-3} \times 0,2162}{1929,08 \times 10^{-8}} = 24,20\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton: } \sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 24,20 \times 0,0362 = 0,87\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \text{Vérifié.} \\ \text{et} \\ \text{Pour l'acier: } \sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 24,20 \times (0,07 - 0,0362) = 12,26\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots \dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times n \right)$$

Tel que :  $n = 1,6$  (les aciers sont de haute adhérence).

$$\min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1,6 \right) = \min (266,67 ; 240)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}.$$

- Schéma de ferrailage :

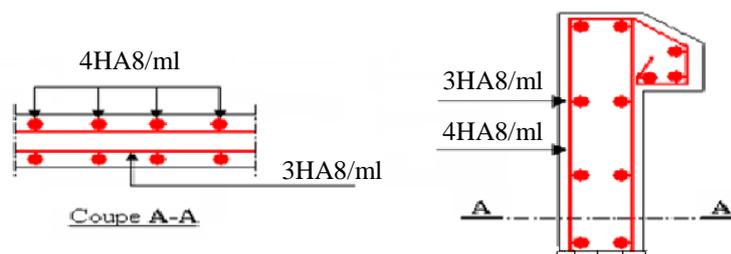


Figure III. 21. Schémas de ferrailage de l'acrotère.

### III.6. Étude de l'ascenseur

#### III.6.1. Définition

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé a une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur = 200cm.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur = 170cm.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN. *Annexe 4.*
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

#### III.6.2. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle,

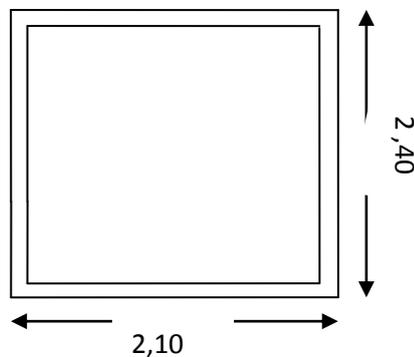


Figure III. 22. Dalle de la cage d'ascenseur.

#### III.6.3. Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.4} = 42.64 \text{KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 48.74 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

### III.6.4. Cas d'une charge répartie

#### - Calcul des sollicitations

À l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 67.29 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.84 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.75 \text{KNm}$$

#### - Calcul des moments réels

$$\text{➤ En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.36 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.74 \text{KNm}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.95 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 2.02 \text{KNm}$$

### 1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18 \text{cm}$  et  $d_y = 17 \text{cm}$ .

#### • En travée :

// à  $l_x$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.018$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0229$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178 \text{m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.38 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

// à  $l_y$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.014$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.017$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.92cm^2 / ml.$$

- **En appui :**

$$\text{Sens x ; } \begin{cases} \mu_{bu} = 0.0064 \\ \alpha = 0.008 \\ z = 0.179m \\ A_a = 0.47cm^2 / ml \end{cases}$$

$$\text{Sens y : } \begin{cases} \mu_{bu} = 0.0049 \\ \alpha = 0.0061 \\ z = 0.179m \\ A_a = 0.32cm^2 / ml \end{cases}$$

**Tableau III.32.** Section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M(KN.m) travée	M(KN.m) Appui	$A_{cal}$ travée	$A_{cal}$ appui	$A_{adopté}(cm^2)$ travée	$A_{adopté}$ appui
Sens xx	8.36	2.95	1.38	0.47	5HA10=3.93	4HA10=3.14
Sens yy	5.74	2.02	0.92	0.32	5HA10=3.93	4HA10=3.14

## 2. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

- **En travée**

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.85$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \quad \text{vérifiée.}$$

- **En appui**

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Calcul des espacements**

$$\text{Sens x-x'} : S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 38.13 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 40.13 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{40.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.23 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

### 3. Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 48.74 + 1 = 49.74 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.27 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.45 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.03 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.48 \text{ KNm}$$

## 1) Vérification des contraintes

Tableau III.33. Vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	7.03	24296	5,48	1.58	15
Travées (y)	5.48	13686	4	1.62	15

## III.6.5. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

( $a_0 \times b_0$ ) : surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

( $u \times v$ ) : surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : dimensions suivant le sens y-y'.

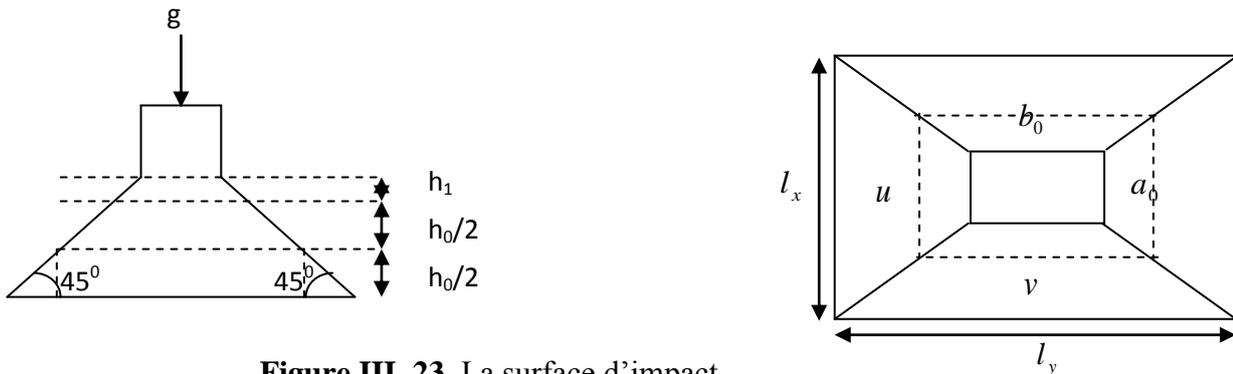


Figure III. 23. La surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 90 \text{ cm} \\ b_0 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 90 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 120 \text{ cm}. \\ v = 100 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 130 \text{ cm}. \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.70 \quad \text{et } \rho = 0.85$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.65 \quad \text{et } \rho = 0.85$$

En se référant à l'**annexe 2** on trouve  $M_1 = 0.077$  et  $M_2 = 0.062$

➤ Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 7.51 \text{KNm} \\ M_{y1} = 6.05 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.42 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.97 \text{KNm}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'**annexe 1**.

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.93 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.99 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 8.93 = 7.59 \text{KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 7.99 = 6.79 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 18 \text{cm}$  et  $d_y = 17 \text{cm}$

**Tableau III.34.** Ferrailage de la dalle de la salle des machines.

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	7.59	2.67	1.22	0.42	5T10=3.93	4T10=3.14
Sens y-y	6.79	2.39	1.09	0.38	5T10=3.93	4T10=3.14

**1. Vérification à l'ELU****a) Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

**b) Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

$Q_u$  : charge de calcul à l'état limite.

$h$  : épaisseur de la dalle.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$$

$$U_c = 740 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 97.60 \text{ kN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ kN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 750 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a  $v > u \Rightarrow$  Au milieu de  $u$  :  $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 25.02 \text{ KN}$

Au milieu de  $v$  :  $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 25.68 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{\max} = 25.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

#### d) Espacement des barres

Sens x-x' :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$ .

Sens y-y' :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

### 2. Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 6.46 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 5.95 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.95 \text{ KN.m}$$

#### - Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.68 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.52 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.86 \text{ KN.m}$$

#### - Vérification des contraintes :

**Tableau III.35.** Vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	6.52	13686.15	4	3.81	15
Travées (y)	5.86	13686.15	4	2,56	15

#### b) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.117 \geq 1/16 = 0.06 \quad (1). \\ h / l = 0.117 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad (2). \\ A / b.d = 0.0021 \leq 4,2 / f_c = 0.01 \quad (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. On est dispensé de la vérification de la flèche.

c) Schéma de ferrailage :

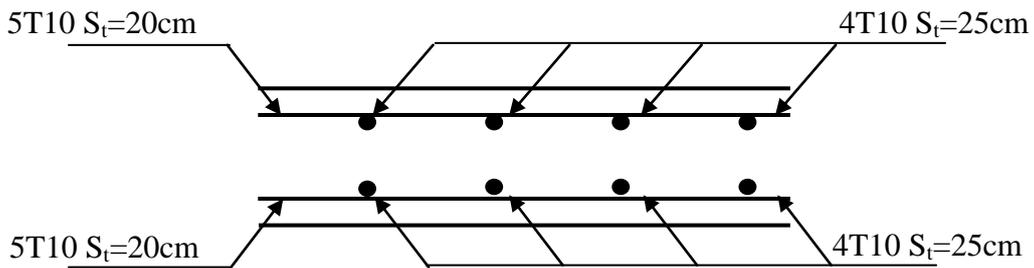


Figure III. 24. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

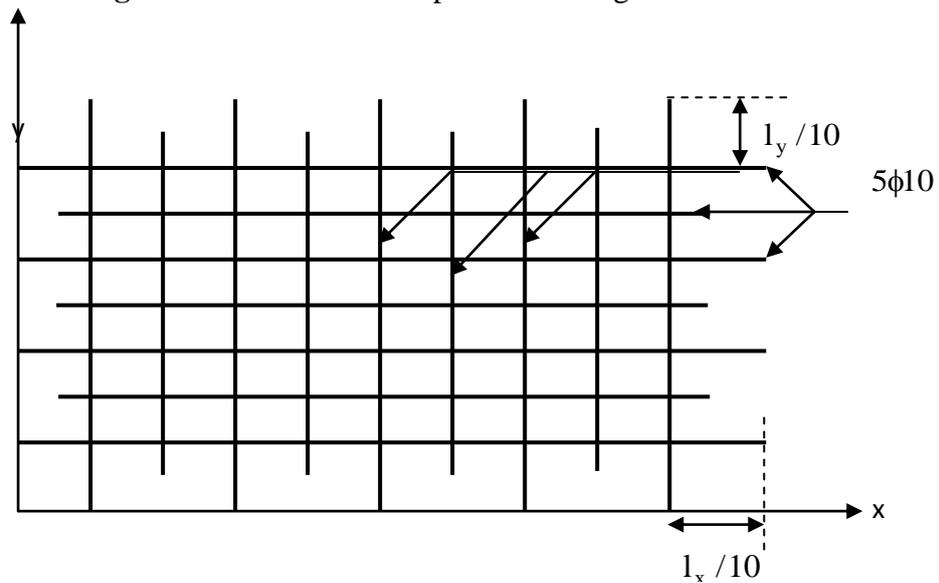


Figure III. 25. Schéma du ferrailage de la dalle.

### III.7. Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailier comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

**III.7.1. Calcul de l'escalier de type I**

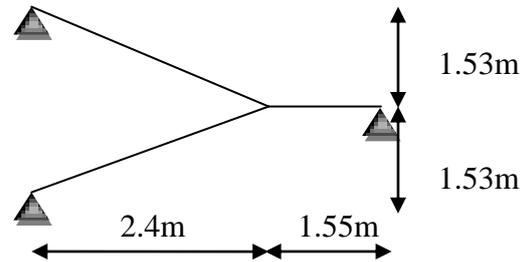
**III.7.1.1. Pour la volée (1) et(2)**

**1. Les chargements**

On a : Palier :  $G_p = 5.35KN / m^2$

Volée :  $G_v = 8.12KN / m^2$

$Q = 2.50KN / m^2$



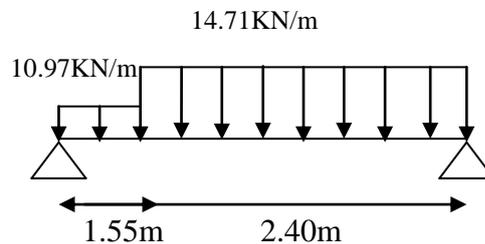
**Figure III. 26.** Schéma de l'escalier type I.

**2. Combinaison de charges**

✓ **Pour la volée :**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.71KN / m$

ELS :  $q_s = G + Q = 10.62KN / m$



**Figure III. 27.** Schéma statique de l'escalier type I.

✓ **Pour le palier :**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.97KN / m$

ELS :  $q_s = G + Q = 7.85KN / m$

**3. Les sollicitations**

**Tableau III.36.** Les sollicitations d'escalier type 1.

	$M_o$ (KN.m)	$M_a^{max}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	26.49	13.24	19.86	27.91
ELS	19.08	7.63	16.21	20.13

**4. Ferrailage**

**Tableau III.37.** Ferrailage d'escalier type 1.

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	19.86	0.0713	0.092	13.48	4.23	1.56	4HA12=4.52
En appuis	13.24	0.0475	0.060	13.66	2.79	1.56	4HA10=3.14

### 5. calcul de la section des armatures de répartition

**En travée :**  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{m}$  on choisie : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/m avec St = 25cm.

**En appuis :**  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$  on choisie : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/m avec St = 25cm.

### 6. Espacement des barres

Armatures longitudinales :  $S_t \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ .

Or on a St = 25cm < 33cm .....condition vérifiée

Armatures transversales :  $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ .

Or on a St = 25cm < 33cm .....condition vérifiée.

### 7. Vérification à l'ELU

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.199 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.199 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

### 8. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$  : somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 1.2 \times 4.52 = 21.69 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{27.91 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 216.9} = 1.02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- **État limite de compression du béton :**

**Tableau III.38.** Vérification des contraintes à l'ELS d'escalier type 1.

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Condition vérifiée
En travée	16.21	8880.91	3.73	6.80	15	
En Appui	7.63	6586.01	3.19	3.69	15	

- **État limite de déformation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} < \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} < \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{395} = 0,0379 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La première condition n'est pas vérifiée, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0.79cm$$

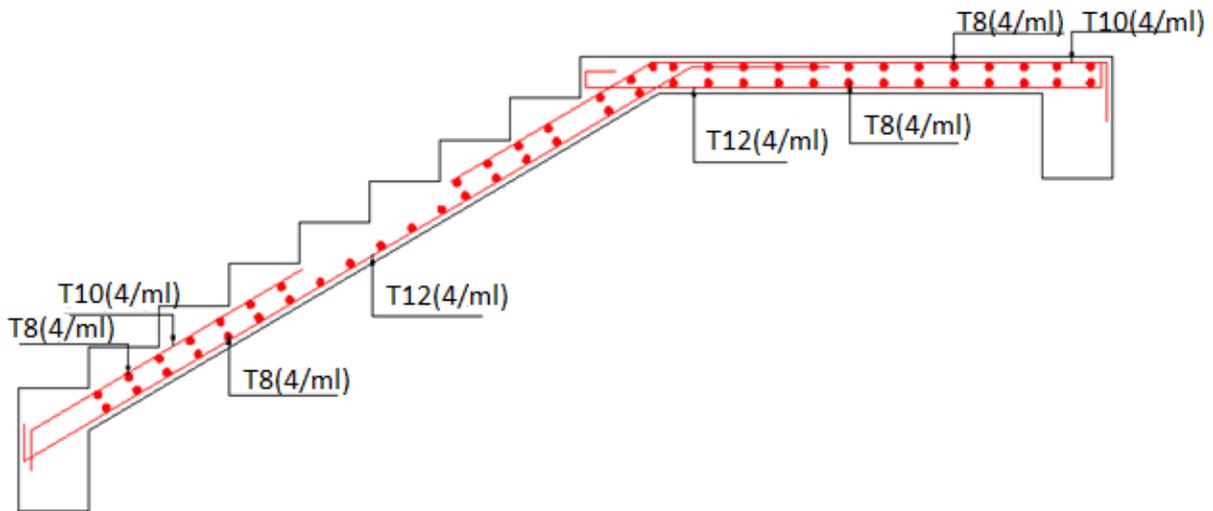
$$f_{ij} = 0.17mm ; f_{gi} = 0.61mm ; f_{gv} = 1.18mm ; f_{pi} = 1.10mm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 1.18 + 1.10 - 0.61 - 0.17 = 1.50 mm$$

$$\Delta f = 1.50 mm < f_{adm} = 7.90 mm \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

**Schémas de ferrailage :**



**Figure III. 28.**Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant.

**III.7.1.2. Pour le palier intermédiaire**

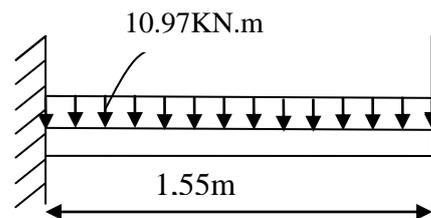
**1. Dalle sur un seul appui (une console)**

$L_x=1.55m$  ;  $L_y=5.10m$

Évaluation des charges :

$G_p=5.35KN/m^2$  ;  $Q=2.5 KN/m^2$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 10.97 KN / m$$



**Figure III. 29.** Schéma statique de palier intermédiaire.

**2. Les sollicitations**

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} = \frac{10.97 \times 1.55^2}{2} = 12.96kN.m$$

$$V_u = P_u \times l = 10.97 \times 1.55 = 17 KN$$

**3. Ferrailage**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$B=100 cm$ ;  $h=16 cm$ ;  $d=14 cm$ ;  $f_{bu}=14.2 Mpa$ .

**Tableau III.39.** Le ferrailage du palier intermédiaire.

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{opt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
12.96	0.0465	0.0596	13.66	2.72	1.28	4HA10=3.14	25

- **Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{On choisie : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \longrightarrow St = 25 \text{ cm}$$

**4. Vérification à l'ELU**

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{17 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **la condition de non fragilité :**

$$A_{\text{cal}} > A_{\text{min}} \quad \text{c'est vérifiée}$$

**5. Vérification à l'ELS**

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \quad p_s = G + Q = 7.85 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{p_s \times l^2}{2} = \frac{7.85 \times 1.55^2}{2} = 9.42 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.14 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.19 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{16}{155} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.106 > \frac{M_{\text{tx}}}{10 \times M_{\text{tx}}} \Rightarrow 0.106 > \frac{16.93}{10 \times 16.93} = 0.1$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0022 \leq \frac{3.14}{f_e} = 0.0078$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

### 5. Le schéma de ferrailage

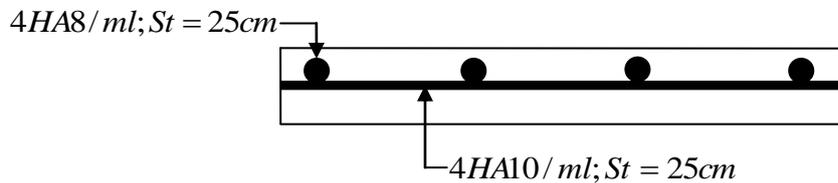


Figure III. 30. Schéma de ferrailage de palier intermédiaire.

## III.7.2. Étude de la poutre palière

### III.7.2.1. Dimensionnement

- Condition de RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

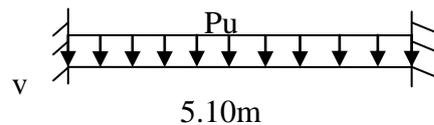


Figure III. 31. Schéma statique de la poutre palière.

- Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$34\text{cm} < h < 51\text{cm}$  On prend :  $h=40\text{cm}$  et  $b=30\text{cm}$ .

### III.7.2.2. Calcul à la flexion simple

#### 1. Calcul des sollicitations

$g_0$  : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3\text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Figure III-34).

$$\text{ELU: } R_B = 27.91\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } R_B = 20.13\text{KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 31.96 \text{ KN/m} , \quad P_s = 23,13 \text{ KN/m}$$

**Tableau III.40.** Sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$M_u^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 34.63 \text{KN.m}$	$M_s^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 25,06 \text{KN.m}$
$M_u^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -69.27 \text{KN.m}$	$M_s^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -50,13 \text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 81.49 \text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 58,98 \text{KN}$

## 2. Ferrailage

**Tableau III.41.** Ferrailage de la poutre palière.

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	34.63	0.056	0.072	36.89	2.69	6.00
En appuis	-69.27	0.112	0.149	35.72	5.57	6.00

### ✓ Vérification :

D'après le **RPA99 Art7.5.2.1 (version2003)** :  $A_{\min} \geq 0,5\% \times b \times h = 6 \text{cm}^2$

### -Armatures transversales

$St < \min(0,9.d ; 40 \text{cm}) \Rightarrow St < 34,20 \text{ cm}$  on opte :  $St=15 \text{cm}$  cm travée et  $St=10 \text{ cm}$  en appui

Selon RPA99 (version2003), la section des aciers transversales donne par :

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_t = 0,45 \text{cm}^2$$

On opte **2T8** avec  $A_t = 1,01 \text{cm}^2$ .

### - Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{81,49 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38} = 0,71 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,71 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$  .....Condition vérifiée.

### • Etat limite de compression du béton

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable avec A, b et d sont constants.

**En appuis :**

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

$$\text{Tel que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 6 \times y - 15 \times 6 \times 38 = 0$$

$$\Rightarrow y = 12.39 \text{cm}$$

$$\Rightarrow I = 78048 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.97 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.97 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation du béton**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,45}{5,10} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,10 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{25,06}{10 \times 75,20} = 0,033 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6}{30 \times 38} = 0,005 < \frac{3,20}{f_e} = \frac{3,20}{400} = 0,008 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.7.2.3. Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquée sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment d'appui  $M^{torsion} = M_b^a = 33.76 \text{KN.m}$

#### 1. Calcul de la section des d'armatures longitudinales

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. (Art A.5.4.2 .2.)

- U : périmètre de la section.

- $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.
- $e$  : épaisseur de la paroi.
- $A_1$  : section d'acier.

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5\text{cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0875 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.20 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 6.45 \text{ cm}^2$$

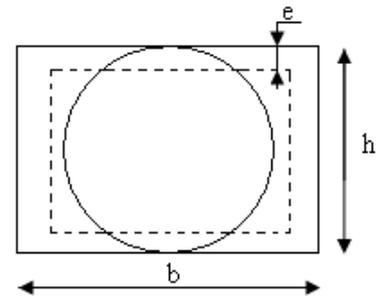


Figure III. 32. Section creuse équivalente.

**2. Choix des armatures**

• **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 6 + \frac{6.45}{2} = 9.22 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

• **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 6 + \frac{6.45}{2} = 9.22 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

**3. Vérification de la contrainte de cisaillement**

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$  contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

[BAEL91 Art A.5.421].

On a  $V_{max} = 81.49 \text{ KN}$ .

$$\tau_{flexion} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{81.49 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38} = 0.714 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33.76 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 3.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**4. Calcul des armatures transversales**

**En flexion simple:**  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.30 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On opte **2T8** avec  $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$ .

**En torsion :**

En travée :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tu} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{13.24 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0875 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

D'ou  $A_t = 0.16 + 1.01 = 1.17 \text{ cm}^2$  soit  $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

En appuis :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_{tu} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{13.24 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 0.0875 \times 348} = 0.21 \text{ cm}^2$$

D'ou  $A_t = 0.10 + 1.01 = 1.11 \text{ cm}^2$  soit  $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

### 6. Schéma de ferrailage de la poutre palière

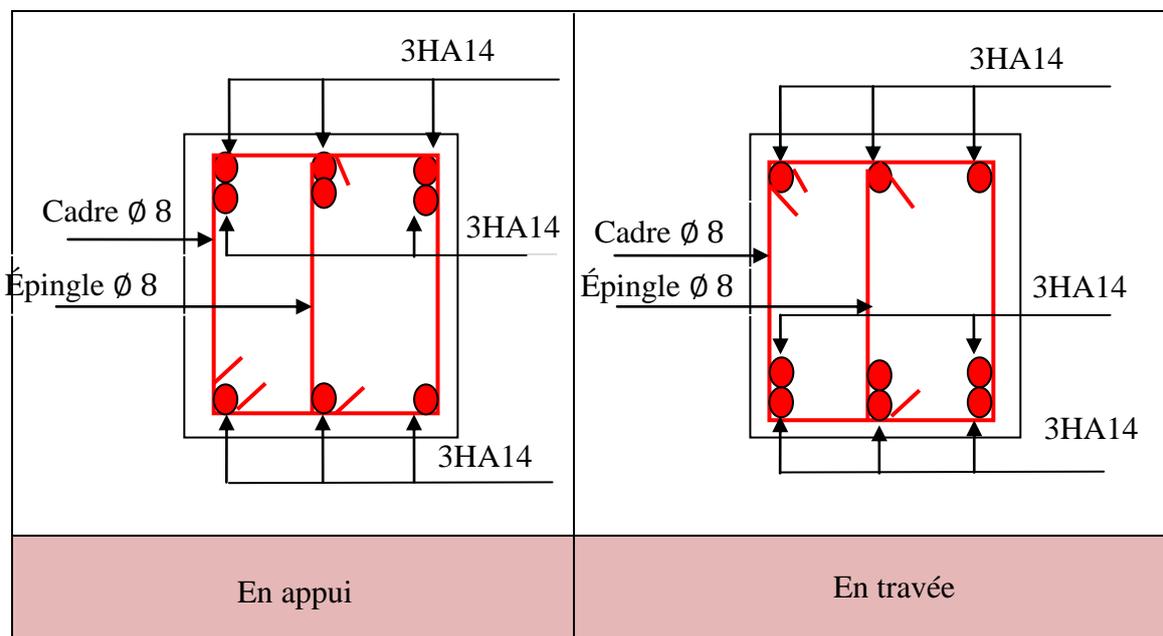


Figure III. 33. Schémas de ferrailage de la poutre palière.

### III.7.2 Calcul de l'escalier de type II

#### V. ETUDE DE L'ESCALIER

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Les escaliers de notre structure sont identiques à tous les étages. Ce sont des escaliers à trois volées. Leurs calcul se fait comme suit ;

#### 1. Calcul de la volées (1),(3)

$$G_p = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G_v = 8.12 \text{ KN/m}^2 ; e = 16 \text{ cm}$$

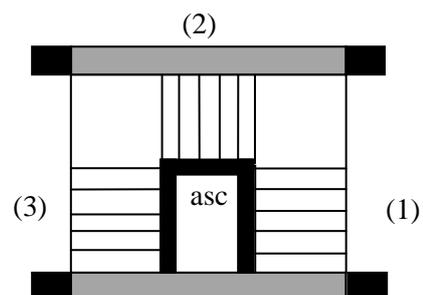


Figure III. 34. Schémas d'escalier type II.

**à l'ELU**

$$P_{uv} = 1.35 \cdot G_v + 1.5 \cdot Q = 14.71 \text{ KN/m}$$

$$P_{up} = 1.35 \cdot G_p + 1.5 \cdot Q = 10.97 \text{ KN/m}$$

**Calcul des sollicitations****Les réactions d'appuis**

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 2.4)(1.55 + 1.20) + P_{up} \times 1.55 \times (1.55 / 2)}{3.95} = 27.86 \text{ KN}$$

D'autre part ;

$$R_A + R_B = 52.30 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 24.44 \text{ KN}$$

**Calcul des moments fléchissant**

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m} ; \quad x=0 ; M_z = 0$$

$$M_z = R_A \cdot x - P_{uv} \cdot x^2 / 2 \Rightarrow x = 2.4 ; M_z = 24.49$$

$$2.4 \leq x \leq 3.95 \text{ m} ;$$

$$M_z = R_A \cdot x - P_{uv} (x - 1.20) \cdot 2.4 - P_{up} \cdot (x - 2.4)^2 \cdot 0.5$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \text{ m} ; M_z = 24.49 \text{ KN.m} \\ x = 3.95 \text{ m} ; M_z = -0.209 \approx 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul du moment max en travée**

$$dM_z / dx = 0 \Rightarrow x = 1.72 \text{ m} \Rightarrow M_{0\max} = 26.16 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_{0\max} = -13.08 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_{0\max} = 19.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**L'effort tranchant max**

$$T_{\max} = 26.16 \text{ KN}$$

**à l'ELS**

$$P_{sp} = G_v + Q = 7.85 \text{ KN/m}$$

$$P_{sv} = G_p + Q = 10.62 \text{ KN/m}$$

$$M_{0\max} = 18.90 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_{0\max} = -9.45 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_{0\max} = 14.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

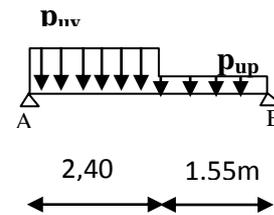


Figure III. 35. schémas statique de la volée (1) et (3).

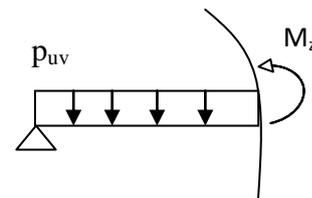


Figure III. 36. tronçon  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$ .

### Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.42.** Résultats de ferrailage des volées (1) et (3).

Zone	$M_u$ (KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Bras de levier $z(m)$	$A_{calculée}$ ( $cm^2/ml$ )	Section choisis $A_s(cm^2/ml)$	espacement $S_t$ (cm)
Appui	13.08	0.047	0.061	0.1365	2.78	5HA10=3.93	20
Travée	19.62	0.071	0.092	0.1347	4.23	5HA12=5.65	20

### Armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2 / ml$$

$$\text{Soit : } A_r = 5HA8/ml = 2.51 cm^2/ml \quad S_t = 20cm$$

### En appuis

$$A_r^i = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 5HA8/ml = 2.51 cm^2 \rightarrow S_t = 20cm$$

### ✓ Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 cm^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 5.65 cm^2 > A_{\min} = 1.69 cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3.93 cm^2 > A_{\min} = 1.69 cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

#### • Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{27.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.199 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 MPa$$

- **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales :  $S_t=20\text{cm} < \min(3.e, 33\text{cm})=33\text{cm}$
- Armatures secondaires :  $S_t=25\text{cm} < \min(4.e, 45\text{cm})=45\text{cm}$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 5.65 + 3.93 = 9.58 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.58 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 27.86 \times 10^{-3}}{400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les

Vérfications à faire sont :

- **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$ : étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$d = 0.14 \text{ m}$  ;  $S_t = 20 \text{ cm}$  ;  $n = 5$  barres.

$$\Rightarrow \sum U_i = 17.27 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$R_A = 20.13 \text{ KN}$$

$$R_B = 17.52 \text{ KN}$$

$$M^{\max} (x = 1.72 \text{ m}) = 18.90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 18.90 = 14.17 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 18.90 = - 9.45 \text{ KN.m}$$

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

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

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

**Tableau III.43.** Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (m <sup>4</sup> )	Y (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	14.17	9.62 10 <sup>-5</sup>	0.0389	6.559	15
Appuis	9.45	6.33 10 <sup>-5</sup>	0.0312	3.766	15

- **État limite de déformation**
  - **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{395} = 0.0405 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est

$$\text{prise égale à : } f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.79 \text{ cm}$$

### Données de calcul

$$y = 4.09 \text{ cm}$$

$$I = 1.06 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 16 + 15 \times 5.65 = 1684.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1684.75} \times \left( \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 14 \right) = 8.30 \text{ cm}$$

$$V_2 = 16 - 8.30 \Rightarrow V_2 = 7.7 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (8.30^3 + 7.7^3) + 15 \times 5.65 \times (7.7 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 42251.45 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.00403$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00403 \times (2 + 3)} = 5.21$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.08$$

$$q_{jv} = 4.70 \text{ KN/m}$$

$$q_{jp} = 4.00 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 8.64 = 6.48 \text{ KN.m}$$

$$q_{gv} = 8.12 \text{ KN/m}$$

$$q_{gp} = 5.35 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 14.12 = 10.59 \text{ KN.m}$$

$$q_{pv} = G + Q = 8.12 + 2.5 = 10.62 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = G + Q = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 18.90 = 14.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 169.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 102.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 227.21 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0.23$$

$$\mu_j = 0.0283$$

$$\mu_p = 0.36$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 40614.24 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 21142.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 16162.39 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 31437.09 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{6.48 \times 3.95^2}{10 \times 32164.2 \times 40614.24} \times 10^7 = 0.077 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{10.59 \times 3.95^2}{10 \times 32164.2 \times 21142.33} \times 10^7 = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = 0.49 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{14.17 \times 3.95^2}{10 \times 32164.2 \times 16162.39} \times 10^7 = 0.42 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.49 + 0.42 - 0.24 - 0.077$$

$$\Delta f = 0.593 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

## 2. Calcul de la volée (2) :

Ce type se calcule comme une console.

### Calcul à l'ÉLU

$$G_v = 8.12 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

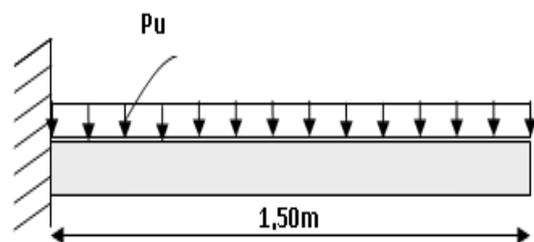


Figure III. 37. Schémas statiques de la volée (2).

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 8.12) + (1.5 \times 2.5) = 14.71 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.44.** Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie.

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> /ml)
16.54	0.059	0.076	0.135	3.52	1.69	<b>5HA10/ml 3.93</b>

### Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a : } T = 22.06 \text{ KN} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \times d} = 0.157 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc pas d'armatures transversales.

### Calcul des armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec : } S_t = 33 \text{ cm}$$

### Vérification des espacements

- Armatures principales :  $S_t \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$  c'est vérifié.
- Armatures secondaires :  $S_t \leq \min(4.e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 33\text{cm}$  c'est vérifié.

### Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (8.12 + 2.5) = 10.62 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(10.62 \times 1.50^2) / 2] = 11.94 \text{ KN. m.}$$

### • Vérification de $\sigma_{bc}$ :

#### Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.93) y - (15 \times 3.93 \times 14) = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 825.30 = 0$$

$y = 3,51 \text{ cm}$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A(d - y)^2 \qquad I = \frac{100}{3} \times 3,51^3 + 15 \times 3.93(14 - 3,51)^2$$

$I = 7915.95 \text{ cm}^4$

• **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{11.94 \times 10^{-3}}{7915.95 \times 10^{-8}} \times 0.0351 = 5.29 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

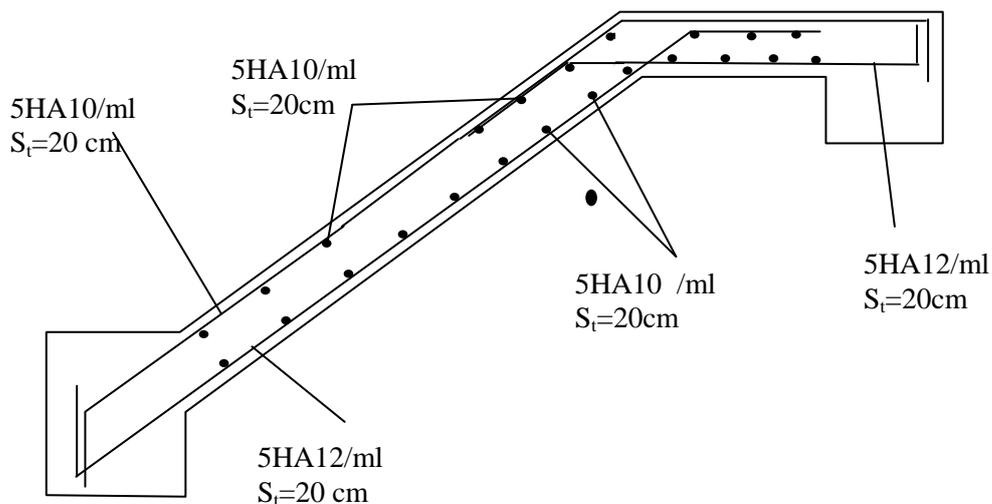
• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.5} = 0.10 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots\dots \text{ Condition vérifiée..}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,0028 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots \text{ Condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**Schémas de ferrailage d'escalier type II**



**Figure III. 38.** Schémas de ferrailage des volées(1),(3).

Le schéma suivant montre le ferrailage de la volée (2)

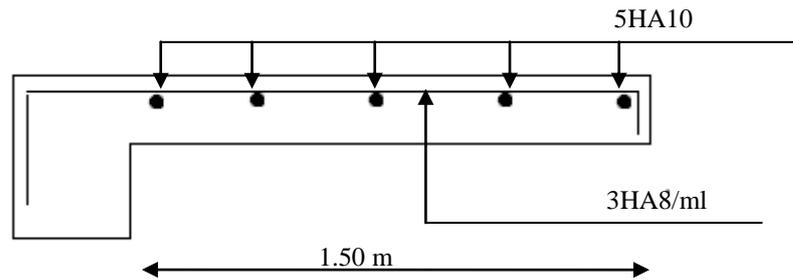


Figure III. 39. Schéma de ferrailage de la volée(2).

### 3. Calcul de la poutre brisé

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

#### 3.1. Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Soit :  $h=45\text{cm}$  et  $b=40\text{cm}$

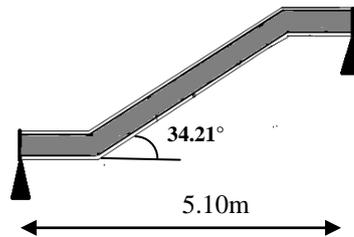


Figure III. 40. Schémas de la poutre brisée.

La poutre brisée est soumise

à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

#### a) Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 * 0.4 * 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 * 0.45 * 0.4 / \cos 34.21 = 5.44 \text{ KN/ml}$$

$g_0$  : étant le poids propre de la partie horizontale.

$g_1$  : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_c = 27.86 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_p = 22.06 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- $R_c$  : charge ramenée par la partie DA et HF.

- $R_p$  : charge ramenée par la volée (2)

### -Calcul des sollicitations

$$0 \leq x \leq 1.8\text{m} ;$$

$$\sum M_{/F} = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{(R_c + 1.35g_0) \times 1.8 \times 3.6 + (R_p + 1.35g_1) \times 1.5 \times 2.55 + (R_c + 1.35g_0) \times 1.8^2 / 2}{5.1}$$

$$R_A = 75.94\text{KN}$$

Par raison de symétrie;  $R_A = R_B = 75.94\text{ KN}$

et  $M_0$  se trouve à mi-travée de la poutre

$$M_0 = 2.55R_A - \left[ (R_c + 1.35g_0) \times 1.8 \times 1.5 + (R_p + 1.35g_1) \times 1.44^2 / 2 \right] = 71.74\text{KN.m}$$

$$V_u = 56.25\text{KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

**Tableau III.45.** Armature à la flexion simple.

	Moment (kN.m)	$A_{cal} (cm^2)$	$\tau_u$ (MPa)
En travée	$0.85M_0 = 60.97$	4.20	0.327
En appui	$0.4M_0 = 28.69$	1.94	0.327

### ✓ Vérifications

#### Vérifications à L'ELU

##### Condition de non fragilité

$$A_t = 4.20 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.40 \times 0.43 \times \frac{2.1}{400} = 2.07\text{cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$A_u = 1.94 < A_{\min} = 2.07\text{cm}^2 \quad \text{donc en ferraille avec } A_{\min}$$

##### Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.327 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.327 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

### ✓ Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times 400 = 0.35 \times 0.10 \times (0.327 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.40 \times 0.10 / 400$$

$$A_t \geq 0.4$$

On opte  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

### Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{4.20 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.40} = 105 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 38.7 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

### b) Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

–  $M_1 = 13.08 \text{ KN.m}$  par mètre, du à la partie AD et FH.

–  $M_2 = 16.54 \text{ KN.m}$  par mètre, du à la volée (2).

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_{Tmax} = 16.54 \text{KN.m}$$

Le moment de torsion :

$$M_{tor} = \frac{M_{tmax} \times l}{2} = 42.17 \text{KN.m}$$

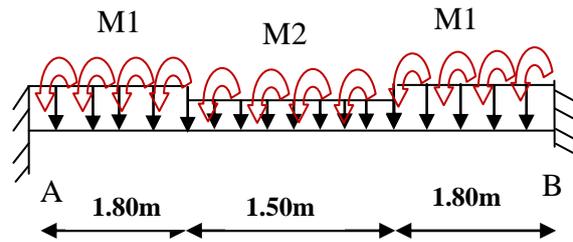


Figure III. 41. Schémas statique de la poutre brisée.

### Ferrailage

#### Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion  $M_T = 42.17 \text{KN.m}$  est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive  $\Omega$  (section creuse d'épaisseur  $e$ )

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6,66 \text{cm}$$

$$\Omega = (40 - 6,66) \times (45 - 6,66) = 1278,03 \text{cm}^2$$

$U$  : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(40 - 6,66) + (45 - 6,66)] = 143,36 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

BAEL91 (article I.II)

$$A_l = \frac{42.17 \times 10^{-3} \times 1.43}{2 \times 0.1278 \times 348} = 6.77 \text{cm}^2$$

#### Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{42.17 \times 10^{-3}}{2 \times 1278,03 \times 10^{-4} \times 0.0666} = 2.49 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.49 \text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

#### Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 2.51 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

### Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ;  $S_t = 20$  cm

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{42.17 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 1278,03 \times 10^{-4} \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

En appuis ;  $S_t = 10$  cm

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{42.17 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.80 \text{ cm}^2$$

### Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 6.77 + 4.20 = 7.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 6.77 + 1.94 = 5.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 1.01 + 0.95 = 1.96 \text{ cm}^2. \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### 6. Schéma de ferrailage de la poutre palière

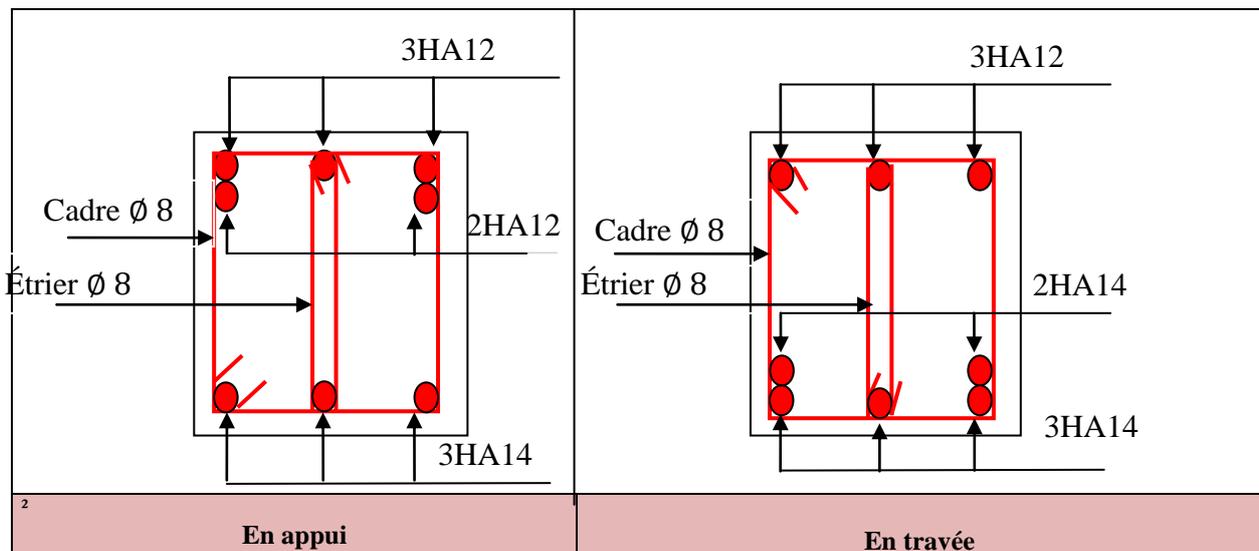


Figure III. 42. Schémas de ferrailage de la poutre palière.

### III.7. Etude des poutres de chaînages

#### III.7.1. Définition

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

**III.7.2. Dimensionnement** :  $L_{\max} = 5.10m$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 34cm \leq h \leq 51cm \quad \text{Condition de flèche BAEL 99}$$

$$h \geq 34cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 35 = 23,33cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}). \text{ On adopte : } h=35cm; \quad b=30cm. \quad (\text{RPA (Art 9.3.3)})$$

#### III.7.3. Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 \Rightarrow P_p = 2.625 \text{KN/m}$$

$$\text{Réaction de la dalle : } P_D = 6.53 \times \frac{2.625}{5.10} \Rightarrow P_D = 3.36 \text{KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (3.36 + 2.625) \Rightarrow P_u = 8.07 \text{KN/ml}; \quad P_s = 2.625 + 3.36 = 5.98 \text{KN/ml}.$$

#### III.7.4. Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 26.23 \text{KN.m}; \quad M_t = 0.85 M_u \Rightarrow M_t = 22,30 \text{KN.m};$$

$$M_a = -0.5 M_u = -13.11 \text{KN.m}$$

**Armatures longitudinales** :  $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.35 \Rightarrow d = 0.315m$

**Tableau III.46.** Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	22.30	0.052	0.067	30.65	2.09	1.14	3HA12=3.39
En appui	13.11	0.031	0.039	31	1.21	1.14	3HA12=3.39

#### III.7.5. Vérifications à l'E.L.U

• Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 20.57 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.217 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

**b) Calcul des armatures transversales :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{mm}$

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

**c) L'espace**

1)  $St \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow St \leq 28.36 \text{ cm}$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.217 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{(CBA Art A.5.1.2.3)}$

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

**III.7.6. Vérification à l'E.L.S**

**a) Vérification de la contrainte dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad M_S = 19.44 \text{KNm.}$

$M_t^s = 0.85 \times M_S = 16.52 \text{KNm}$

$M_a^s = 0.5 \times M_S = 9.72 \text{KNm}$

Calcul de y :  $A = 3.39 \text{cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.522 \text{cm}$

Calcul de I :  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 24660.9 \text{cm}^4$

En travée:  $(\sigma_{bc} = 5.049 \text{MPa}) < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

En appuis:  $(\sigma_{bc} = 3.531 \text{MPa}) < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**b) Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.068 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.068 > 0.084;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0035 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.7.7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

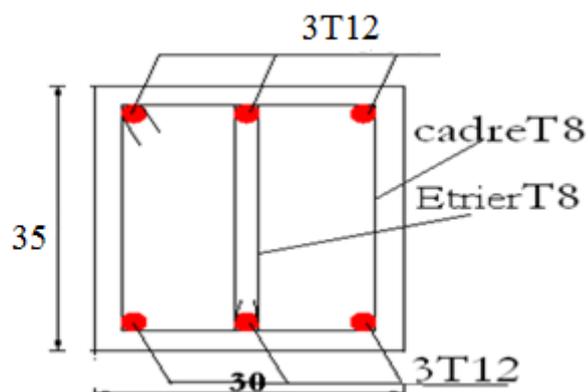


Figure III. 43. Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.

### IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains importante. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante, selon son intensité.

A cause de ces dégâts, l'étude de comportement de la construction sous l'action dynamique sismique la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue.

### IV.2. Méthodes de calcul

Selon les Règles parasismiques algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le Règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions **RPA99 (Article 4.2)** de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### -Calcul de la force sismique totale (RPA99 (Article 4.2.3))

La force sismique  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule :

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

##### **A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (Tableau 4.1)**

C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage.

étant donné que notre structure est implantée à Bejaia zone IIa selon RPA , et Ouvrages de moyenne importance, groupe d'usage **2**.

Le coefficient A vaut donc  $A = 0.15$ .

**R : Coefficient de comportement global de la structure** : il est fonction du système de contreventement **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet **R = 5** (contreventement mixte, portiques voiles avec interaction).

**Q : Facteur de qualité de la structure** : il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec  $P_q$  comme pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités  $P_q$ .

“ Critère q ”	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.10	Non	0.10

$$Q_{/xx} = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10) \quad \Rightarrow \quad Q_{/xx} = 1,30$$

$$Q_{/yy} = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10) \quad \Rightarrow \quad Q_{/yy} = 1,30$$

### **W : Poids total de la structure.**

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau ( $i$ ) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

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

Concernant notre projet, on a un niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.60$ , un niveau à usage bureau et les autre niveaux à usage d'habitation, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

**Poids des éléments**

$$W_G = 41229,69 \text{ KN}$$

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

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure T, de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

$$\text{Sol meuble classé comme site 3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

**1) Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \Rightarrow \eta = 0.816 \Rightarrow \eta > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure et jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 32.64m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage. Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.050$

$$T = 0.050 \times (32.64)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.683s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

D: distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 17.05m, \quad D_y = 21.90m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.711s \\ T_y = 0.628s \end{cases} ; T_2 = 0.5s$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.683s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.628s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{0.683} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.657s \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{0.628} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.752s \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.683 \Rightarrow T_x = 0.888s \\ T_y = 1.3 \times 0.628 \Rightarrow T_y = 0.816s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.657 \times 1.30}{5} \times 41229,69 \Rightarrow V_x = 2664.38 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.752 \times 1.30}{5} \times 41229,69 \Rightarrow V_y = 2817.14 \text{KN}$$

#### IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans celui de la méthode statique équivalente qui n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière en plan, la méthode dynamique s'impose.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse dénommé SAP 2000.

## Schémas du spectre du calcul

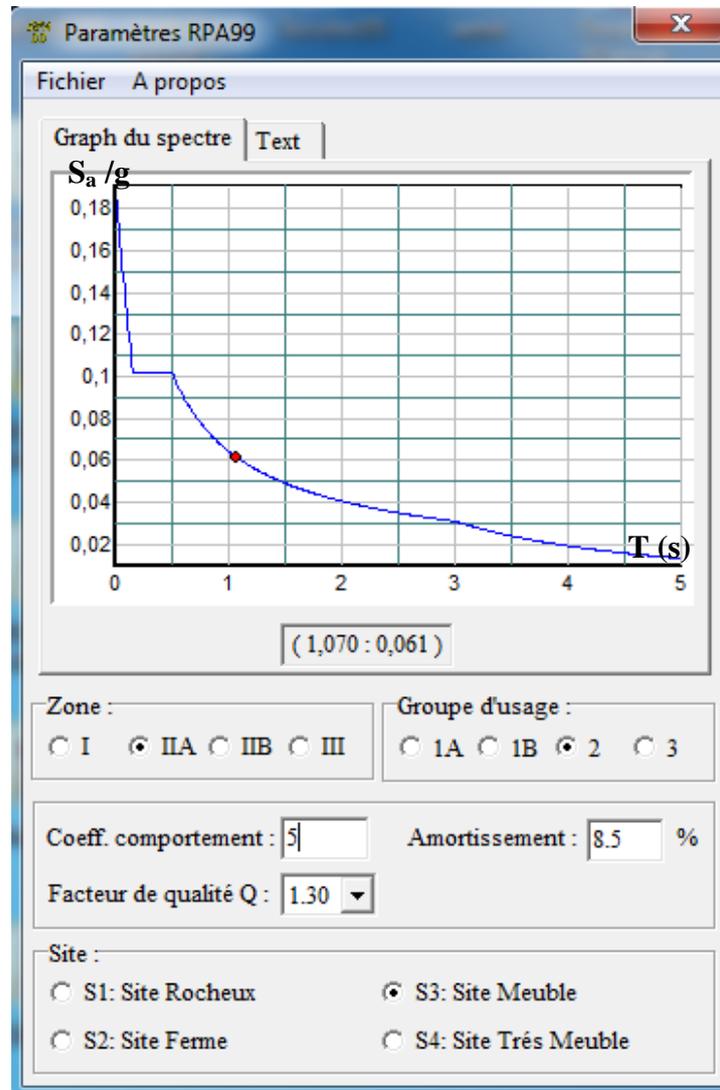


Figure IV.1: spectre de reponse  $S_a/g = f(t)$ .

### IV.3. Description du logiciel SAP 2000

Particulièrement adapté aux calculs de conception des structures, le SAP 2000 est un logiciel de calcul d'ingénierie bien adapté aux bâtiments et ouvrages de génie-civil. Avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment. Riche de nombreuses possibilités d'analyse, il aide à cerner les effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique, disponible, facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

## IV .4. Disposition des voiles

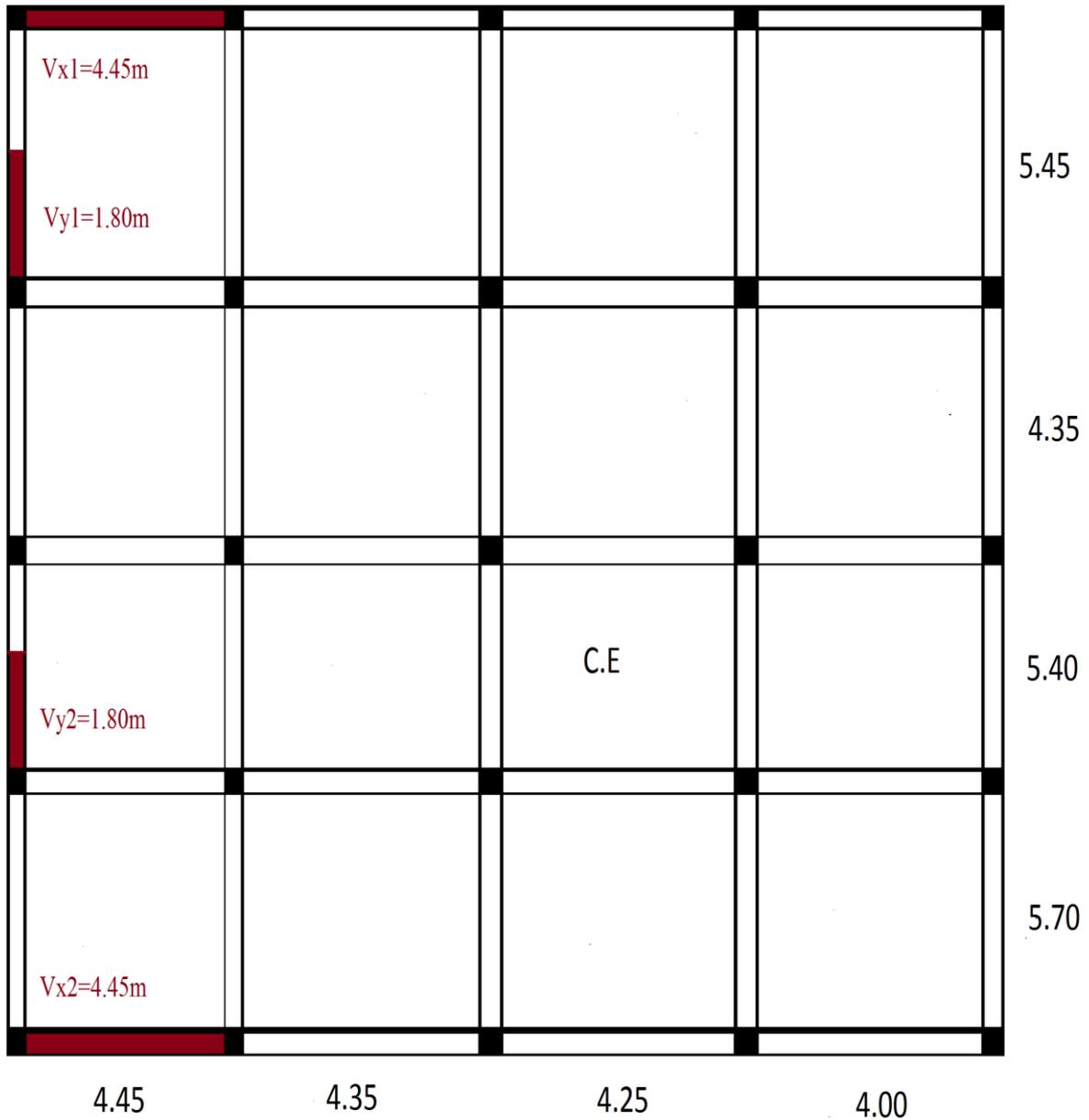


Figure IV.2: Disposition des voiles.

## IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000

## a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless %	Unitless%
Mode	1	0,794941	0,000069	0,61596	0,06	61,59
Mode	2	0,644858	0,57194	0,00079	57,26	61,67
Mode	3	0,515413	0,0000489	0,000000107	57,26	61,67
Mode	4	0,269504	0,00002589	0,13623	57,27	75,29
Mode	5	0,177156	0,20167	0,00000444	77,43	75,29
Mode	6	0,149228	0,00000005	0,06078	77,43	81,37
Mode	24	0,057752	0,00000001	0,00004236	86,96	87,33
Mode	25	0,056874	0,03408	0,00000625	90,37	87,33
Mode	50	0,044682	0,00048	0,00032	95,45	89,95
Mode	51	0,044682	0,00163	0,0007	95,61	90,02
Mode	52	0,043606	0,00046	0,02128	95,66	92,15
Mode	53	0,04286	0,0000097	0,00019	95,64	92,17

**Analyse des résultats :** d'après le tableau IV.2 la participation modale du premier mode suivant la direction  $y$  est prépondérante :  $U_y = 61,59\%$ , ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré dans le tableau IV.3. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction  $x$ ,  $U_x = 57,19\%$ .

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieures à celles calculées par les formules empiriques du **RPA 99** majorées de 30%.

La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 51<sup>ème</sup> mode dans le sens  $x$  et  $y$ .

## Comportement de la structure selon les trois modes de vibrations

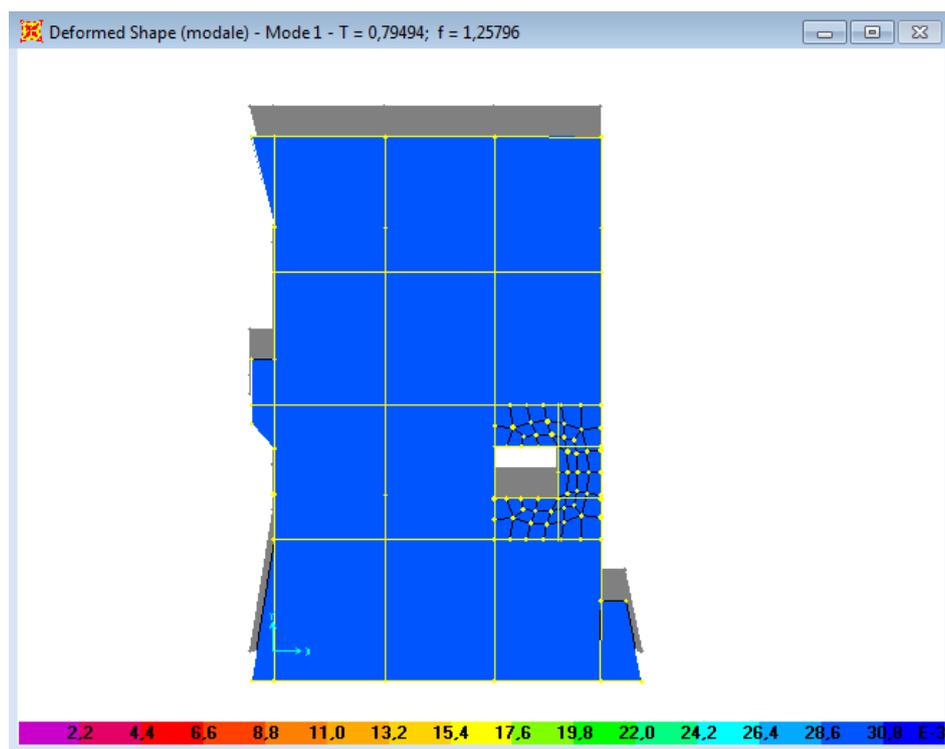


Figure IV.3 : mode 1, translation selon l'axe y-y.

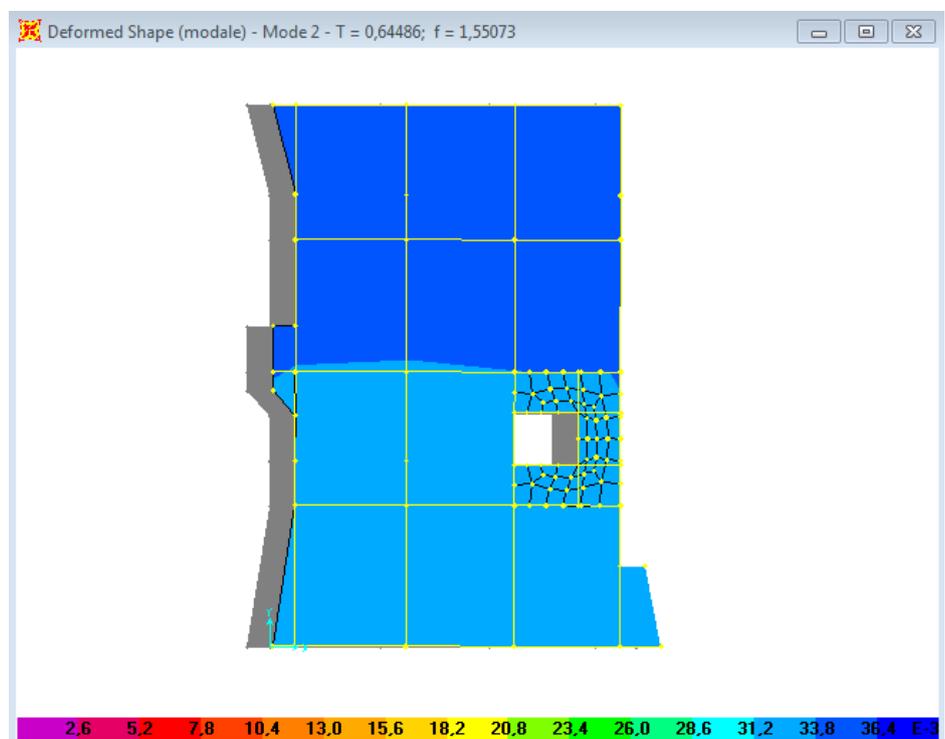


Figure IV.4 : mode 2, translation selon l'axe x-x.

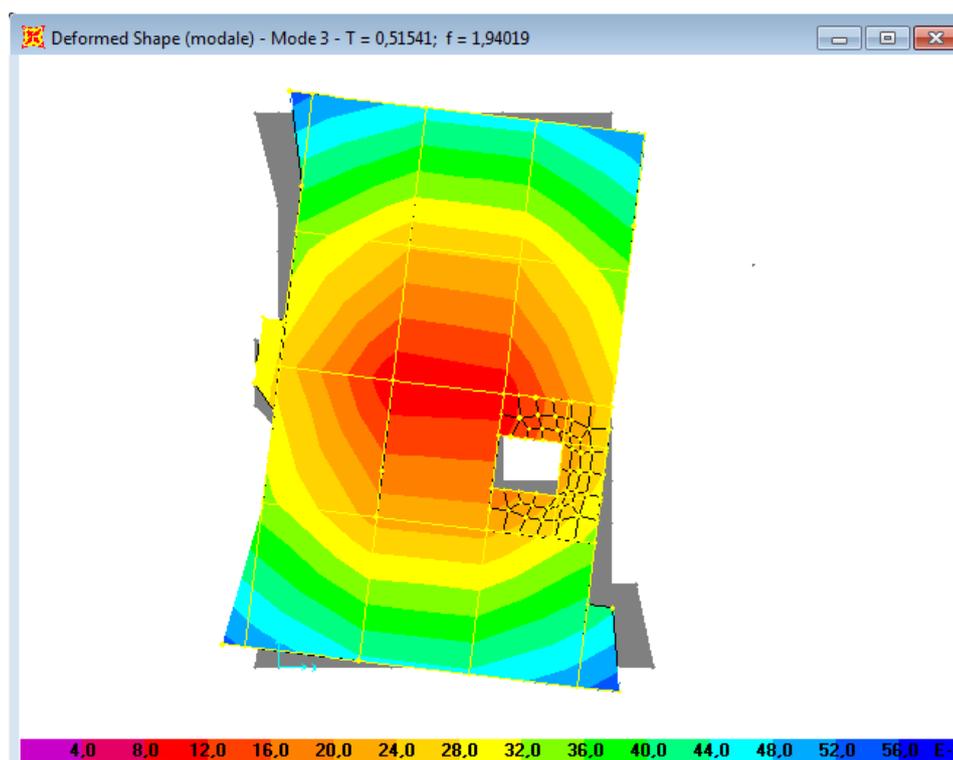


Figure IV.5 : mode 2, torsion selon l'axe z-z.

#### b) Justification de l'interaction voiles-portiques

- Sous charges verticales ;

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	52294,84	4100,54	92,72	7,27
1 <sup>er</sup> étage	41414,39	5402,74	88,45	11,54
2 <sup>ème</sup> étage	34911,45	4768,34	87,98	12,01
3 <sup>ème</sup> étage	29128,33	4284,18	87,17	12,82
4 <sup>ème</sup> étage	23505,66	3846,42	85,93	14,06
5 <sup>ème</sup> étage	18138,63	3374,97	84,31	15,68
6 <sup>ème</sup> étage	13171,34	2750,07	82,72	17,27
7 <sup>ème</sup> étage	84070,29	2034,99	80,51	19,48
8 <sup>ème</sup> étage	4048,14	1126,50	78,23	21,76

**Analyse des résultats :** on remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux sauf le dernier étage ou l'écart est de 1,77% .

• **Sous-charges horizontales**

**Tableau IV.4.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1307,31	1133,96	53,55	46,44	2286,40	285,97	88,88	11,11
1 <sup>er</sup> étage	616,90	1501,11	29,12	70,87	1686,37	344,10	83,05	16,94
2 <sup>ème</sup> étage	627,30	1259,12	33,25	66,74	1598,78	265,49	85,75	14,24
3 <sup>ème</sup> étage	554,75	1147,08	32,59	67,40	1405,00	290,61	82,86	17,13
4 <sup>ème</sup> étage	580,99	959,24	37,72	62,27	1354,06	206,14	86,78	13,21
5 <sup>ème</sup> étage	533,56	817,80	39,48	60,51	1164,65	248,78	82,39	17,60
6 <sup>ème</sup> étage	487,21	589,29	45,25	54,74	967,44	115,30	89,35	10,64
7 <sup>ème</sup> étage	396,08	436,64	47,56	52,43	667,65	113,36	85,48	14,51
8 <sup>ème</sup> étage	440,48	257,77	63,08	36,91	447,72	92,40	82,89	17,10

**Analyse des résultats :** on remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

**c) Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :  $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$  **RPA99 (Article 7.1.3.3)**

**Tableau IV.5.** Vérification de l'effort normal réduit.

niveau	poteaux	N <sub>d</sub> (KN)	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	v	remarque
RDC	75*75	4047,27	5625	0,288	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	70*70	3501,45	4900	0,286	Vérifiée
2 <sup>er</sup> étage	65*65	3014,86	4225	0,285	Vérifiée
3 <sup>er</sup> étage	60*60	2545,74	3600	0,283	Vérifiée
4 <sup>er</sup> étage	55*55	2092,61	3025	0,276	Vérifiée
5 <sup>er</sup> étage	50*50	1654,02	2500	0,264	Vérifiée
6 <sup>er</sup> étage	45*45	1228,46	2025	0,242	Vérifiée
7 <sup>er</sup> étage	40*40	813,42	1600	0,203	Vérifiée
8 <sup>er</sup> étage	40*40	408,36	1600	0,102	Vérifiée

### a) Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$ , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

**Tableau IV.6.** Vérification de la résultante des forces.

	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dy} / V_{st}$ (%)	Remarque
Sens xx	2625,92	2664,38	98,55	Vérifiée
Sens yy	2782,87	2817,14	98,78	Vérifiée

$V_{dy}$  : effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP 2000.

$V$  : effort tranchant calculé à partir de la méthode statique équivalente.

### b) vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

$$\text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_e \quad \text{RPA99 (Article 5.10)}$$

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
RDC	0,15	0,75	0,00	0,75	408	0,184	0,29	1,45	0,00	1,45	0,355
1 <sup>er</sup>	0,29	1,45	0,75	0,70	306	0,229	0,58	2,90	1,45	1,45	0,474
2 <sup>er</sup>	0,46	2,30	1,45	0,85	306	0,278	0,92	4,60	2,90	1,70	0,556
3 <sup>er</sup>	0,65	3,25	2,30	0,95	306	0,310	1,27	6,35	4,60	1,75	0,572
4 <sup>er</sup>	0,88	4,40	3,25	1,15	306	0,376	1,62	8,10	6,35	1,75	0,572
5 <sup>er</sup>	1,10	5,50	4,40	1,10	306	0,359	1,95	9,75	8,10	1,65	0,539
6 <sup>er</sup>	1,34	6,70	5,50	1,20	306	0,392	2,24	11,20	9,75	1,45	0,474
7 <sup>er</sup>	1,57	7,85	6,70	1,15	306	0,376	2,49	12,45	11,2	1,25	0,408
8 <sup>er</sup>	1,80	9,00	7,85	1,15	306	0,376	2,68	13,40	12,4	0,95	0,310

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 1\text{cm} < 0.01 \times h_e = 4\text{cm}$$

**c) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si à tous les niveaux est satisfaite la condition suivante :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du

niveau «  $k$  » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$v_k$  : effort tranchant d'étage de niveau «  $k$  ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k-1$  ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage «  $k$  ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$  ;
- si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.8.** Vérification à l'effet P- $\Delta$ .

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
RDC	408	33837,23	0,75	2441,27	0,025	1,45	2920,82	0,041
1 <sup>er</sup> étage	306	28090,28	0,70	2118,02	0,030	1,45	2340,87	0,057
2 <sup>er</sup> étage	306	23807,87	0,85	1886,42	0,035	1,70	2131,42	0,062
3 <sup>er</sup> étage	306	20047,50	0,95	1701,84	0,037	1,75	1938,24	0,059
4 <sup>er</sup> étage	306	16411,25	1,15	1540,24	0,040	1,75	1770,96	0,053
5 <sup>er</sup> étage	306	12908,16	1,10	1351,37	0,34	1,65	1612,67	0,043
6 <sup>er</sup> étage	306	9552,85	1,20	1076,50	0,035	1,45	1222,95	0,037
7 <sup>er</sup> étage	306	6265,37	1,15	832,73	0,028	1,25	895,19	0,029
8 <sup>er</sup> étage	306	0	1,15	698,25	0	0,95	695,9	0

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0.1 ; l'effet P- $\Delta$  n'a donc pas d'influence sur la structure.

#### IV.7. Conclusion

Après la modélisation de notre structure par le logiciel SAP, on opte pour des différentes type d'épaisseur de voiles, ainsi que des sections des poteaux afin d'avoir des translations dans les deux premiers modes et atteindre à la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et au taux de participation massique.

Le comportement de la structure est lié directement à la géométrie de la structure, et à la disposition des voiles.

Après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifiée tous les exigences du RPA tel que (période de vibration, taux de participation, L'effet P- $\Delta$ , effort normal réduit).

**Les sections optées pour les poteaux ;**

- ✓ sous sol et RDC : .....75\*75 cm<sup>2</sup> ;
- ✓ 1<sup>er</sup> étage : .....70\*70 cm<sup>2</sup> ;
- ✓ 2<sup>ème</sup> étage : .....65\*65 cm<sup>2</sup> ;
- ✓ 3<sup>ème</sup> étage : .....60\*60 cm<sup>2</sup> ;
- ✓ 4<sup>ème</sup> étage : .....55\*55 cm<sup>2</sup> ;
- ✓ 5<sup>ème</sup> étage : .....50\*50 cm<sup>2</sup> ;
- ✓ 6<sup>ème</sup> étage : .....45\*45 cm<sup>2</sup> ;
- ✓ 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage : .....40\*40 cm<sup>2</sup> ;

**L'épaisseur des voiles :**

- ✓ Sous sol, RDC et 1<sup>er</sup> étage : .....20 cm ;
- ✓ 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage : .....15 cm.

## V.1. Introduction

Les éléments principaux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{ll}
 \checkmark 1.35G+1.5Q & , \quad G+Q \\
 \checkmark 0.8G+E & , \quad G+Q-E \\
 \checkmark 0.8G-E & , \quad G+Q+E
 \end{array}
 \quad \text{RPA (art. 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables.

$$N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

### V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

RPA (art 7.4.2.1)

#### a) Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;
- le pourcentage maximal est de :  $\left\{ \begin{array}{l} 4 \% \text{ en zones courantes ;} \\ 6\% \text{ en zones de recouvrement ;} \end{array} \right.$
- le diamètre minimal est de 12mm ;
- la longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone II) ;
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;
- les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau suivant

**Tableau V.1.** Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
Sous sol, RDC	75*75	45,00	225	337,50
1 <sup>er</sup> étage	70*70	39,20	196	294
2 <sup>ème</sup> étage	65*65	33,80	169	253,50
3 <sup>ème</sup> étage	60*60	28,80	144	216
4 <sup>ème</sup> étage	55*55	24,20	121	181,50
5 <sup>ème</sup> étage	50*50	20,00	100	150
6 <sup>ème</sup> étage	45*45	16,20	81	121,50
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	40*40	12,80	64	96

**b) Les armatures transversales :****RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

✓ **dans la zone nodale** :  $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$  en zone IIa ;

✓ **dans la zone courante** :  $t \leq 15 \times \phi_l$  en zone I et IIa.

$\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

**La quantité d'armatures transversales minimales**  $\frac{A_{tmin}}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

0.3% si  $\lambda_g \geq 5$  ; 0.8% si  $\lambda_g < 3$  ; interpoler entre les valeurs limites précédentes si

$3 < \lambda_g < 5$ .

**Avec** :  $\lambda_g = l_f / b$  ou  $l_f / a$ .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

$$l_r = 40\phi$$

### V.2.2. Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites à partir de notre modèle (réalisé sous SAP2000). avec  $N_{\max}$  = effort de compression

Le tableau suivant en résumé les résultats:

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les poteaux.

Poteau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		v
75*75	4047,27	8,95	1,32	26,11	591,57	723,42	294,68
70*70	3501,45	3,07	0,06	54,62	259,81	1442,43	-205,08
65*65	3014,86	6,84	2,24	33,71	217,72	1177,73	199,27
60*60	2545,74	6,95	0,05	43,07	-197,09	1138,59	193,65
55*55	2092,61	5,15	1,18	42,48	174,27	932,91	159,24
50*50	1654,02	10,03	1,62	8,70	157,69	741,04	112,92
45*45	1228,46	7,16	64,57	18,68	131,07	553,33	124,82
40*40	813,42	6,94	0,08	1,84	96,21	174,87	92,13

### V.2.3. Ferrailage des poteaux

#### a) Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu. Après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA, celui donné par SAP 2000 et celui de Socotec, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau V.3.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) socotec	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA99	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous sol et RDC.	75*75	16,50	45,00	12HA20+4HA16=45,74
1 <sup>er</sup> étage	70*70	2,43	39,20	8HA20+8HA16=41,21
2 <sup>ème</sup> étage	65*65	1,59	33,80	4HA20+12HA16=36,50
3 <sup>ème</sup> étage	60*60	2,22	28,80	12HA16+4HA14=30,29
4 <sup>ème</sup> étage	55*55	2,45	24,20	16HA14=24,63
5 <sup>ème</sup> étage	50*50	0,98	20,00	12HA14+4HA12=22,99
6 <sup>ème</sup> étage	45*45	2,78	16,20	12HA14=18,47
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	40*40	5,75	12,80	12HA12=13,57

Dans le tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage le plus prépondérant est le ferrailage par RPA 99/2003.

**a) Armatures transversales :**

**Tableau V.4.** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	Sous sol et RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
Section (cm)	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40
$\phi_l^{\max}$ (cm)	2	2	2	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2	1,4	1,2
$l_f$ (cm)	285,60	214,20	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
$\lambda_g$	3,80	3,05	3,29	3,56	3,89	4,24	4,75	4,75
$V_u$ (KN)	294,68	205,08	199,27	193,65	159,24	112,92	124,82	92,13
$l_r$ (cm)	80	80	80	64	64	56	56	48
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
$A^t$ (cm)	5,53	4,12	4,31	3,02	2,71	3,18	1,19	2,16
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone nodale	3,75	3,50	3,25	3,00	2,75	2,50	2,25	1,20
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	8HA10=6,28	8HA10=6,28	8HA10=6,28	8HA8=4,02	8HA8=4,02	8HA8=4,02	6HA8=3,02	6HA8=3,02

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{25}{3} \Rightarrow 10 \geq 8,33 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

#### V.2.4. Vérifications

##### a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans notre structure se situe au niveau du R.D.C, avec une hauteur de  $h = 4,08\text{m}$  et un effort normal égal à :  $4047,27 \text{ KN}$

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

##### Exemple illustratif (RDC et 1<sup>er</sup> étage) :

$$l_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,85\text{m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,22 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,85}{0,22} \Rightarrow \lambda = 12,95 \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$B_r = 5329\text{cm}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0,83 \times \left( \frac{0,5329 \times 25 \times 10^3}{0,9 \times 1,5} + 45,74 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 8192,72\text{KN}$$

On a  $N_{\max} = 4047,27 \text{ KN} < N_u = 8192,72\text{KN}$  condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement

## b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau V.5.vérifications au flambement.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$i$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (KN)	$N_u$ (KN)
Sous sol et RDC	75*75	4,08	2,85	0,22	12,95	0,83	45,74	5329	4047,27	8192,19
1 <sup>er</sup> étage	70*70	3,06	2,14	0,20	10,70	0,83	41,21	4624	3501,45	7108,71
2 <sup>ème</sup> étage	65*65	3,06	2,14	0,18	11,88	0,83	36,50	3969	3014,86	6102,24
3 <sup>ème</sup> étage	60*60	3,06	2,14	0,17	12,59	0,82	30,29	3364	2545,74	5109,47
4 <sup>ème</sup> étage	55*55	3,06	2,14	0,15	14,26	0,82	24,63	2809	2092,61	4266,43
5 <sup>ème</sup> étage	50*50	3,06	2,14	0,14	15,28	0,82	22,99	2304	1654,02	3499,36
6 <sup>ème</sup> étage	45*45	3,06	2,14	0,13	16,46	0,81	18,47	1849	1228,46	2774,02
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	40*40	3,06	2,14	0,11	19,45	0,80	13,57	1444	813,42	2139,68

Au tableau ci-dessus, on constate que  $N_{\max} < N_u$  donc c'est vérifiée.

## c) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = ($$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

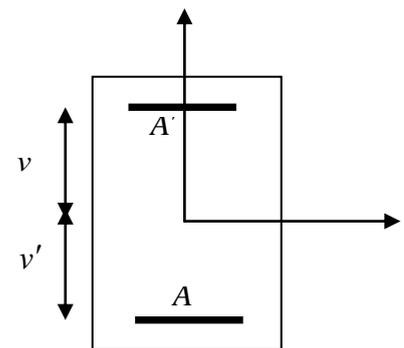


Figure V.1: Section d'un poteau.

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (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 (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous sol et RDC	75*75	67,5	45,74	40,76	34,23	0,03186	2840,19	6,24	5,12	15
1 <sup>er</sup> étage	70*70	63	41,21	38,13	31,86	0,02430	2457,15	2,12	5,04	15
2 <sup>ème</sup> étage	65*65	58,5	36,50	35,38	29,51	0,01809	2115,69	4,80	5,10	15
3 <sup>ème</sup> étage	60*60	54	30,29	32,68	27,31	0,01311	1786,49	4,87	5,08	15
4 <sup>ème</sup> étage	55*55	49,5	24,63	29,89	25,10	0,00921	1468,50	3,61	4,97	15
5 <sup>ème</sup> étage	50*50	45	22,99	27,42	22,57	0,00711	1160,71	7,04	4,91	15
6 <sup>ème</sup> étage	45*45	40,5	18,47	24,66	20,33	0,00350	862,02	5,02	4,61	15
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	40*40	36	13,51	21,79	18,20	0,00285	570,82	4,87	3,93	15

Sur le tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

#### d) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**RPA (art 7.4.3.2)**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
Sous sol et RDC	75*75	2,85	3,80	0,040	67,5	294,68	0,582	1,00	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	70*70	2,14	3,05	0,040	63	205,08	0,465	1,00	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	65*65	2,14	3,29	0,040	58,5	199,27	0,524	1,00	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	60*60	2,14	3,56	0,040	54	193,65	0,598	1,00	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	55*55	2,14	3,89	0,040	49,5	159,24	0,585	1,00	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	50*50	2,14	4,28	0,040	45	112,92	0,502	1,00	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	45*45	2,14	4,75	0,040	40,5	124,82	0,685	1,00	vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	40*40	2,14	4,75	0,040	36	92,13	0,640	1,00	vérifiée

### V.2.5. disposition constructive des poteaux

#### ✓ Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq 40 \times \phi_{\min} \text{ en zone II.}$$

$\phi = 25\text{mm}$  donc  $L_r \geq 100\text{cm}$  ; on adopte  $L_r = 100 \text{ cm}$ .

#### ✓ Les zones nodales

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par  $h'$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) = \max \left( \frac{408-45}{6}; 0.75; 0.75; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$  : section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On opte pour  $h' = 75\text{ cm}$  pour tous les étages.

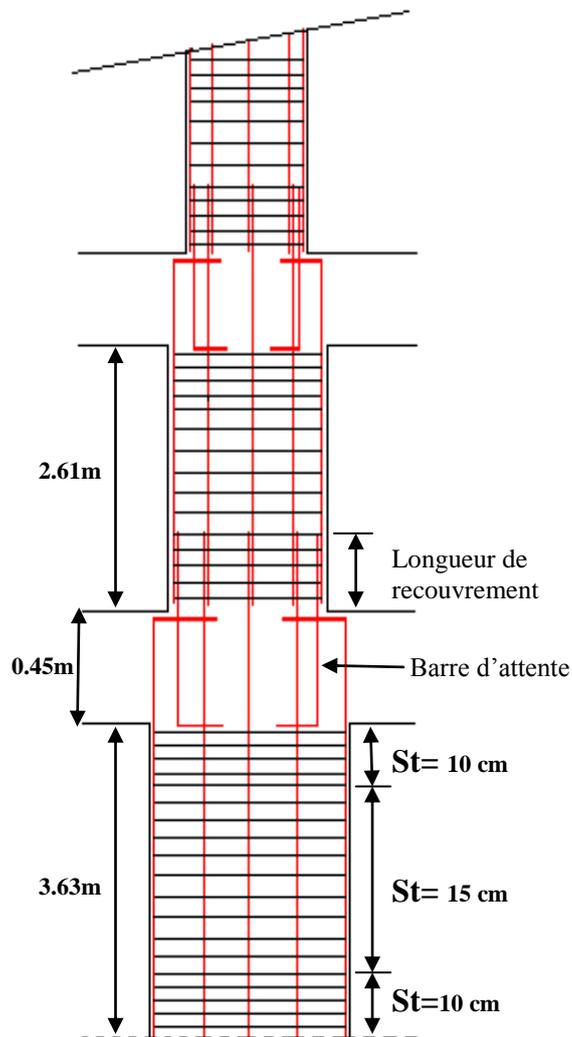
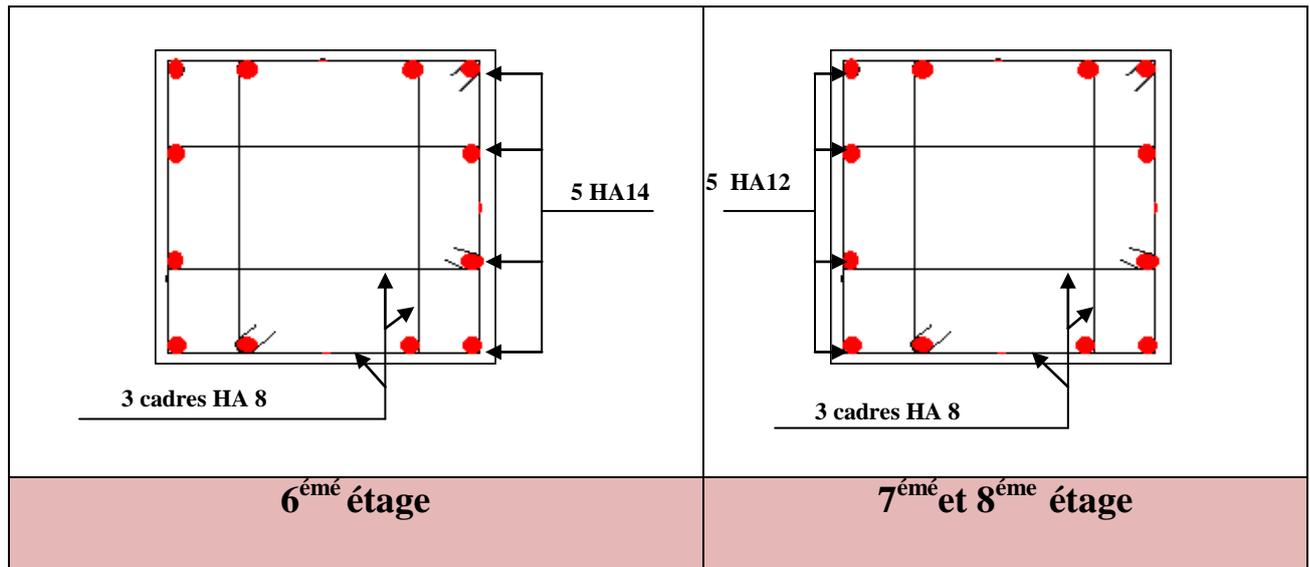


Figure V.2. Zone de recouvrement.





### V.3.1. Études des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

### V.3.2. Les recommandations du RPA99

#### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4% de la section de béton en zone courante ;
  - ✓ 6% de la section de béton en zone de recouvrement ;
- la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- l'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

**b) Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$ . Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$  en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.3.3. Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9.** Les sollicitations défavorable dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	M (KN.m)	V (KN)
Étage commercial	PP	30*45	Appuis	146,43	176,62
			Travée	128,60	
	PS	30*35	Appuis	99,97	57,94
			Travée	81,02	
étage bureau	PP	30*45	Appuis	136,55	224,07
			Travée	132,69	
	PS	30*35	Appuis	78,17	61,03
			Travée	74,80	
étage courant	PP	30*45	Appuis	115,19	195,76
			Travée	123,12	
	PS	30*35	Appuis	102,89	72,01
			Travée	51,51	
Terrasse inaccessible	PP	30*45	Appuis	99,10	84,49
			Travée	70,66	
	PS	30*35	Appuis	79,43	47,69
			Travée	42,42	

### V.3.4. Ferrailage des poutres

Le ferrailage à adopter doit respecter les exigences du **RPA 99**

#### a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est le plus défavorable en regard de celui calculé par SAP 2000 et Socotec pour chaque type de poutres de chaque niveau.

**Tableau V.10.** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	$A_{cal}$ socote c ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ ) et N <sup>bre</sup> de barres
Étage commercial	PP	30*45	Appuis	10,22	6,75	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	8,94	6,75	6HA14=9,24
	PS	30*35	Appuis	9,17	5.25	6HA14=9,24
			Travée	7,38	5.25	3HA14+3HA12=8,01
Étage bureau	PP	30*45	Appuis	9,51	6,75	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	9,23	6,75	6HA14=9,24
	PS	30*35	Appuis	7,11	5.25	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	6,80	5.25	3HA14+3HA12=8,01
Étage courant	PP	30*45	Appuis	8,48	6,75	6HA14=9,24
			Travée	9,13	6,75	6HA14=9,24
	PS	30*35	Appuis	8,68	5.25	6HA14=9,24
			Travée	4,13	5.25	6HA12=6,79
terrasse	PP	30*45	Appuis	7,20	6,75	3HA14+3HA12=8,01
			Travée	5,02	6,75	6HA12=6,79
	PS	30*35	Appuis	6,55	5.25	6HA12=6,79
			Travée	3,37	5.25	6HA12=6,79

#### ✓ Longueurs de recouvrements

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm; \quad \text{on adopte } l_r = 85 \text{ cm}$$

$$\phi = 16cm \Rightarrow l_r > 64cm; \quad \text{on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{cm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 60\text{ cm}$$

$$\phi = 12\text{cm} \Rightarrow l_r > 48\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50\text{ cm}$$

### b) 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

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

#### ▪ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{30}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.16; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

$$\text{Avec : } A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2$$

### a) Calcul des espacements des armatures transversales

#### ▪ Selon le BAEL91 (Article H.III.3)

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3} ) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 34.2\text{cm} ; \quad S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45\text{cm}$$

#### ▪ Selon le RPA 99

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 10\text{cm}; \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

### b) Vérification des sections d'armatures transversales

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

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

**V.3.5. Vérifications [BAEL 91]****a) Vérifications à L'ELU****1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

**2) Vérification des contraintes tangentielles****✓ Vérification de l'effort tranchant BAEL91 (Article H.III.1)**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0,33 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

**Tableau V.11.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	224,07	1,75	3.33	Vérifiée
Secondaires	72,01	0.73	3.33	Vérifiée

**✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{-Appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{-Appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

**Tableau V.12.** Vérification au cisaillement.

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{\text{rive}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{\text{int}}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	10,65	224,07	146,43	6,44	-4,56	Vérifiée
Secondaires	10,65	72,01	99,97	2,07	-7,75	Vérifiée

**b) Vérifications à L'ELS**

**1) État limite de compression du béton**

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

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

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times (d - y)^2 ;$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont résumés dans ce tableau

**Tableau V.13.** Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	Observtion
Principales	appui	54,15	166649,09	17,39	5,65	15	Vérifiée
	travée	53,82	152904,85	16,60	5,84	15	Vérifiée
Secondaires	appui	49,83	67584,21	14,02	8,50	15	Vérifiée
	travée	50,82	82114,04	12,61	9,48	15	Vérifiée

**2) État limite de déformation (évaluation 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 sera nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Tableau V.14.** Vérification à la flèche.

	h cm	b cm	l cm	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	ht l	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	570	9,24	0.078	0.0139	0.0072	0.0105	Vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	445	8,01	0.078	0.0519	0.0082	0.0105	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

D'après le tableau ci dessus on voit que les trois conditions sont vérifiées d'où la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.6. Schémas de ferrailages des poutres

Tableau V.15. Ferrailage des poutres.

Etage commerciale		
	En travée	En appui
PP		
PS		

Etage bureaux		
	En travée	En appui
PP	<p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14 chapeaux</p> <p>3HA14 filante</p>	<p>3HA14 filante</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16 chapeaux</p> <p>3HA14</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14 chapeaux</p> <p>3HA12 filante</p>	<p>3HA12 filante</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14 chapeaux</p> <p>3HA12</p>

Etage courant		
	En travée	En appui
PP	<p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14 chapeaux</p> <p>3HA14 filante</p>	<p>3HA14 filante</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14 chapeaux</p> <p>3HA14</p>
PS	<p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12 chapeaux</p> <p>3HA12 filante</p>	<p>3HA14 filante</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14 chapeaux</p> <p>3HA12</p>

Terrasse		
	En travée	En appui
PP	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12 chapeaux</p> <p>3HA12 filante</p>	<p>3HA12 filante</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA14 chapeaux</p> <p>3HA12</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12 chapeaux</p> <p>3HA12 filante</p>	<p>3HA12 filante</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12 chapeaux</p> <p>3HA12</p>

#### V.4.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

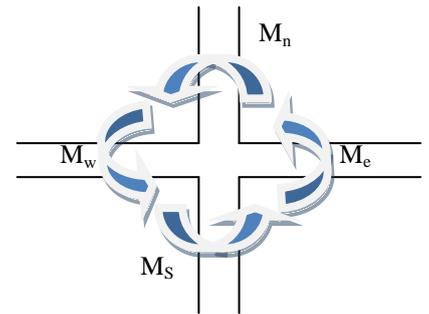
$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

##### 1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :  $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$  et  $Z = 0.85 \times h$



**Figure V.3:** Schéma de la Zone nodale.

**Tableau V.16.** Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
Sous sol et RDC	75*75	0,637	45,74	1013,43
1 <sup>er</sup> étage	70*70	0,595	41,21	852,86
2 <sup>ème</sup> étage	65*65	0,552	36,50	700,80
3 <sup>ème</sup> étage	60*60	0,510	30,29	537,31
4 <sup>ème</sup> étage	55*55	0,476	24,63	407,78
5 <sup>ème</sup> étage	50*50	0,425	22,99	339,85
6 <sup>ème</sup> étage	45*45	0,382	18,47	245,41
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	40*40	0,340	13,57	160,48

## 2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
Étage commcial	PP	30*45	0,382	10,65	141,50
	PS	30*35	0,297	9,24	95,45
Étage bureau	PP	30*45	0,382	10,65	141,50
	PS	30*35	0,297	8,01	82,74
Étage courant	PP	30*45	0,382	8,01	106,42
	PS	30*35	0,297	10,65	110,01
Terrasse	PP	30*45	0,382	8,01	106,42
	PS	30*35	0,297	8,01	82,74

## 3) Vérification des zones nodales

Tableau V.18. Vérification des zones nodales.

Niveau	plan	$M_e = M_w$	$M_n$ et $M_s$	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	observations
Sous sol et RDC	PP	141,50	1013,43	353,75	2026,86	vérifiée
	PS	95,45	1013,43	238,62	2026,86	vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	PP	141,50	852,86	353,75	1705,72	vérifiée
	PS	82,74	852,86	206,85	1705,72	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	PP	106,42	700,80	266,05	1401,60	vérifiée
	PS	110,01	700,80	275,02	1401,60	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	PP	106,42	537,31	266,05	1074,62	vérifiée
	PS	110,01	537,31	275,02	1074,62	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	PP	106,42	407,78	266,05	815,56	vérifiée
	PS	110,01	407,78	275,02	815,56	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	PP	106,42	339,85	266,05	679,70	vérifiée
	PS	110,01	339,85	275,02	679,70	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	PP	106,42	245,41	266,05	490,82	vérifiée
	PS	110,01	245,41	275,02	490,82	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	PP	106,42	160,48	266,05	320,96	vérifiée
	PS	110,01	160,48	275,02	320,96	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	PP	106,42	160,48	266,05	320,96	vérifiée
	PS	82,74	160,48	206,85	320,96	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non dans les poteaux .

## V.5. Étude des voiles

### V.5.1.Introduction

Les voiles peuvent être définies comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est faible devant les deux autres. Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leur plan. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres voiles ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- flexion ;
- flexion par effort tranchant ;
- écrasement ;

Afin d'éviter ces modes de rupture, on doit veiller sur le respect des modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales ;
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### V.5.2.Ferrailage des voiles Les recommandations du RPA99

**a) Armatures verticales :** elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %** ;
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

**b) Armatures horizontales :** disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales, les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de diamètre **10Ø**.

c) **Armatures transversales** : elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par  $1 \text{ m}^2$  au moins.

d) **Armatures de couture** : le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### e) Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\varnothing < a/10$ .

### f) Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \varnothing$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20 \varnothing$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

## V.5.3. Ferrailage des voiles

### a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times l$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$  correspondant.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

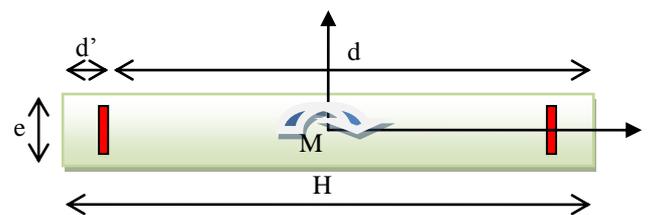


Figure V.4: Schéma d'un voile plein.

**b) Armatures horizontales :** elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{cal} / \text{face}$  : section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adpt} / \text{face}$  : section d'armature verticale adoptée par face.

$N_{bre}/\text{face}$  : nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : espacement.

$A_H^{min} / \text{face}$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal} / \text{face}$  : section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

$A_h^{adpt} / ml$  : section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

$A_v^{adpt} / ml$  : section d'armature adoptée par mètre linéaire.

### V.5.4. sollicitations de calcul

le logiciel sap 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau V.19.** Récapitulation des efforts dans les voiles, dont la longueur est de 4,45m dans le sens X-X

	e(cm)	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor.}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor.}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		V
$V_{x445}$ Sous sol et RDC	20	2633,5 7	-221,25	344,98	-142,66	2274,19	1812,80	790,86
$V_{x445}$ 1 <sup>er</sup> étage	20	2483,4 3	-178,66	192,45	-136,81	2366,21	1609,41	596,26
$V_{x445}$ 2 <sup>em</sup> étage	20	2314,6 1	-227,68	287,82	-164,76	-1715,97	1522,80	661,02
$V_{x445}$ 3 <sup>em</sup> étage	15	2051,6 5	-231,25	260,21	-169,72	-1404,25	1334,75	600,97
$V_{x445}$ 4 <sup>eme</sup> étage	15	1831,9 6	-233,20	244,87	-163,12	-1163,99	1203,97	504,52
$V_{x445}$ 5 <sup>eme</sup> étage	15	1613,5 8	-220,74	230,08	-145,19	-924,13	1059,48	428,12
$V_{x445}$ 6 <sup>eme</sup> étage	15	1301,0 1	-205,78	202,59	-98,39	-703,20	848,91	325,70
$V_{x445}$ 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	15	962,78	-183,89	96,21	-52,12	-506,73	623,84	250,65

**Tableau V.20.** Récapitulation des efforts dans les voiles, dont la longueur est de 1,80m dans le sens Y-Y

	e(cm)	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor.}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor.}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		V
<b><math>V_{y180}</math> Sous sol et RDC</b>	20	1759,77	-405,11	-564,26	517,14	565,16	-51,89	168,42
<b><math>V_{y180}</math> 1<sup>er</sup> étage</b>	20	1245,60	-13,26	15,20	291,87	-297,72	522,10	-187,49
<b><math>V_{y180}</math> 2<sup>ème</sup> étage</b>	20	1140,63	-3,49	87,43	255,95	263,46	522,66	-175,40
<b><math>V_{y180}</math> 3<sup>ème</sup> étage</b>	15	1058,20	0,22	138,80	201,39	211,81	571,42	-155,65
<b><math>V_{y180}</math> 4<sup>ème</sup> étage</b>	15	963,95	-2,30	114,08	170,72	183,90	506,92	-144,46
<b><math>V_{y180}</math> 5<sup>ème</sup> étage</b>	15	836,95	12,39	73,47	130,09	145,48	418,48	-126,18
<b><math>V_{y180}</math> 6<sup>ème</sup> étage</b>	15	703,77	-1,50	26,66	108,80	125,57	311,25	-106,17
<b><math>V_{x180}</math> 8<sup>ème</sup> étage</b>	15	524,80	-99,19	-69,19	122,76	139,09	46,02	-103,48

### V.5.5.Ferraillage des voiles :

#### a) selon xx

On adopte pour un ferraillage des voiles de longueur 4,45 m comme le montre le tableau suivant

**Tableau V.21.** Ferraillage des voiles selon xx'.

Niveau	Sous sol et RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage
L(m)	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45
e(m)	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N (KN)	-2633,57	-2483,4	-2314,6	-2051,6	-1831,96	-1613,5	-1301,01	-962,78
M (KN.m)	-221,25	-178,66	-227,68	-231,25	-233,20	-220,74	-205,78	-183,89
V (KN)	790,86	596,26	661,02	600,02	504,52	428,12	325,70	250,65
section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ Mpa	1,38	1,04	1,15	1,40	1,17	0,99	0,75	0,58
$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
$A_{v\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	40,00	37,43	35,47	31,73	28,59	25,33	20,96	15,62
$A_{v\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	17,80	17,80	17,80	13,35	13,35	13,35	13,35	13,35
$A_{v\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	40,28	38,49	38,49	38,49	29,91	28,27	28,27	28,27
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	21HA14+4HA16	25HA14	25HA14	25HA14	4HA14+21HA12	25HA12	25HA12	25HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_{h\text{cal}}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	1,73	0,98	1,44	1,31	1,10	0,94	0,71	0,55
$A_{h\text{min}}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	11,19	11,19	8,13	6,09	6,09	6,10	6,10	6,10
$A_{h\text{adop}}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	20,36	14,70	10,21	10,21	10,21	10,21	10,21	10,21
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	18HA12	13HA12	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

#### ➤ Vérification à l'effort tranchant

#### RPA (art 7.7.2)

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque  $\bar{\tau} > \tau$  pour tous les voiles selon le sens xx, donc la condition est vérifiée.

## b) selon yy

Tableau V.22. Ferrailage des voiles selon yy.

Niveau	Sous sol et RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage
L(m)	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
e(m)	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N (KN)	-1759,77	-1248,60	-1140,63	-1058,20	-963,96	-836,95	-703,77	-524,80
M (KN.m)	-405,11	-13,26	-3,49	0,22	-2,30	12,39	-1,50	-99,19
V (KN)	168,42	-187,49	-175,40	-155,65	-144,46	-126,18	-106,17	-103,48
section	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET	ET
$\tau$ Mpa	0,72	0,81	0,75	0,89	0,83	0,72	0,61	0,59
$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
$A_{v\text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	35,00	18,36	16,48	15,21	13,86	12,32	10,15	9,92
$A_{v\text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	7,20	7,20	7,20	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40
$A_{v\text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	36,31	20,01	20,01	16,34	14,70	14,70	14,70	14,70
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	4HA16+9HA20	13HA14	13HA14	4HA14+9HA12	13HA12	13HA12	13HA12	13HA12
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
$A_{h\text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,91	0,10	0,95	0,84	0,78	0,68	0,57	0,56
$A_{h\text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	10,89	10,89	7,83	8,12	5,87	5,87	5,87	5,87
$A_{h\text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	14,14	14,14	14,14	14,14	6,53	6,53	6,53	6,53
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	18HA10	13HA14	13HA10	13HA10	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

## ➤ Vérification à l'effort tranchant

## RPA (art 7.7.2)

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque  $\bar{\tau} > \tau$  pour tous les voiles selon le sens yy, donc la condition est vérifiée.

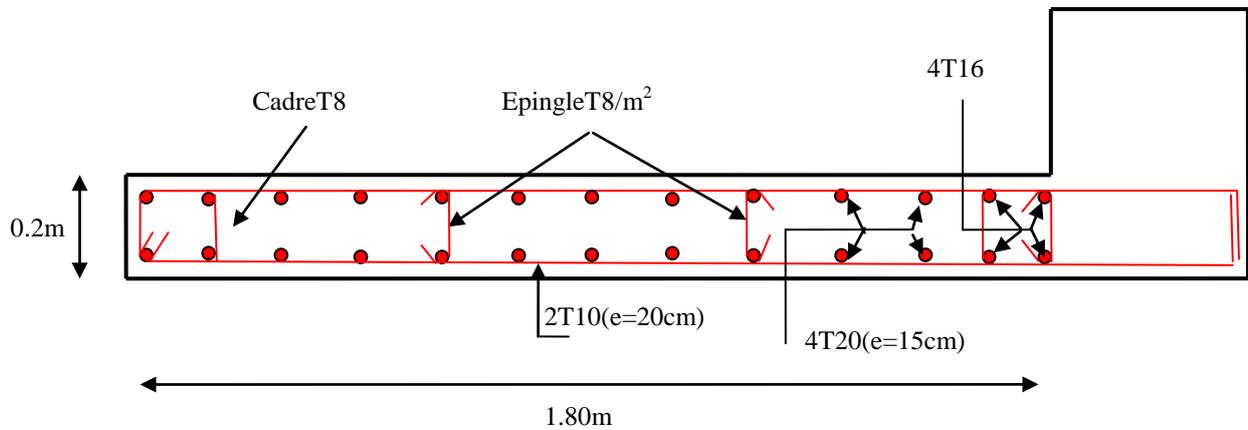


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile RDC sens yy

## V.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes sollicitations dans les éléments structuraux, à savoir les poteaux, voiles, poutres, afin de les ferrailer.

De l'étude des éléments structuraux, on peut conclure que le ferrailage du RPA est majoritaire.

Pour que l'interaction soit vérifiée on a augmenté les sections des poteaux.

Nous passons enfin au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure.

**VI.1.Introduction**

L’infrastructure est l’ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission 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 de 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, la vérification se fait dans l’ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2.2 bar à une profondeur de 1 m.

**VI.3. Combinaisons d’actions à considérer**

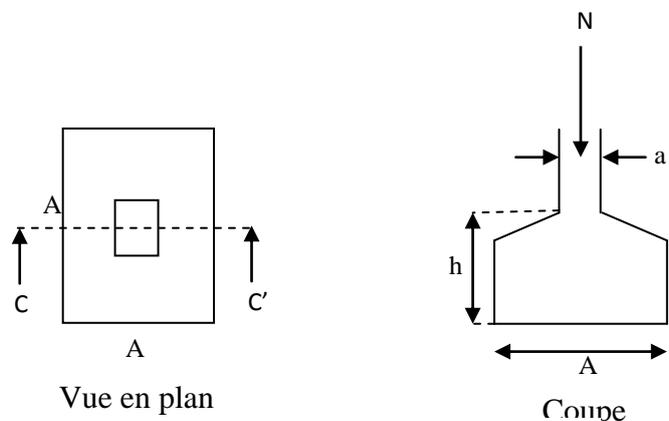
D’après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d’actions suivantes :

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8 \times G \pm E$

**VI.4. Étude des fondations**

**VI.4.1.Vérification des semelles isolées**

Les poteaux de notre structure sont carrés a la base (a\*a) d’où les semelles sont carrées (A\*A).



**Figure VI.1.** Schéma d’une semelle isolée

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

$N_{sup}$  : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

$$N_{sup} = 4047,27 \text{ KN}$$

$N_{inf}$  : le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0,45 \times 1,5 \times 1,5 = 25,31 \text{ KN.}$$

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 4047,27 + 25,31 = 4072,58 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2.$$

$$(A)^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{4072,58}{150}} = 5,21 \text{ m}$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

#### VI.4.2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ;$$

avec :

$B$  : Largeur de la semelle.

$L$  : Longueur de la semelle.

$$N = N_s + \sum N_i$$

$$\sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$$

$$\sum N_i = 3229,45 + 4047,27 + 2665,31 + 2932,60 + 656,11 = 13530,74 \text{ KN}$$

$N_s$  : poids estimé de la semelle filante

$$N_s = 5 \times (25 \times 0,75 \times 0,75 \times 1,5) + (25 \times 0,45 \times 1,50 \times 18,55) = 418,50 \text{ KN}$$

$$N = 13530,74 + 418,50 = \mathbf{13949,24 \text{ KN}}$$

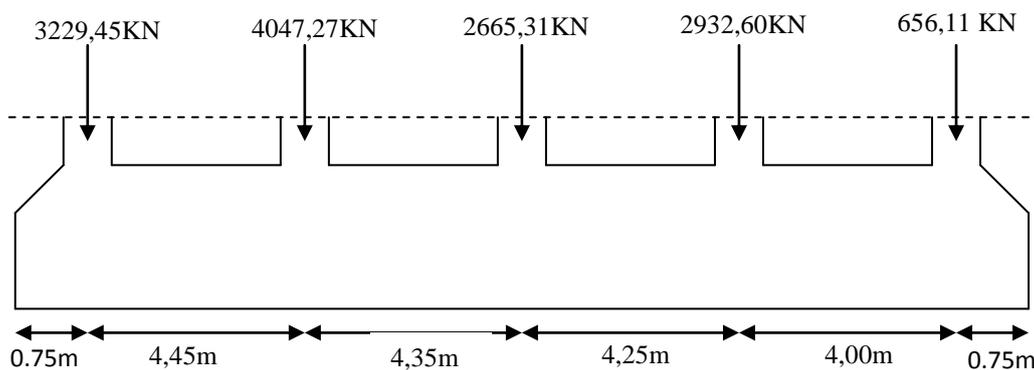


Figure VI.2. Semelle filante

D'après le portique le plus sollicité  $N = 14193,23$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{13949,24}{150 \times 18,55} = 5,01 \text{ m.}$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles filantes, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles filantes ne convient pas alors on va opter pour un radier général.

#### VI.4. 3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

**VI.4.3.1. Pré dimensionnement :**

✓ **La condition de coffrage :**

**a. Nervure :**  $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots(a)$

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$L_{\max} = 5,70m \Rightarrow h_n = 57cm$  on prend  $h_n = 60cm$ .

**a. Dalle :**  $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$

$L_{\max} = 5,70m \Rightarrow h_r = 28,50cm$  on prend  $h_r = 40cm$

✓ **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

Tel que ,

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$ .

$E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : Largeur de l'élément considéré par ml.

$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \dots\dots\dots(b)$

Donc :  $h_t \geq 86,17m$ .

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0,90m$  Pour les nervures de radier.

$h_r = 0,40m$  Pour la dalle de radier.

✓ **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 65900,96 \text{ KN}$$

On a la surface du bâtiment est  $S_{bât} = 403,17m^2$ .

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{65900,96}{0,15} = 439,33m^2$$

on remarque que la surface du radier est supérieure à celle de notre structure donc la nécessité d'utilisation d'un radier général avec débord.

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30cm\right) \text{ On prend } D = 120cm \text{ et } P = 80,90m.$$

Avec :

$D$  : Débord et  $P$  est le périmètre de la structure.

$$S_{rad} = S_{bât} + D \times P = 403,17 + 0,85 \times 80,9 = 500,25m^2.$$

#### VI.4.3.2. Vérifications nécessaires :

##### a) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$\text{On doit vérifier : } Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL99 (Articla.5.2.41)}$$

$Q_u$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$U_c$  : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h = 0,75 + 0,9 = 1,65m \\ B = b + h = 0,75 + 0,9 = 1,65m \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 2 \times (1,65 + 1,65) = 6,6m$$

$$Q_u \leq 0,045 \times 6,6 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 4,455 MN$$

Nous avons :  $Q_u = 4047,27 KN \leq 4455 KN$ .

c'est vérifié

**b) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} f_{c28} = 1,16 MPa.$$

On considère une bonde de 1m de largeur, et de 5,70m de longueur,  $d=0,9xh_{rad}=0,36m$

$$V_u = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S} \times b = \frac{65900,96 \times 5,70}{2 \times 500,25} \times 1 = 375,44 KN.$$

$$\tau_u = \frac{375,44}{1 \times 0,36} = 1,04 MPa \leq 1,16 MPa. \text{ condition vérifié.}$$

**c) Vérification des contraintes dans le sol :**

La formule suivante doit être vérifiée :  $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ .

A partir du programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 20537,90 m^4, I_{yy} = 12963,90 m^4 \text{ et } X_g = 9,38m, Y_g = 11,60m.$$

➤ Dans le sens x-x :

$$N_u = 65900,96 KN \text{ et } M_y = 44663,10 KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = 164,04 KN / m^2; \sigma_2 = 99,41 KN / m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 147,88 KN / m^2 < \sigma_{sol} = 150 KN / m^2$$

➤ Dans le sens y-y :

$$N_u = 65900,96 KN \text{ et } M_x = 14073,31 KN.m$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times X_g = 139,67 KN / m^2; \sigma_2 = 123,77 KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 135,69 KN / m^2 < \sigma_{sol} = 150 KN / m^2$$

d) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

**RPA99** (Article

10.1.5)

➤ Suivant x-x :

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{44663,10}{65900,96} = 0,67 < \frac{B}{4}$$

C'est vérifiée

➤ Suivant y-y :

$$e_y = \frac{M_x}{N} = 0,21m < \frac{B}{4}$$

C'est vérifiée

#### VI.4.4. Ferrailage :

##### VI.4.4.1. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension  $l_x = 4,45m$  et

$$l_y = 5,70m$$

##### 1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{93908,87}{500,25} = 187,72KN / m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{65900,96}{500,25} = 131,73KN / m^2.$$

$N_u$  : effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 217,09KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 121,74KNm$$

➤ **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 184,52KNm$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 103,47 \text{ KNm}$$

➤ **En appui :**

$$M_a^x = 0,5 \times M_0^x = 108,54 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0,5 \times M_0^y = 60,87 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0,30 \text{ m}^2$

## 2. Condition de non fragilité:

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 40 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,78$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3,12 \text{ cm}^2 > 1,38 \text{ cm}^2$

c'est vérifiée

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

**Tableau VI.1.** Résumé des résultats.

		$M \text{ (KNm)}$	$A_{\text{calc}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Sens x-x	Travée	184,52	15,53	3,99	5HA20=15,71	20
	Appui	108,54	8,94	3,99	5HA16=10,05	20
Sens y-y	Travée	121,74	10,55	3,60	7HA14=10,78	15
	Appui	60,87	4,94	3,60	5HA12=6,79	20

**3. Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1,25MPa.$$

$$\checkmark V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 300,48KN.$$

$$\tau_u = \frac{300,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,11MPa < 1,25MPa. \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$\checkmark V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 278,45KN.$$

$$\tau_u = \frac{278,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,03MPa < 1,25MPa. \quad \text{c'est vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63MPa$$

**Tableau VI.2.** Résumé des résultats.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	Observation
x-x	M <sub>t</sub>	129,48	15,71	10,88	154031	9,14	316	Non vérifiée
	M <sub>a</sub>	76,17	10,05	9,01	115148	5,96	267	Non vérifiée
y-y	M <sub>t</sub>	72,61	10,79	9,29	120663	5,59	241	Non vérifiée
	M <sub>a</sub>	42,71	6,79	7,60	87450	3,71	208	Non vérifiée

**Remarque:**

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections d'acier.

les résultat de calcul résume dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3.** Résumé des résultats.

Sens	Moments (KNm)	Nouvelle sections	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	Observation
x-x	M <sub>t</sub> =129,48	6HA25	29,45	13,95	220002	8,21	195	vérifiée
	M <sub>a</sub> =76,17	8HA16	16,08	10,98	156324	5,35	183	vérifiée
y-y	M <sub>t</sub> =72,61	8HA16	16,08	10,98	156324	5,10	174	vérifiée
	M <sub>a</sub> =42,71	5HA16	10,05	9,01	115148	3,34	150	vérifiée

4. Schémas de ferrailage :

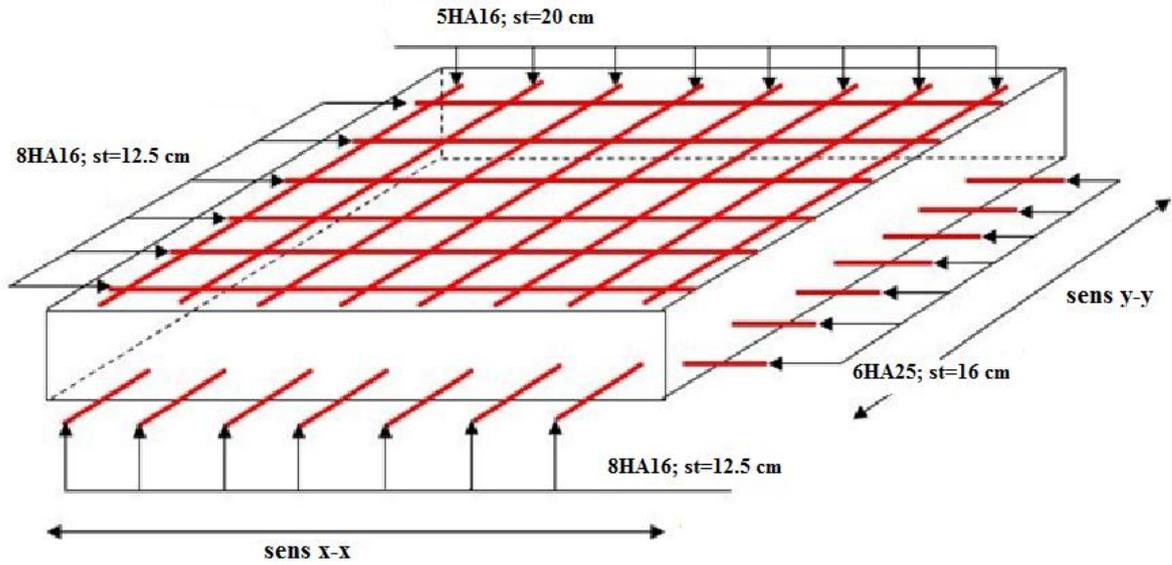


Figure VI.3. Schémas de ferrailage de radier générale.

VI.4.4.2. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

$$q_u = 187,72 \text{ KN/m}$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 135,15 \text{ KNm}$$

$$D = 120 \text{ cm}$$

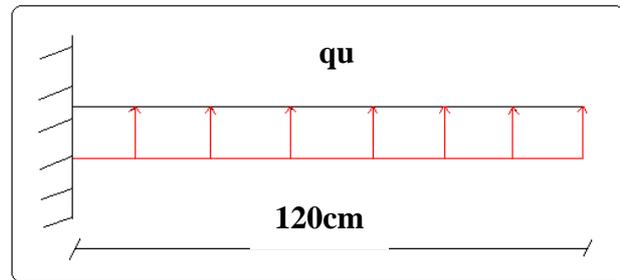


Figure .VI.4 schémas statique du débord.

Le calcul du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Résumé des résultats.

$q_u(\text{KN/m}^2)$	$M_u(\text{KNm})$	$A_{calculé}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adopté}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$St(\text{cm})$	$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_r \text{ adopté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
187,72	135,15	11,22	3,86	6HA16=12,06	16	3,74	5HA10=3,93

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

Sachant que :  $V_u = q_u \times l = 225,26 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,62 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée}$$

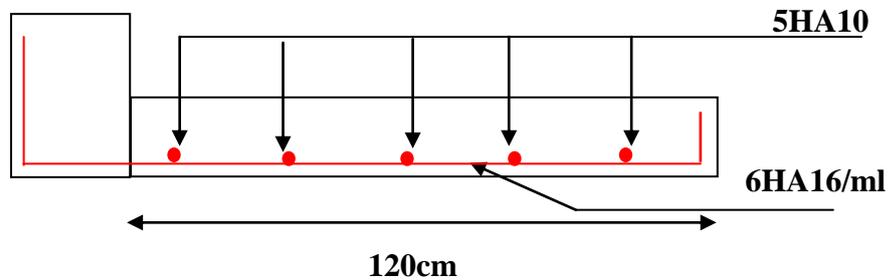


Figure. VI.5. Schéma de ferrailage du débord.

#### VI.4.4.3. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Tableau VI.5. La charge équivalente.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 187,72 \text{ KN/m}^2, \quad Q_s = 131,73 \text{ KN/m}^2$$

### 1. Calcul des sollicitations :

#### a) 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 :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

#### b) Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

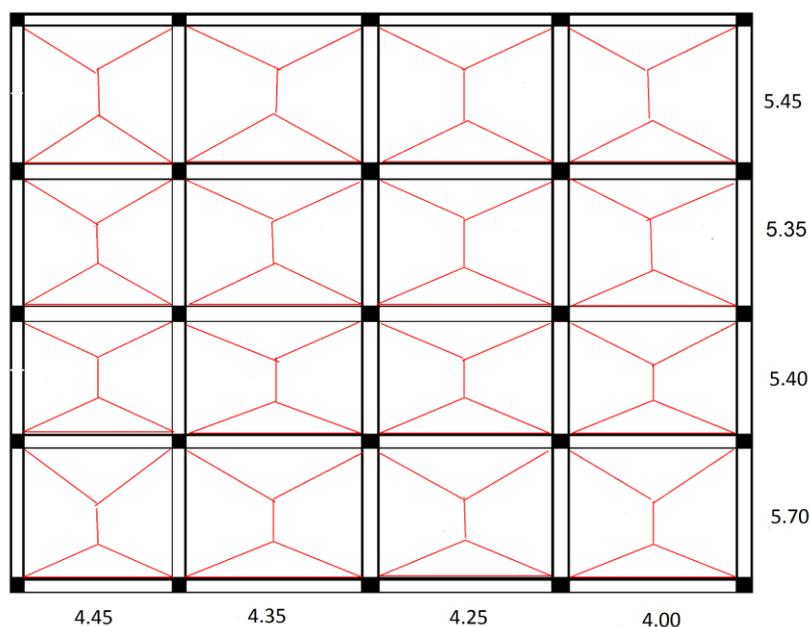


Figure. VI.6. Schéma de rupture de dalle de radier.

Sens longitudinale (x-x) :

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l'_x}{3}$$

$$P = P_1 + P'_1$$

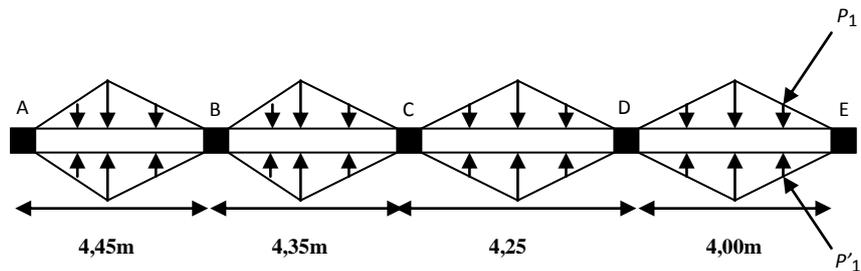


Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4,45	4,45	463,04	0	-118,86	1,78	734,06
B-C	4,35	3,48	360,42	-118,86	-313,54	1,65	371,74
C-D	4,25	3,40	350,41	-313,54	-304,82	1,80	258,89
D-E	4,00	4,00	406,85	-304,82	0	2,00	515,49

Sens transversal (y-y):

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P'_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l'_y}{2}$$

$$P = P_2 + P'_2$$

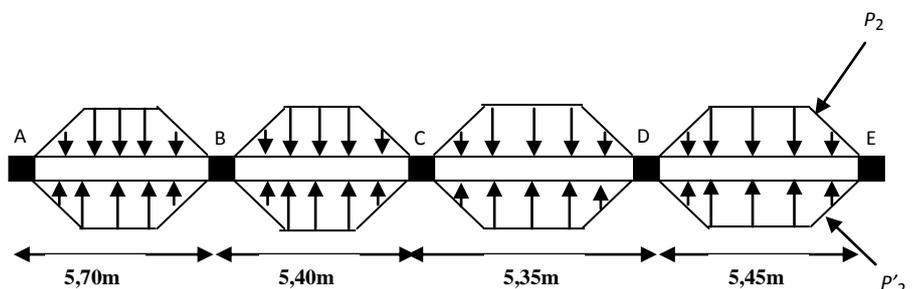


Figure VI.8. Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	5,70	5,70	567,83	0	-260,87	2,22	1407,07
B-C	5,40	4,32	519,41	-260,87	-407,16	2,26	1070,81
C-D	5,35	4,28	510,26	-407,16	-399,99	2,31	986,84
D-E	5,45	5,45	528,61	-399,99	0	2,48	1235,74

## 2. Ferrailage :

### a) Sens longitudinale X-X :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0,90\text{ m}$$

$$h_0=0,40\text{ m}$$

$$b_0=0,75\text{ m}$$

$$d=0.85\text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(46; 162.5)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 57\text{ cm}$$

On prend :  $b_1=45\text{ cm}$ .

Donc :  $b=2b_1+b_0=2\times 45+75=165\text{ cm}$ .

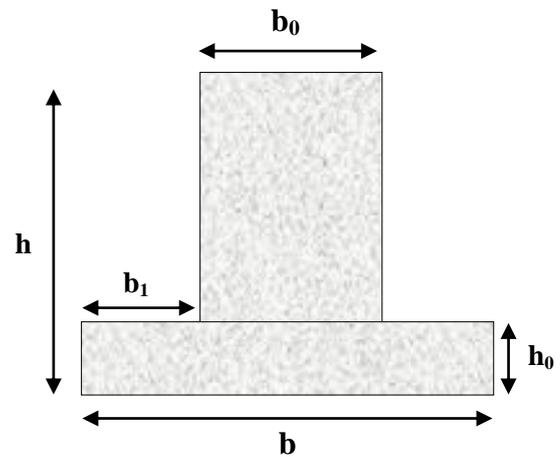


Figure VI.9. Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).

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	734,06	25,34	17,96	25,76	5HA20+5HA16
	Appui	-313,54	16,93	17,96	17,75	5HA16+5HA14

### b) Sens transversales y-y :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b=1.65\text{ m}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Y-Y	Travée	1407,07	49,52	17,96	50,63	10HA25+1HA14
	Appui	-407,16	16,93	17,96	17,75	15HA16+5HA14

## 3. Vérifications :

### a) A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.10 .Vérification de l'effort tranchant.**

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	1011,35	<b>0,67</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée
Sens Y-Y	1606,24	<b>1,07</b>	<b>2.5</b>	Vérifiée

**b) 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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).**

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
X-X	travée	415,13	17,74	1906220	3,86	15	219,71	201,63	Non Vérifiée
	appui	-158,66	15,02	1399887	1,70	15	118,97	201,63	Vérifiée
Y-Y	travée	693,17	23,74	3229142	5,09	15	197,25	201,63	Vérifiée
	appui	-332,84	15,02	1399887	3,51	15	118,97	201,63	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée en travée dans le sens X-X donc on augmente la section de ferrailage.

- Sens X-X en travée 10HA20=31,42 cm<sup>2</sup> d'où Y=19,36 cm , I= 2236243 cm<sup>4</sup>

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3,59Mpa < \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 183Mpa < \overline{\sigma_s} = 201.63MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**4. Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25, 71; 75) mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25mm$$

Soit  $\phi_t = 10mm$ .

**Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(0.765; 40) cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times fe}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.60} = 65cm.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times fe}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.60 [2.34 - 0.3 \times 2.1]} = 12.25cm$$

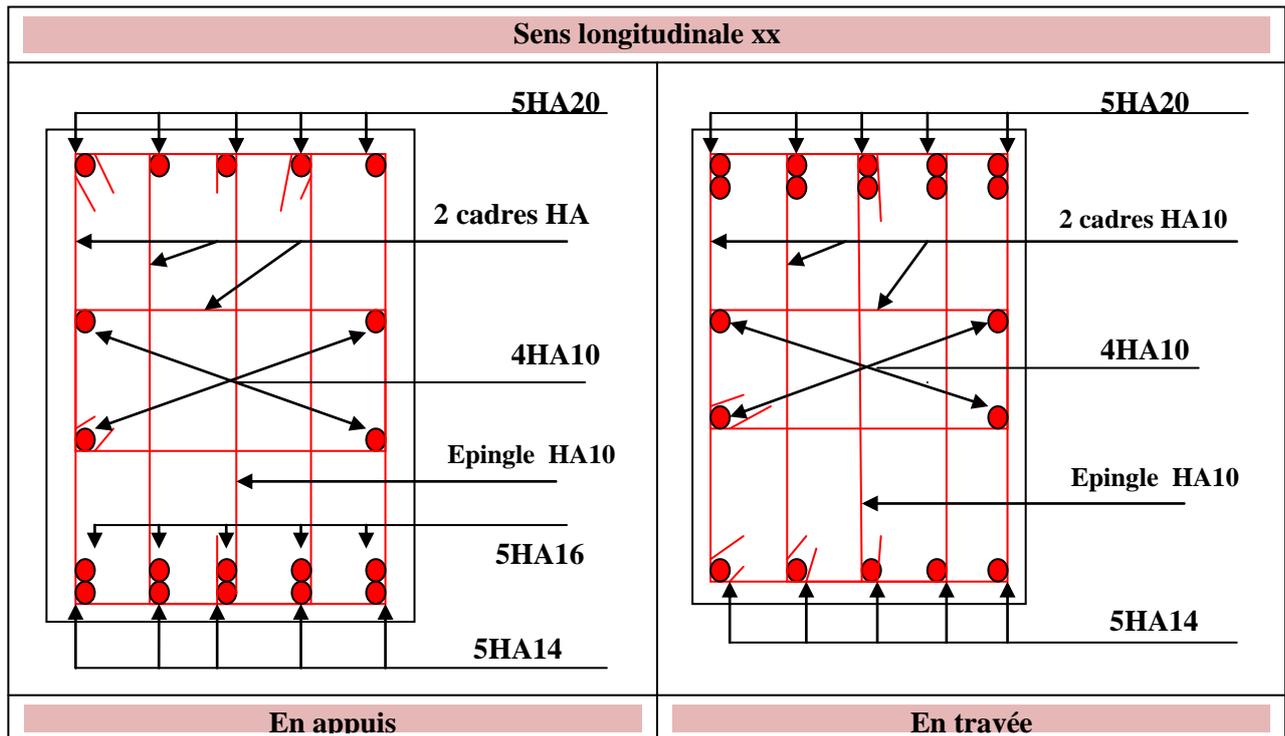
Soit  $S_t = 10 cm$

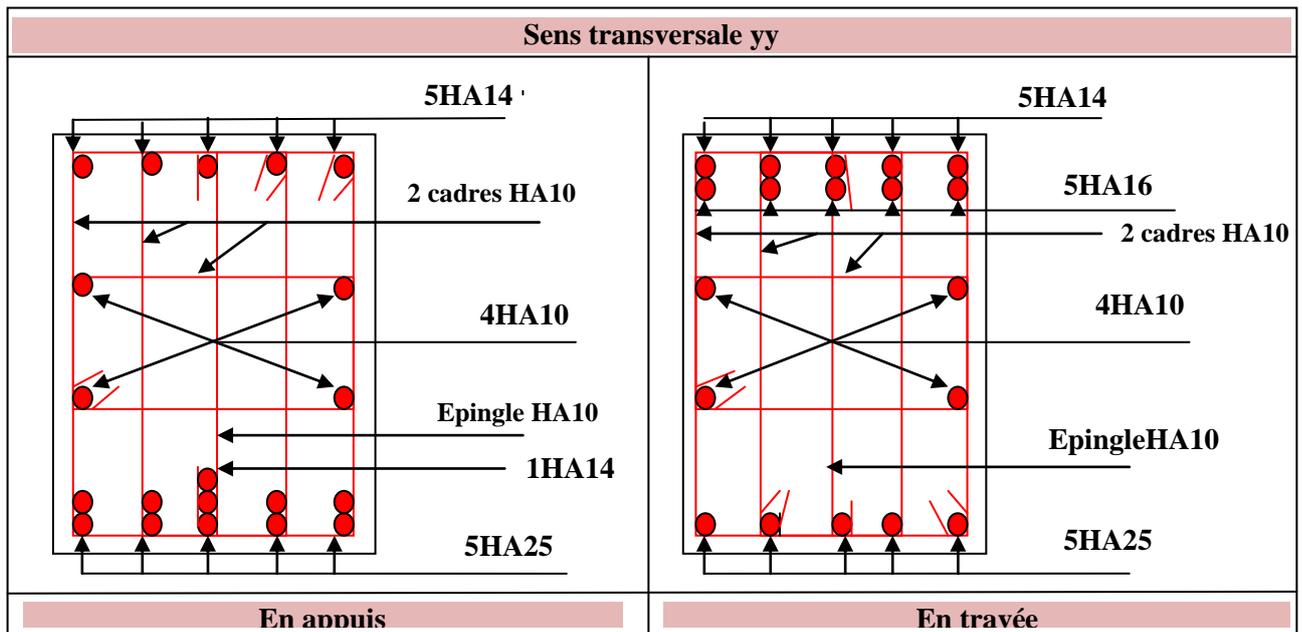
**5. Armatures de peau :**

Comme la poutre a une hauteur de 90 cm , le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3cm^2/ml$  de hauteur , donc :  $A_p = 3 \times 0,9 = 2,70 cm^2$ . on opte pour 4HA10=3,14 cm<sup>2</sup>.

**6. schémas de ferrailage des nervures :**

Tableau VI.12. Schémas de ferrailage des nervures.





### VI.5. Voile périphérique :

#### 1. Introduction

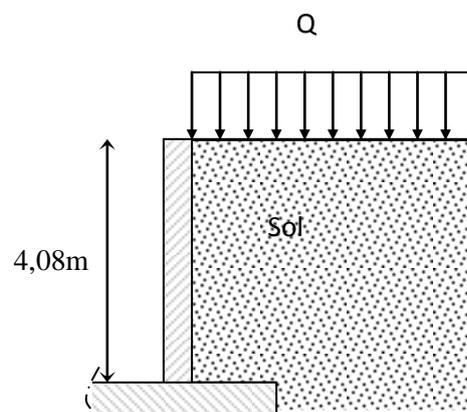
Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux

Selon le **RPA99**, un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base 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.

#### 2. Dimensionnement des voiles :

La hauteur  $h=4,08$  m



**Figure VI.10.** Voile périphérique.

La longueur  $L=5,70\text{m}$

L'épaisseur  $e=20\text{ cm}$

**3. Caractéristiques du sol :**

Le poids spécifique  $\gamma_h=21,10\text{ KN/m}^3$

L'angle de frottement  $\phi=25^\circ$

La cohésion  $c=0,10\text{ bar.}$

**4. Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique et soumis à :

**a) La poussée des terres :**

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) = 34,41\text{KN} / \text{ml}$$

**b) Charge due à la surcharge :**

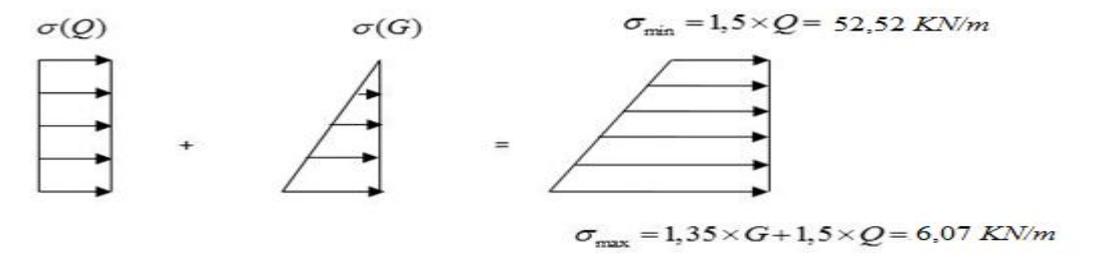
$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$q = 10\text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = 4,05\text{ KN/m}$$

**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 L'ELU**



**Figure VI.11.**Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 40,90 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 40,90 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4,08 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5,70 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,71 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0,71 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 45,68 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 20,42 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 38,82 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 17,35 \text{KN.m}$$

$$M_{appui} = 0,5 \times M_{0x} = 22,84 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{min} = 0,1\% b * h$  ... condition exigée par le RPA.

**Tableau. VI.13.** Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
travée	x-x	38,82	0,0843	0,110	0,172	6,48	1,83	5HA14=7,70	20
	y-y	17,35	0,0377	0,048	0,176	2,83	1,60	5HA10=3,93	20
Appui		22,84	0,0496	0,063	0,175	3,75	1,81	5HA10=3,93	20

✓ **Espacement des armatures :**

Armatures //  $L_x$ :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures //  $L_y$ :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

✓ **Condition de non-fragilité :**

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

**En travée :**  $A_{x\min}=1,83\text{cm}^2$        $A_{y\min}=1,60\text{ cm}^2$

**En appui :**  $A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81\text{cm}^2$

$A_t > A_{\min}$  ..... vérifiée

$A_a > A_{\min}$  ..... vérifiée

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

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration nuisible}$$

On a  $V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 66,08\text{KN}$

$\tau_u = 0,36\text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$

➤ **A l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 4,05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 38,46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 29,85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\alpha = 0,71 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 36,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 21,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 30,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 18,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0,5 \times M_{0x} = 18,16 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.14.** Résultats de calcul et vérification à l'ELS

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
En travée	Sens x-x	30,87	7,70	5,39	23585	7,05	15	247	201,6	Non Vérifier
	Sens y-y	18,33	3,93	4,05	13686	5,42	15	280	201,6	Non Vérifier
En appui		18,16	3,93	4,05	13686	5,37	15	277	201,6	Non Vérifier

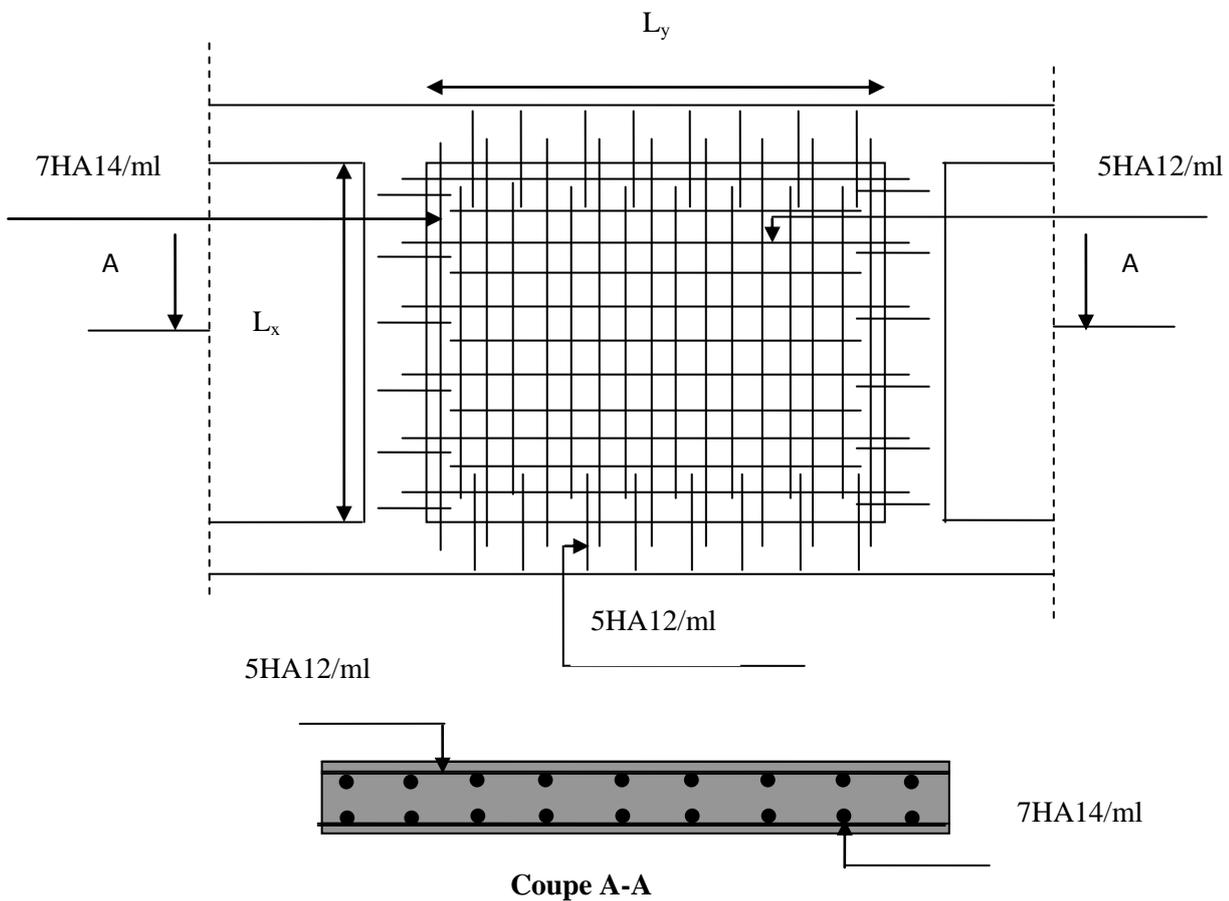
On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter les sections d'acier.

Les résultat de calcul résume dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.15.** Résultats de calcul et vérification à l'ELS.

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	Nouvelle sections A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	observation
En travée	Sens x- x	30,87	7HA14=10,87	6,18	30459,12	6,26	179,69	Vérifier
	Sens y- y	18,33	5HA12=5,65	4,74	18451,26	4,70	197,59	Vérifier
En appui		18,16	5HA12=5,65	4,74	18451,26	4,66	195,76	Vérifier

**6. Schémas de ferrailage de voile périphérique**



**Figure VI.12.** schémas de ferrailage de voile périphérique.

## Conclusion :

Toute nouvelle étude est un enrichissement d'un certain nombre de nouvelles notions ; il est encore le cas pour nous. À travers le projet étudié, il nous a été donné l'opportunité de découvrir un peu mieux le domaine du bâtiment et d'étendre davantage notre aperçu sur la législation (règlements en vigueur) que nous approchions tout au long de notre cursus.

La recherche d'un bon comportement de la structure nous a menés à tirer un certain nombre de conclusions dont les plus éminentes sont :

- ✓ la répartition optimale des charges entre portiques et voiles (interaction) et l'atténuation des effets de torsion (moment de torsion) requièrent une bonne disposition des voiles ;
- ✓ dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontale et verticale, les sections des poteaux déjà définies par le pré-dimensionnement ont été augmentées ;
- ✓ préserver la structure contre les déplacements horizontaux et la maintenir dans un état de stabilité totale nous a conduits à vérifier les effets de second ordre (effets P-delta) ;
- ✓ des rotules plastiques se forment au niveau des poteaux, inconvénient qui peut être évité par une procédure cruciale : la vérification des moments résistants au niveau des zones nodales ;
- ✓ dans l'étude des éléments porteurs, il nous est donné de constater que les poteaux sont ferrailés au minimum prévu par le RPA99, cela s'explique par le surdimensionnement, mais aussi que la sécurité (des vies) est privilégiée par le RPA99 bien plus que de l'économie ;
- ✓ la modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibration. Les escaliers sont susceptibles d'engendrer des modes de torsion redoutables.
- ✓ Dans le contreventement mixte voiles/portiques, et après les multiples essais que nous avons tentés, nous avons remarqué que le choix de l'emplacement des voiles est plus déterminant que leur nombre.
- ✓ La capacité portante du sol de notre structure nous a permis l'utilisation du radier générale.

# Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	<b>0.1</b>	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	<b>0.2</b>	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	<b>0.3</b>	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	<b>0.4</b>	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	<b>0.5</b>	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	<b>0.6</b>	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	<b>0.7</b>	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	<b>0.8</b>	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	<b>0.9</b>	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	<b>1.0</b>	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	<b>0.1</b>	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	<b>0.2</b>	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	<b>0.3</b>	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	<b>0.4</b>	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	<b>0.5</b>	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	<b>0.6</b>	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	<b>0.7</b>	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	<b>0.8</b>	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	<b>0.9</b>	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	<b>1.0</b>	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

## Annexe 3

### Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

1. Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 .
2. BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
3. CBA 93 « Code du béton armé, 1993 ».
4. DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».
5. M.Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
6. Document technique réglementaire (DTR BC 2.33.1), règles de calcul des fondations superficielles.

Une courbe de compressibilité  $\Delta e = F(\log \sigma')$  est tracée à la fin de l'essai. A partir de cette dernière on déduit l'indice de compressibilité  $C_c$ , la pression de préconsolidation  $\sigma'_c$  et l'indice de gonflement  $C_g$ .

Les résultats d'un essai se traduisent par une courbe œdométrique (voir annexe).  
Les paramètres mécaniques obtenus indiquent un sol surconsolidé et susceptible de gonfler.

**Calcul de tassement :**

**a)- à partir des résultats d'essais œdométriques :**

Nous avons effectué un calcul de tassement pour le cas d'une semelle filante de 1.00 m de largeur, ancrée à 2.00 m de profondeur et soumise à une charge de 1.80 bar. La profondeur Z est prise à partir de la sous face de la fondation.

Z	Z/B	$\sigma$ (bars)	$\Delta\sigma$ (bars)	$e(\sigma)$	$e(\sigma + \Delta\sigma)$	$\Delta e/1+e$	$\Delta h$ (m)
4.5	1	0.61	0.19	0.491	0.482	0.006	3.9

$$\Sigma \Delta h = 3.9 \text{ cm}$$

**b)- à partir des résultats d'essais pénétrométriques :**

Les tassements sont calculés à partir des essais pénétrométriques selon la formule de Sanglérat suivante :

$$\Delta H = H \cdot \Delta\sigma / E.$$

$$E = \alpha \cdot R_p.$$

Avec : E : module œdométrique.

$\alpha$  : Coefficient dépendant de la nature du sol et de sa résistance de pointe.

$R_p$  : Résistance de pointe de la couche considérée.

$\Delta\sigma$  : accroissement de contrainte à mi-hauteur de la couche considérée.

Les tassements obtenus sont de l'ordre de 4 cm.

**\* L'essai de cisaillement :**

La boîte de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

La mesure de  $\sigma$  et de  $\tau$  à la rupture, déterminé sur trois échantillons, permet le tracé de la droite :  $\tau = C + \sigma \text{ tg } \varphi$ .

- Les paramètres de cisaillements obtenus sont les suivants :

Sondage S c	Profondeur (m)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion C (bars)
S c 02	7.00 - 7.50	30	0.050
S c 07	5.20 - 5.20	25	0.100
S c 08	5.60 - 6.00	4	0.500



## VI- Conclusions :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à Ihaddaden ( Ex -Jute) est essentiellement constitué d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0.80 m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact ; puis on retrouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise .Le tout repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise .

Le sol en place présente des résistances de pointe élevées aux deux mètres .Au -delà de cette profondeur , le il détient un bon pouvoir portant .

A cet effet , on suggère :

- L'emploi de **fondations superficielles** de type **semelles filantes** .
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de **1.5 bar** .
- La sous face des fondations devrait être à au moins 2.00 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel .
- Les analyses chimiques effectuées montrent un environnement d'agressivité nulle ; aucune mesure particulière de protection n'est recommandée néanmoins le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques .
- Les tassements calculés sous une semelle filante ancrée à 2.00 m de profondeur , de 1.00 m de largeur , soumise à une charge de 1.80 bar ; s'élèvent à 4.00 cm .



مدير الوحدة  
لعزيزي صالح

