

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur**

**Et de la Recherche Scientifique**

**Université A. MIRA - Bejaïa –**



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**En vu d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil**

**Option : Matériaux et structures**

**Thème :**

Etude d'un bâtiment (R+6+5 Entres sol) a  
usage d'habitation et commercial  
contreventé par un système mixte  
(Voile-Portique)

**Présenté par :**

M<sup>me</sup>: Merabet Hassiba née Rezgui

M<sup>elle</sup>: Boumedjmadjen Zohra

**Encadré par :**

M<sup>r</sup> : M.BOUZEROURA

**Jury:**

M<sup>r</sup>: BOUROUBA

M<sup>me</sup>: S.ATTIL

**Promotion : Année 2013-2014.**

# *Remerciements*

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

*A Mr M.BOUZEROURA : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Nous remercions NABILA ,Mr MEKLAT, et LYNDA pour leurs conseils tout au long de ce travail.*

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

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

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

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents*

- à mes sœurs (Bahia et Sabrina)*
- à mes frères (Salim, Aziz et Fouad)*
- à ma nièce (Hiba) et mon neveu (Anes)*
- à mon beau frère abdelkerim*

*Je ne saurai terminer sans cité :*

- Mes très cher(e)s ami(e)s*
- Ma binôme et sa famille*
- Tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire de fin d'étude, en particulier Mr MEKLAT Akli et Melle Lynda*
  
- Sans oublier la promotion 2014*



ZOHRA

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mon cher père qui à beaucoup donné pour moi, à ma très chère mère qui à toujours été à mes coté, à mon mari Salim qui n'a cessé de m'encourager.*

- à mes sœurs (Dalila, Chafika, Lydia)*
- à mon frère Mouloud*
- à mes nièces*
- à toute la famille REZGUI*
- à ma belle famille MERABET*

*Je ne saurai terminer sans cité :*

- Mes très cher(e)s ami(e)s*
- Ma binôme et sa famille*
- Tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire fin d'étude, en particulier Mr MEKLAT Akli et Melle Lynda*
- Sans oublier la promotion 2014*

HASSIBA

# Sommaire

---

## Chapitre I :

I.1	Présentation de l'ouvrage : .....	1
I.2	Description structurale : .....	1
I.3	Choix du contreventement : .....	2
I.4	Règlements et normes utilisés : .....	3
I.5	Etat limites : .....	3
I.6	Les hypothèses de calcul : .....	3
I.7	Les actions et les sollicitations : .....	4
I.8	Caractéristiques des matériaux : .....	6
I.9	Matériaux utilisés : .....	12

## Chapitre II:

II.1	Pré dimensionnement des éléments .....	13
II.2	Evaluation des charges et surcharges.....	25
II.3	Descente de charges pour le poteau P1.....	28
II.4	Calcul du poids propre des éléments revenant au poteau centrale (P2).....	32
II.5	Calcul du poids propre éléments revenant au poteau centrale (P3).....	33
II.6	Vérification pour le poteau le plus sollicité.....	37

## Chapitre III :

III.1	Etude des planchers : .....	41
III.1.1	Introduction : .....	41
III.1.2	Calcul des poutrelles : .....	41
III.2	Les dalles pleines : .....	71
III.3	Calcul de l'acrotère : .....	80

# Sommaire

---

III.4 L'ascenseur.....87

III.5 Etude des escaliers :.....95

## Chapitre IV :

IV.1 Introduction : ..... 109

IV.2 Méthodes de calcul : ..... 109

IV.3 Interpolation des résultats de l-analyse dynamique : ..... 119

## Chapitre V :

V.1. Etude des poteaux : ..... 125

V.1.5 Schéma de ferrailage des poteaux : ..... 134

V.2. Etude des poutres ..... 135

V.3. Etude des voiles ..... 150

## Chapitre VI:

VI.1 Choix du type des fondations : ..... 157

VI.2 Combinaisons d'actions à considérer : ..... 157

VI.3 Etudes des fondations : ..... 157

VI.3.1 Semelles isolées : ..... 157

VI.3.2 Semelle filante : ..... 159

VI.4 Voile périphérique : ..... 165

## Liste des figures :

### Chapitre I :

Figure .I.1 .Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I.2. Diagramme des contraintes du béton.....	8

### Chapitre II :

Figure .II.1. Coupe d'un plancher à corps creux .....	14
Figure II.2: Disposition des poutrelles.....	14
Figure .II.3.Schéma d'une poutrelle .....	15
Figure .II.4.Dalle sur deux appuis.....	16
Figure II.5.Dalle sur deux appuis .....	16
Figure II.6.Dalle sur deux appuis .....	16
Figure II.7.Détail d'un escalier .....	17
Figure .II.8 .Vue en plan et en 3D .....	18
Figure II.9 .vue en plan d'escalier .....	18
Figure II.10.Schéma statique de la volée .....	18
Figure II.11.Schéma statique de l'escalier .....	19
Figure II.12 : Schémas de l'acrotère (terrasse inaccessible) .....	20
Figure II .13 : Cage d'ascenseur.....	24
Figure II .14 .Surface qui revient au poteau P1 .....	29
Figure II.15 .Schéma statique de la décente de charge .....	30
Figure II .16 Surface qui revient au poteau P2.....	32
Figure II .17 .Surface qui revient au poteau P3 .....	35

### Chapitre III :

Figure III.1.Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	70
Figure III.2.Schéma statique de la dalle sur 2appuis.....	71
Figure III.3.schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	74
Figure .III.4.Schéma statique de la dalle sur 2appuis.....	74
Figure .III.5.schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	76
Figure .III.6.Dalle sur 2 appuis.....	77
Figure III.7.Section de la dalle pleine a ferrillée .....	78
Figure.III.8. schéma de ferrailage de la dalle pleine type3 .....	80

Figure.III.9.Schéma statique de l'acrotère .....	81
Figure .III.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	86
Figure.III.11. Schéma statique et concept d'ascenseur. ....	87
Figure.III.12.Cage d'ascenseur. ....	87
Figure.III.13.Schéma représentant la surface d'impact. ....	90
Figure.III.14.Vue en coupe du ferrailage de la dalle. ....	95
Figure.III.15. Schéma statique d'escalier .....	95
Figure .III.16. Section de calcul.....	96
Figure III .17. Disposition des armatures dans la paillasse. ....	99
Figure.III.18.schéma statique de la poutre brisée .....	99
Figure.III.19: schéma de ferrailage de l'escalier .....	101
Figure.III.20: Section creuse équivalente.....	104
Figure.III.21: Schéma de ferrailage de la poutre brisée. ....	106
Figure.III.22: Schéma statique de la poutre de chaînage .....	106
Figure.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage. ....	109

#### **Chapitre IV :**

Figure IV.1: Spectre de réponse. ....	116
Figure IV.2 : Disposition des voiles .....	117
Figure IV.3: 1 <sup>er</sup> mode (translation selon X). ....	118
Figure IV.4: 2 <sup>eme</sup> mode (translation selon Y). ....	119
Figure IV.5: 3 <sup>eme</sup> mode (torsion autour de Z).....	119

#### **Chapitre V :**

Figure V.1. Dispositions constructives des portiques. ....	137
Figure V.2. Les moments dans zone nodale.....	147
Figure .v.3. 1Schéma de ferrailage du voileV <sub>x1</sub> (commerce et service). ....	156

## **Chapitre VI :**

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée .....	158
Figure VI.2: semelle filante.....	159
Figure VI.3: schéma statique de la poutre de rigidité. ....	162
Figure VI.4 : schéma de ferrailage de la semelle filante.....	165
Figure VI.5 : Diagramme des contraintes. périphérique. ....	167

## Liste des tableaux :

### Chapitre I :

Tableau I.3. $f_e$ en fonction du type d'acier. ....	11
--	----

### Chapitre II :

Tableau .II.1. Sections préalables des poteaux. ....	24
Tableau .II.2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.....	25
Tableau .II.3. Evaluation de charge et surcharge de la terrasse accessible .....	25
Tableau.II.4. Evaluation des charges du plancher étage courant .....	26
Tableau .II.5. Evaluation des charges de la dalle pleine.....	26
Tableau .II.6. Evaluation des charges du palier .....	27
Tableau .II.7. Evaluation des charges de la volée. ....	27
Tableau .II.8.Evaluation des charges des murs extérieures .....	27
Tableau .II.9.Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère de terrasse inaccessible .....	28
Tableau .II.10.Poids propres des poteaux. ....	29
Tableau.II.11. Descente des charges pour le poteau P1 .....	31
Tableau.II.12. Descente des charges pour le poteau P2 .....	31
Tableau.II.13. Descente des charges pour le poteau P3 .....	35
Tableau. II.14.Vérification des poteaux à la compression simple. ....	38
Tableau. II.15. vérification au flambement des poteaux. ....	39

### Chapitre III :

Tableau III.1. Charges et surcharges revenant aux poutrelles .....	44
Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU. ....	49
Tableau III.3.Sollicitations à l'ELS.....	50
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU. ....	50
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS.....	51
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU. ....	51
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS.....	52
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU. ....	52
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS.....	52
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU. ....	53

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS .....	54
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU. ....	54
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS .....	55
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELU. ....	55
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS. ....	55
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU. ....	55
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS. ....	56
Tableau III. 19. Les sollicitations maximales sur toutes les poutrelles .....	57
Tableau III. 20. Les sollicitations maximales. ....	57
Tableau III.21. Calcul des sections d'armatures des poutrelles. ....	66
Tableau III.22.vérification des armatures longitudinale au cisaillement.....	67
Tableau III.23.Vérification des états limite de compression du béton. ....	67
Tableau III.24. Vérification des états limite de déformation. ....	68
Tableau III.25.Vérification d'état limite de compression du béton .....	76
Tableau III.26.Vérification d'état limite de compression du béton .....	76
Tableau III.27. Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur. ....	78
Tableau III.28.Vérification d'état limite de compression du béton. ....	79
Tableau III.29. Evaluation des charges verticales sur l'acrotère .....	80
Tableau III.30. Combinaison d'action de l'acrotère.....	81
Tableau .III.31. Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur. ....	88
Tableau .III.32.Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée).....	91
Tableau .III.33.Sollicitations sur la volée d'étage courant. ....	96
Tableau .III.34. Ferrailage d'escalier .....	96
Tableau .III.35. Calcul de ferrillages. ....	100
Tableau .III.36.Les sollicitations dans la poutre .....	103
Tableau .III.37.Le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple. ....	103
Tableau .III.38.Armatures longitudinales de la poutre de chaînage. ....	107

#### **Chapitre IV :**

Tableau IV.1 : valeur des pénalités. ....	110
Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique. ....	116
Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales. ....	119
Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales. ....	119
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques. ....	120

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	121
Tableau IV.7: Vérification des déplacements. ....	121
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	123

## Chapitre V :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux. ....	126
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux : .....	127
Tableau V.3 1. Calcul des armatures longitudinales : .....	129
Tableau V.4. Calcul des armatures transversales: .....	130
Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux : .....	132
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux : .....	133
Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux : .....	134
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires. ....	139
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles. ....	142
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	142
Tableau V.12. État limite de compression du béton .....	143
Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres : .....	144
Tableau V.14. Section de ferrailage des poutres .....	144
Tableau V.15 Les moments résistants dans les poteaux : .....	148
Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres : .....	148
Tableau V.17. Vérification des zones nodales .....	149
Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}$ . ....	152
Tableau V.19. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1}$ . ....	152
Tableau V.20. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2}$ . ....	153
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}$ . ....	153
Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y1}$ . ....	154
Tableau V.23. Sollicitations de calcul dans le voile $V_{y2}$ . ....	155

## **Chapitre VI :**

Tableau VI.1: ferrailage de la poutre de rigidité .....	162
Tableau VI.2: résumé des résultats (vérification des contraintes). .....	163
Tableau VI.3 : Section des armatures le voile périphérique. ....	168
Tableau VI.4: Vérification des contraintes pour le voile périphérique. ....	170
Tableau VI.5: Augmentation des sections d'armatures pour le voile périphérique. ....	170
Tableau VI.6: Vérification des contraintes pour le voile périphérique après augmentation des sections d'armature.....	170

# Symboles Et Notations

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**Au** : Section d'aciers pour l'ELU.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

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

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

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

**C** : Constante de compressibilité.

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

$C_u$  : La cohésion du sol ( $\text{KN/m}^2$ ).

$C_r$  : Cohésion réduite.

**D** : Diamètre.

$D_e$  : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

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

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

$E_i$  : Module d'élasticité instantanée.

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

$E_{oed}$ : Module oedométrique.

$E_s, E_c$  : Sont les modules de déformation.

**F** : Force ou action générale.

$F_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$F_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

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

$H_c$  : la profondeur critique (m).

**I** : Moment d'inertie ( $\text{m}^4$ )

**Q** : Charge variable.

**Q** : Facteur de qualité .

**L** : Longueur ou portée.

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

**$M$**  : Moment en général.

**$M_a$**  : Moment sur appui.

**$M_u$**  : Moment de calcul ultime.

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

**$M_t$**  : Moment en travée.

**$N_{c \max}$ ,  $N_{q \max}$**  : Termes de portance pour les fondations profondes.

**$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$**  : Termes de portance pour les fondations superficielles.

**$N_s$**  : Effort normal de service.

**$N_u$**  : Effort normal ultime

**$N_r$**  : Poids du radier (KN).

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

**$N_{Tot}$**  : Poids total transmis par la superstructure (KN).

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

**$P_{radier}$**  : Poids du radier (KN).

**$Q_P$**  : Résistance de pointe d'un pieu.

**$Q_S$**  : Frottement latéral.

**$Q_L$**  : Charge limite d'un pieu.

**$R$**  : coefficient de comportement global.

**$S$**  : Section.

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

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

**$St$**  : Espacement des armatures.

**$T$**  : Effort tranchant.

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

**$V$**  : Effort tranchant.

**$V_{ser}$**  : Effort normal en service.

**$V_u$**  : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

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

**$W_{Q_i}$**  : Charges d'exploitation.

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

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

**$Z$**  : Coordonnée d'altitude, bras de levier

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

$a$  : Epaisseur.

$b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section

$d$  : Hauteur utile.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$e$  : Indice des vides.

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

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

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

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

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

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide ( $t/m^3$ ).

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

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

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

$\Delta e$  : Variation des indices des vides.

$q_{s\ max}$  : Frottement latéral unitaire limite

$q$  : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

$q_u$  : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

$q$  : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

$k_c$  : Coefficient de portance.

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

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

$\Delta\sigma$  : Variation de la contrainte effective (bars).

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

$\alpha$  : Coefficient dépendant de la nature de sol.

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

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

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

# Notations

$|X|$  : Valeur absolue de X.

$\Rightarrow$  : Implique

$\Leftrightarrow$  : Equivalent à.

$\rightarrow$  : Dans le cas....

$*$  : Multiplication.

### **INTRODUCTION GENERALE :**

Les tremblements de terre sont des phénomènes irréversibles qui provoquent des catastrophes naturelles parmi les plus imprévisibles et inévitables, auxquels sont soumis les populations et les biens. Ils prélèvent chaque année leur lot de victimes et font régresser économiquement les régions touchées.

Le risque sismique dépend d'une part de la probabilité d'occurrence du séisme, donc de l'aléa sismique et, d'autre part de la vulnérabilité des constructions existantes.

Ces tremblements de terre se sont toujours produits, il se produira d'autre à l'avenir.

Faute de pouvoir les éviter, on doit chercher à limiter leurs dommages par des mesures de prévention. Dans la majorité des cas, l'ampleur des dommages est imputable à des choix conceptuels inadéquats à tous les niveaux ou à une négligence dans la réalisation et son contrôle.

Les dommages causés par les séismes pourraient être réduits si certaines règles adoptées globalement sont respectées, telles qu'un dimensionnement adéquat, une bonne conception en général. Enfin, d'une mise en œuvre exécutée dans les règles de l'art.

La prévention du risque sismique doit constituer une préoccupation à tous les stades d'un projet de réalisation. C'est dans cette optique que notre projet est conçu.

Le projet qui nous a été confié, est l'étude d'un bâtiment (R+6+5 entresols), Il regroupe à la fois commerces, service et d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques). Ce travail est structuré en six chapitres principaux :

Nos trois premiers chapitres se résumes au calcul statique, ensuite nous entamant l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le SAP2000, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

**Introduction**

L'étude d'un bâtiment en génie civil nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois résistante et économique.

Pour qu'une étude de génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

**I.1 Présentation de l'ouvrage :**

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+6+05entresols) à usage d'habitations, service et commerce.il est implanté à Ibourassen, commune d'oued Ghir, wilaya de Bejaïa, au côté Est de la garde communale.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA-2003) la région de Bejaïa est située dans la zone de moyenne sismicité(ZIIA).

**I.1.1 Caractéristique de la structure**

Les caractéristiques de la structure sont :

- Hauteur totale de la structure : 41.44m
- Hauteur de l'entre sol : 3.10m
- Hauteur de service : 3.06
- Hauteur du R.D.C et des étages courants : 3.10
- Largeur des entres sol: 9.16m
- Largeur des étages courant et RDC : 17.00m
- Longueur de bâtiment : 32.60m

**I.2.1 Donnée du site :**

- d'après le RPA99 /version 2003, l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le sol de notre site est constitué de des roches de catégorie S1.
- La contrainte admissible du sol est de 3 bars avec un ancrage de 2m.

**I.2 Description structurale :**

- ❖ Les plancher : sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

- ❖ Les escaliers : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ L'ascenseur :
- ❖ Les cloisons et les façades.
- ❖ L'acrotère : c'est l'élément encastré dans le plancher terrasse, dans notre projet on a deux types d'acrotères :
  - Terrasse inaccessible.
  - Terrasse accessible : qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde-corps.
- ❖ L'infrastructure : elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
  - Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
  - Limiter les tassements les déplacements horizontaux.
  - Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

### **I.3 Choix du contreventement :**

La conception du système de contreventement de l'ouvrage est faite en application de RPA99 (version 2003). Répondant aux conditions de l'article 4-b du RPA99/ version 2003 et dépassant 14.00m, le contreventement sera assuré par un système mixte avec justification d'interaction portique-voiles. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

**I.4 Règlements et normes utilisés :**

DTR B.C.2.48

CBA93

BAEL

**I.5 Etat limites :****I.5.1 Définition :**

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

**I.5.2 États limite ultimes (ELU) :**

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

On distingue :

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

**I.5.3 Etats limite de service (ELS) :**

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

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

**I.6 Les hypothèses de calcul :****❖ ELU :**

- 1- conservation des sections planes
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction de béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰, dans le cas de flexion simple ou composé, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma, \epsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement composée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

**❖ ELS :**

- 1- les hypothèses citées précédemment 1, 2 et 3
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques  $\sigma = E\epsilon$
- 3-  $n = E_s/E_b = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton
- 4- on ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé .

Une action peut être définie comme un ensemble de force ou de couple de force appliquée à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

**I.7 Les actions et les sollicitations :****I.7.1 Les différents types d'actions :****➤ Les actions permanentes (G) :**

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

➤ **Les actions variables(Q) :**

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

➤ **Les actions accidentelles(F<sub>A</sub>) :**

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

## I.7.2 Valeurs de calcul des actions à l'ELU :

### a) Combinaison d'actions à l'ELU :

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

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

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

$\psi_{0i}$  = coefficient de pondération.

❖ **Situation accidentelle :**

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

$F_A$ : 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.

$$\psi_{li} = \begin{cases} 0.15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b) Combinaison d'action à l'ELS :**

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

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

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble de l'action permanente défavorable.

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

- Combinaisons de calcul :

Pour déterminer les sollicitations et les déformations on considère les combinaisons de calcul suivantes :

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

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

**I.8 Caractéristiques des matériaux :****I.8.1 Concept du Béton Armé :**

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

De plus, le béton a un comportement fragile.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %). Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

## a) Le béton :

Le béton est un mélange du ciment, du sable, du gravier et de l'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

## ❖ Résistance du béton :

## – Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93) :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

- Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} \end{array} \right.$$

La figure 1, Donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

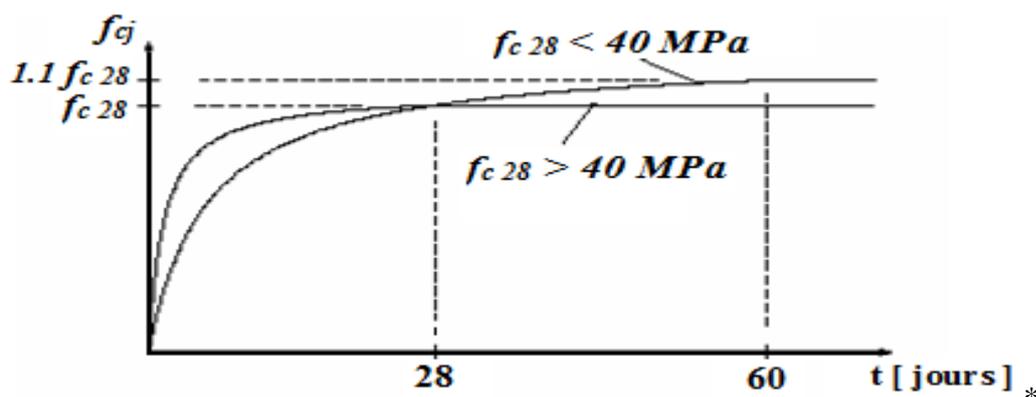


Figure .I.1 .Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour 1m<sup>3</sup> de béton courant doser à 350kg de CEM II, la résistance moyenne  $f_{c28}$ , Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

- **Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

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

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

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

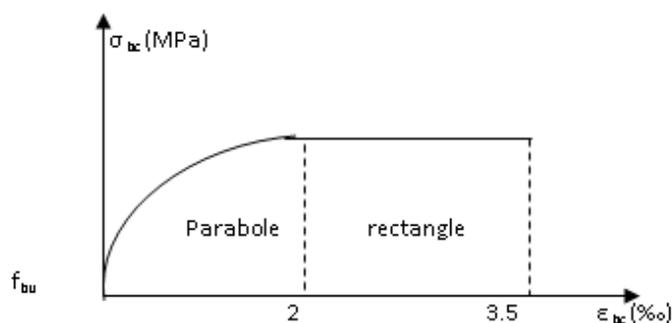
- **Contraintes limites :**

❖ **Etats limites ultimes :**

➤ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul a l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



**Figure I.2.** Diagramme des contraintes du béton

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.  $\gamma_b = 1.5$  en situation durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelles.

$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$  POUR  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$  pour  $\gamma_b = 1.15$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

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

$$\begin{cases} \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service :**

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

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

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$  ,  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

- **Déformation longitudinale du béton:**

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

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

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

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

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

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

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

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

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

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

➤ **Module déformation transversale :**

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

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

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

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

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

$$\nu = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta l/l_0} = \frac{\xi_t}{\xi_l}$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_l$ : déformation limite longitudinale.

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

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

**b) L'acier**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements très faibles), de l'ordre de 500MPa, lorsqu'un traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %) et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

- **Résistance caractéristiques de l'acier :**

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

❖ **Contraintes limites  $\sigma_s$**

➤ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas general} \\ 1 & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  est le coefficient de sécurité.

➤ **ELS**

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

1<sup>er</sup> cas : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

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

2<sup>ème</sup> cas : fissuration préjudiciable [FP-extérieur]

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e ; 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

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

3<sup>ème</sup> cas : fissuration très préjudiciable (FTP-milieus agressifs) :

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

$$\begin{cases} \eta = 1 & : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta = 1.6 & : \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

- **Principales armatures utilisées :**

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

	Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

- **Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :**

Le diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hook ( $\sigma = E_e$ ) pente  $E = 2 * 10^5 \text{ MPa}$  indépendante de la nuance.
- Droites horizontale limitée à 10% (déformation maximale)

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

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

$\sigma_s$  : est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas courant} \\ 1 & \text{combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

**I.9 Matériaux utilisés :**

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	<ul style="list-style-type: none"> <li>❖ Résistance caractéristique (<math>f_{c28}</math>)</li> <li>❖ Contrainte limite à l'ELU :                             <ul style="list-style-type: none"> <li>• Situation durable</li> <li>• Situation accidentelle</li> </ul> </li> <li>❖ contrainte limite à l'ELS (<math>\sigma_{bc}</math>)</li> <li>❖ module de déformation longitudinale instantanée (<math>E_{ij}</math>)</li> <li>❖ module de déformation longitudinale différée <math>E_{vj}</math></li> </ul>	<p>25</p> <p>14.2</p> <p>18.45</p> <p>15</p> <p>32164.19</p> <p>10721.39</p>
Acier	<p>Limite d'élasticité</p> <p>Module d'élasticité</p> <p>Contrainte de calcul à l'ELU :</p> <p style="padding-left: 40px;">Situation courante</p> <p style="padding-left: 40px;">Situation accidentelle</p> <p>Contrainte à l'ELS :</p> <p style="padding-left: 80px;">FPN</p> <p style="padding-left: 80px;">FN</p> <p style="padding-left: 80px;">FTN</p>	<p>400</p> <p><math>2 \cdot 10^5</math></p> <p>400</p> <p>348</p> <p>/</p> <p>201.6</p> <p>176</p>

## Introduction

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

- Eléments structuraux: Poutres, poteaux et voile.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

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

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

### II.1. Pré dimensionnement des éléments

#### II.1.1 Eléments secondaires

##### 1 Les planchers

###### 1.a .Plancher à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

–  $h_t$ : hauteur totale du plancher.

–  $L$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L = 470 - 30 = 440.$$

$$h_t = \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_0 = 16 + 4$ ) = 20 cm

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

Comme le marché nous impose généralement la hauteur du corps creux  $h = 16 \text{ cm}$ , donc on adopte pour la hauteur du plancher  $h_t = 20 \text{ cm}$  ( $16 + 4$ ) tel que 4 cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

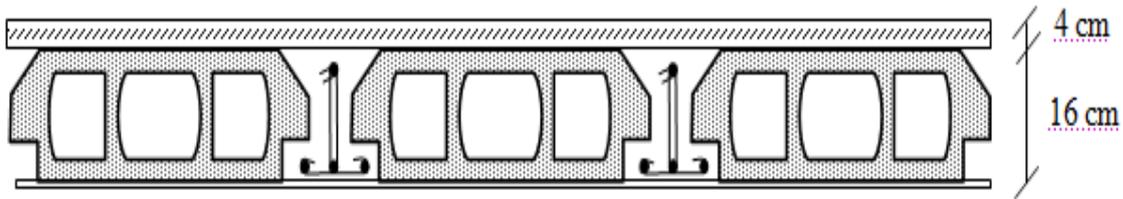


Figure .II.1. Coupe d'un plancher à corps creux

✓ **Disposition des poutrelles :**

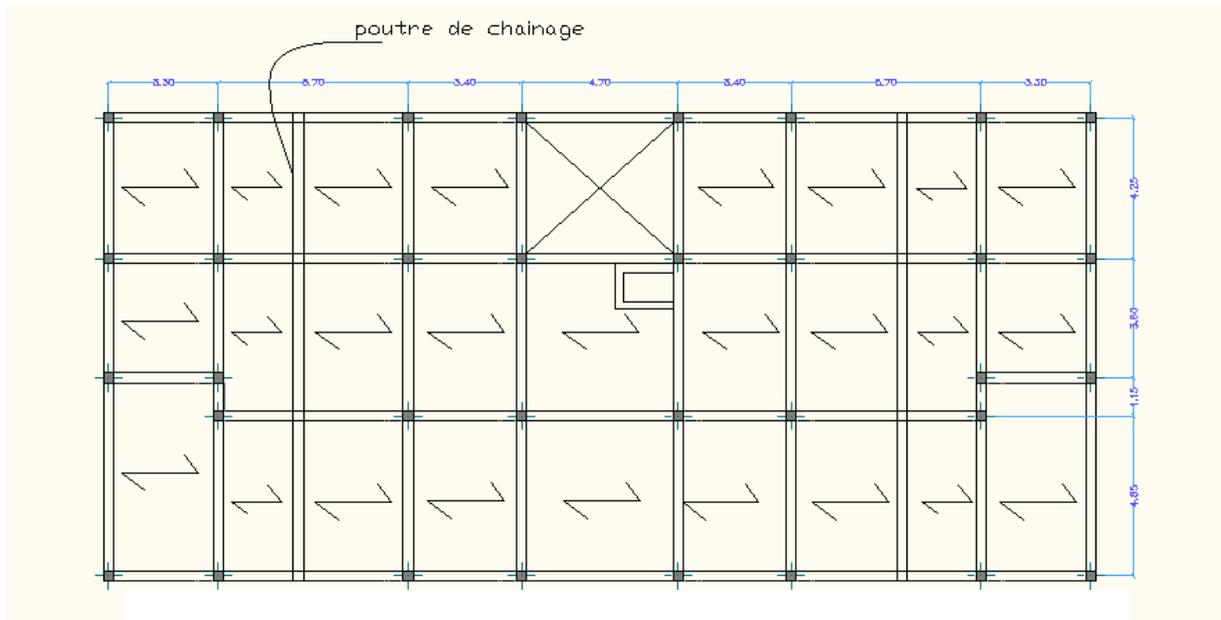


Figure II.2: Disposition des poutrelles.

- **Les poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

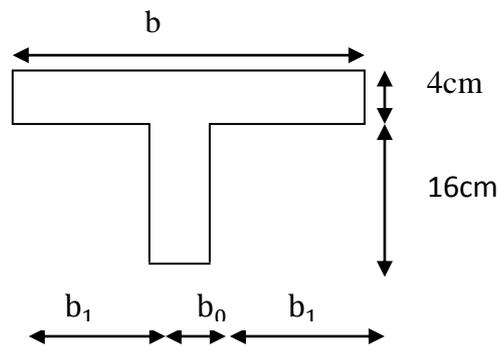
Elles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

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

$l_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 300\text{cm}$ ).

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher.



**Figure .II.3.**Schéma d'une poutrelle

$b_0 = 10\text{cm}$  largeur de la nervure

$l_x = 55\text{cm}$  distance entre nus de poutrelles.

$l_y = 300\text{cm}$  distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$h_0 = 4\text{cm}$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 16\text{cm}$  hauteur totale de la poutrelle.

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

### 1.b Pré dimensionnement des dalles pleines

#### ➤ Résistance au feu

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

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

$e \geq 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

#### ➤ Isolation phonique :

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

#### ➤ Résistance à la flexion :

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

- $e \geq \frac{l_x}{20}$  dalle reposant sur un seul appui.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$  dalle reposant sur deux appuis.
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  dalle reposant sur trois ou quatre appuis.

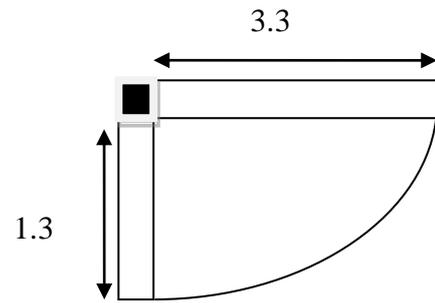
\* **Panneau sur 02 appuis :****Type 1 :**

Ce panneau de dalle a une portée égale à :

$$L_x=145\text{cm.}$$

On aura donc :

$$\frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \rightarrow 3.71 \leq e \leq 4.33$$



**Figure .II.4.**Dalle sur deux appuis

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable

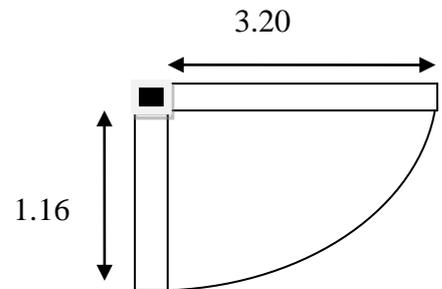
On prend : **e= 14 cm**

**Type 2 :**

Ce panneau de dalle a une portée égale à :

$$L_x=116\text{cm.}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{116}{35} \leq e \leq \frac{116}{30} \rightarrow 3.31 \leq e \leq 3.86$$



**Figure II.5.**Dalle sur deux appuis

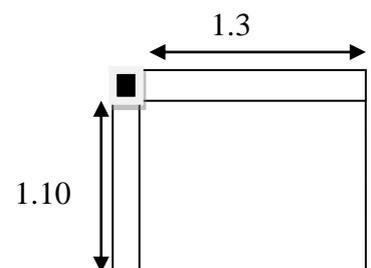
On prend : **e= 14 cm**

**Type 3 :**

Ce panneau de dalle a une portée égale à :

$$L_x=110\text{cm.}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \rightarrow 3.14 \leq e \leq 3.66$$

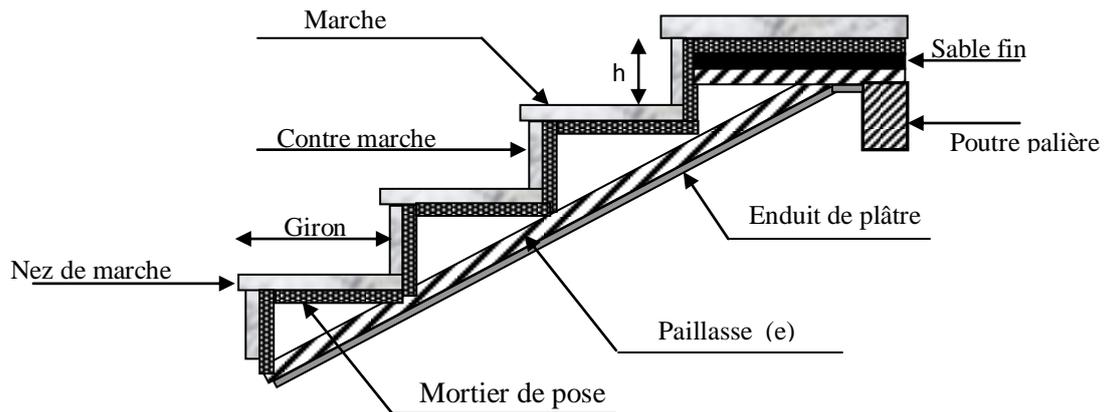


**Figure II.6.**Dalle sur deux appuis

On prend : **e= 14 cm**

**2. Les escaliers :**

L'escalier est un élément secondaire en béton armé conçu sur place. il est constitué d'une succession de marche permettant le passage d'un niveau a un autre.



**Figure II.7.**Détail d'un escalier

Les différents éléments qui constituent un escalier sont :

$h$  : hauteur de la contre marche.

$g$  : largeur de marche.

$H_0$  : hauteur à franchir avec une volée.

$L$  : la portée totale projetée.

$n$  : nombre de contre marche.

• **Pré dimensionnement des escaliers :**

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

La hauteur  $H$  de contremarche se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de **BLONDEL** qui les lie est :

$$2h+g=m \quad \text{avec } 59 \leq m \leq 65 \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

$$g = \frac{10}{n-1} \times n : \text{nombre de contre marches et } n-1 : \text{nombre de marches. } h = \frac{H_0}{n}$$

-Escalier a trois volées a double palier de repos.

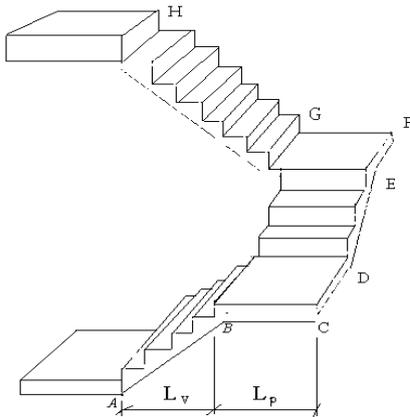


Figure II.8 .Vue en plan et en 3D

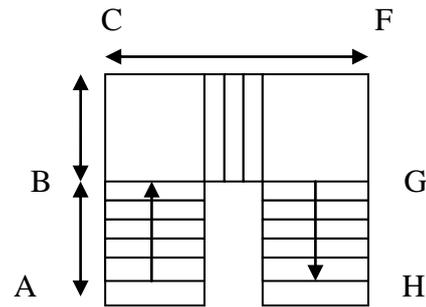


Figure II.9 .vue en plan d'escalier

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :

- ✓ la volée (A-C)

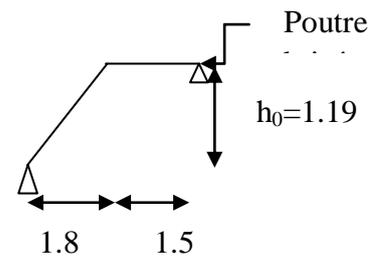


Figure II.10.Schéma statique de la volée

➤ **Epaisseur de la pailasse :**

La longueur développée est :  $l = l_v + l_p$

Avec :  $l_v$  : longueur de la volée.

$l_p$  : longueur des paliers.

$$l = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p = \sqrt{1.19^2 + 1.8^2} + 1.5$$

$$l = 3.65m \begin{cases} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{365}{30} \leq e \leq \frac{365}{20} \Rightarrow 12.16 \leq e \leq 18.25 \\ e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe feu.} \end{cases}$$

On prend :  $e = 17 \text{ cm}$

❖ **Calcul de h et g : on a :**  $\begin{cases} l_0 = 1.8m \\ h_0 = 1.19m \end{cases}$

En résolvant l'équation :  $64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$

$$64n^2 - 482n + 238 = 0$$

On trouve :  $n=7$  c.-à-d. :  $\begin{cases} 7 \text{ contre marches.} \\ 6 \text{ marche.} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{6} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h_0}{7} \Rightarrow \frac{119}{7} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

$$a = 119/180 = 33.46$$

❖ La volée (C-D)

-Schéma statique de l'escalier

❖ Epaisseur de la paillasse :

$$l = 3.5 + \sqrt{0.9^2 + 0.68^2} = 462 \text{ cm} = 4.62 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{462}{30} \leq e \leq \frac{462}{20} \Rightarrow 15.4 \leq e \leq 23.1 \\ e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe feu.} \end{cases}$$

On prend :  $e = 17 \text{ cm}$

❖ Calcul de  $h$  et  $g$  : on a :  $\begin{cases} l_0 = 0.9 \text{ m} \\ h_0 = 0.68 \text{ m} \end{cases}$

En résolvant l'équation :  $64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0$$

On trouve :  $n=4$  c.-à-d. :  $\begin{cases} 4 \text{ contre marches.} \\ 3 \text{ marche.} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{3} \Rightarrow g = \frac{90}{3} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h_0}{4} \Rightarrow \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

La condition de conformité :

$59 \leq 2h + g \leq 66$  .....relation de BLANDEL

$$\rightarrow 59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \rightarrow 59 \leq 65 \leq 66$$

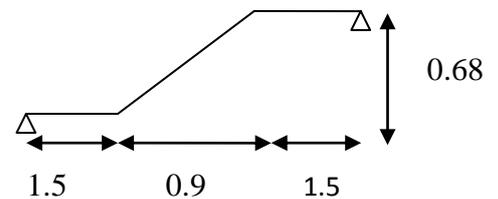


Figure II.11. Schéma statique de l'escalier

### 3 . L'acrotère:

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

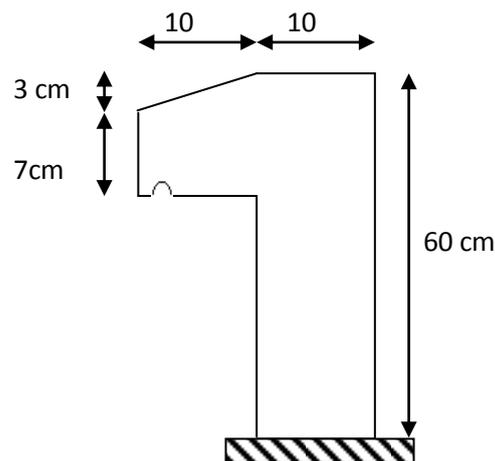
Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend  $H=100\text{cm}$

$$S=0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S=0.0685\text{m}^2.$$



**Figure II.12 :** Schémas de l'acrotère (terrasse inaccessible)

#### II.1.2. Eléments structuraux

##### 1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

**1.a. Les poutres principales :**

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appui, Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition de la flèche selon CBA93 :

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

Avec :

**L<sub>max</sub>** : longueur de la portée maximale de la poutre considérée entre nus d'appuis.

On a deux types des poutres principales

**Type 1**

$$L_{\max} = 600 - 30 = 570 \text{ Cm}$$

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 57$$

On prendre :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 45)$

- vérification

Selon les recommandations du RPA99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \text{Vérier}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

**Type 2**

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ Cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30.33 \leq h \leq 45$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 40)$

- **vérification**

Selon les recommandations du RPA99 (version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \text{Vérifier}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

**1.b .Les poutres secondaires :**

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèches du CBA93 :

**Type 1 :**

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \leq e \leq 54$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : (b\*h) = (30\*45)

- **vérification**

Selon les recommandations du RPA99 (version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \text{Vérifier}$$

**Type 2 :**

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq e \leq 44$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : (b\*h) = (30\*40)

- **vérification**

Selon les recommandations du RPA99 (version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right. \text{Vérierifier}$$

## 2 .Les voiles de contreventement :

Selon le RPA 99/version2003 le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile ( $e_{\min}$ ) est de 15 cm.

1) La hauteur libre d'étage du commerce est :  $408-20=388$  cm

$$e \geq \max \left( 15 ; \frac{h_e}{20} \right) \quad ; e \geq 19.4 \text{ cm}$$

Donc  $e = 20$  cm

2) hauteur libre d'entre sol 1 :  $306-20=286$  cm

$$e \geq \max \left( 15 ; \frac{h_e}{20} \right) \quad ; e \geq 14.3 \text{ cm}$$

Donc  $e = 20$  cm

Et pour les autre étages la hauteur libre est :  $310-20=290$ cm

$$e \geq \max \left( 15 ; \frac{h_e}{20} \right) \quad ; e \geq 14.5 \text{ cm}$$

Donc  $e = 20$  cm

Donc l'épaisseur des voiles dans notre structure :

$e = 20$  cm

### -vérification :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement, sa largeur minimale doit être :

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

On optera pour une largeur minimale de 85 cm

## 3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique (II a)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuée la décente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citée ci-dessus :

**Tableau .II.1.** Sections préalables des poteaux.

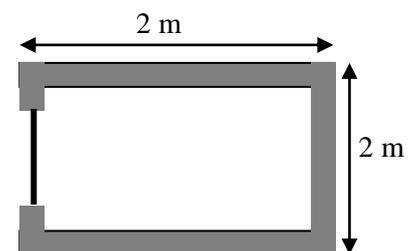
Etage	Commerce	service	Entre Sol 1+2	entre sol 3	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6+7
S (cm <sup>2</sup> )	40×50	40×50	40×45	35×45	35×45	35×40	30×40	30×40

#### 4 .Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur. L=200 cm
- l : Largeur de l'ascenseur
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F<sub>c</sub> : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P<sub>m</sub> : Charge due à l'ascenseur = 15KN.



**Figure II .13 :** Cage d'ascenseur.

**II.2. Evaluation des charges et surcharges :****II.2.1 .Plancher corps creux :****a . Plancher terrasse inaccessible****Tableau .II.2 :** évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
4	Forme de pente (1%)	0.065	22	1.43
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		$G_{\text{terrasse}}=5.56\text{Kn/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q=1.00\text{Kn/m}^2$		

**b. Plancher terrasse accessible :****Tableau .II.3.** Evaluation de charge et surcharge de la terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.20	14	2.80
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	18	0.72
Forme de pente	0.065	22	1.43
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			$G = 6.47$
Charge d'exploitation			$Q = 1.5$

## c. Plancher étage courant

**Tableau.II.4.** Evaluation des charges du plancher étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0.10	0.1	1
Charge permanente totale				G = 5,2
Surcharge d'exploitation pour l'étage d'habitation				Q = 1,50 KN
Surcharge d'exploitation pour le service				Q=2.5 KN
Surcharge d'exploitation pour le commerce				Q=3.5

## II.2.2 .Dalle pleine

## a. les balcons :

**Tableau .II.5.** Evaluation des charges de la dalle pleine

	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Garde-corps	/	/	1
Charge permanente totale				G = 5,9
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

**b. Les escaliers****b.1 .Palier :****Tableau .II.6.** Evaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.14	25	3.5
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4.9
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

**b .2.La Volée :****Tableau .II.7.** Evaluation des charges de la volée.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Marches	17· (1/2)	22	1.87
5	Paillasse	17/ (cosα)	25	5.25
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 8.52
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

**II.2.3 Murs de facade en double cloisons :****Tableau .II.8.**Evaluation des charges des murs extérieures

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'air	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2,85

- **Acrotère terrasse inaccessible :**

**Tableau .II.9.**Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère de terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m)
Poids propre de l'acrotère	0.1	25	1.712
Enduit de ciment intérieur	0.02	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	0.02	20	0.24
Charge permanente total			G = 2.19
Charges d'exploitations			Q = 1

**II.3. Descente de charge pour le poteau P1 :**

- Poutres Principales (35×45).
- Poutres Secondaires (30×40).
  - Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_{\text{corps creux}}$
  - Surface d'escalier :  $S_{\text{escalier}} = S_4$
  - Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
  - Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

**II.3.1 Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau (P1)**

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est :  $P = 25 \times S \times h$

h : hauteur d'étage

S : surface du poteau (b × h)

Tableau .II.10.Poids propres des poteaux.

Etage	Commerce	service	Entre Sol 1+2	entre sol 3	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6+7
S (m <sup>2</sup> )	0.20	0.20	0.18	0.157	0.157	0.14	0.12	0.12
Poids (kN)	20.4	15.3	13.95	12.16	12.16	10.85	9.3	9.3

### II.3.2 Calcul des surfaces afférentes :

Pour la charge d'exploitation terrasse inaccessible

$$S = (2.275 + 2.225 + 0,3) \times (1.55 + 0,3 + 2.7) = 21.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Etage courant, RDCS} = 21.84 - (0,3 \times 0,3) = 2.275$$

Pour les entres sols + service + commerce

$$S = 11.48 - (0,3 \times 0,3) = 11.39 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente (etage courant RDC)

$$S = (2.7 \times 2.225) + (1.55 \times 2.225) + (2.7 \times 2.275) + (1.55 \times 2.275)$$

Pour la charge permanente (entre sol+service+commerce)

$$S = (2.7 \times 2.225) + (1.55 \times 2.225) = 9.45 \text{ m}^2$$

#### ➤ Poids des planchers

- terrasse inaccessible

$$G_{\text{corps creux}} = 5.56 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.56 \times 19.125 = 106.335 \text{ KN} ; \quad Q = 1 \times 21.84 = 21.84 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant + RDC

$$G = 5,2 \times 19.125 = 99.45 \text{ KN} ; \quad Q = 1.5 \times 21.75 = 32.652 \text{ KN}$$

- Plancher des entres sol :

$$G = 5,2 \times 9.45 = 49.14 \text{ KN} ; \quad Q = 1.5 \times 11.39 = 17.085 \text{ KN}$$

- Plancher de service

$$G = 5,2 \times 9.45 = 49.14 \text{ KN} ; \quad Q = 2.5 \times 11.39 = 28.475 \text{ KN}$$

- Plancher de commerce

$$G = 5,2 \times 9.45 = 49.14 \text{ KN} ; \quad Q = 5 \times 11.39 = 56.95 \text{ KN}$$

- Poids des poutres

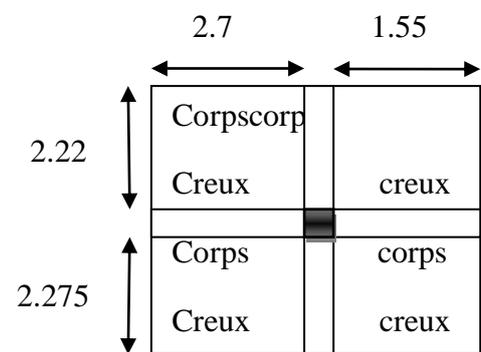


Figure II .14 .Surface qui revient au poteau P1

$$G_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 4.8 = 14.4 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 4.25 = 12.75 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 20,55 + 15,12 = 27.15 \text{ KN}$$

**II.3.3 .Loi de dégression des charges d’exploitations en fonction du nombre d’étages**

La loi de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d’étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié

➤ **La loi de dégression des charges d’exploitation**

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

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :..... $Q_0$ .
- Sous le dernier étage :..... $Q_0 + Q_1$ .
- Sous l’étage immédiatement inférieur :..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous l’étage immédiatement inférieur :..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  :..... $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

Dans ce projet les surcharges d’exploitation ne sont pas égales.

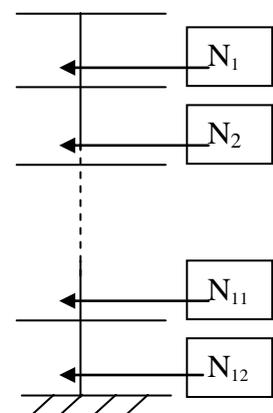
$Q_1, \dots, Q_{10}$  : La surcharge d’exploitation sur les étages à usage d’habitation + RDC

$Q_0$  : La surcharge d’exploitation sur la terrasse inaccessible

$Q'$  : La surcharge d’exploitation sur le service

$Q''$  : La surcharge d’exploitation sur le commerce

- N1 :  $Q_0 = 21.84 \text{ KN}$
- N2 :  $Q_0 + Q_1 = 54.492 \text{ KN}$
- N3 :  $Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 83.87 \text{ KN}$
- N4 :  $Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 110 \text{ KN}$
- N5 :  $Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 132.85 \text{ KN}$
- N6 :  $Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 152.448 \text{ KN}$



**Figure II.15 .Schéma statique de la décente de charge**

$$N7 : Q_0 + \frac{3+6}{2*6} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 168.774 \text{ KN}$$

$$N8 : Q_0 + \frac{3+7}{2*7} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 173.98 \text{ KN}$$

$$N9 : Q_0 + \frac{3+8}{2*8} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 180.02 \text{ KN}$$

$$N10 : Q_0 + \frac{3+9}{2*9} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 186.618 \text{ KN}$$

$$N11 : Q_0 + \frac{3+10}{2*10} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) + Q_{10} = 210.973 \text{ KN}$$

$$N12 : Q_0 + \frac{3+11}{2*11} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) + Q_{10} + Q_{11} = 264.828 \text{ KN}$$

**Tableau.II.11.** Descente des charges pour le poteau P1

Niveau	Eléments	G KN	Q KN
N1	Plancher terrasse inaccessible (16+4)	106.335	
	Poutres	27.15	
	poteau (30×40)	9.3	
	<b>Total</b>	<b>142.785</b>	<b>21.84</b>
N2	Venant de N <sub>1</sub>	142.785	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (30×40)	9.3	
	<b>Total</b>	<b>278.685</b>	<b>54.492</b>
N3	Venant de N <sub>2</sub>	278.685	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (30×40)	9.30	
	<b>Total</b>	<b>414.585</b>	<b>83.87</b>
N4	Venant de N <sub>3</sub>	414.585	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (30×40)	9.3	
	<b>Total</b>	<b>550.485</b>	<b>110</b>
N5	Venant de N <sub>4</sub>	550.485	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (35×40)	10.85	
	<b>Total</b>	<b>687.935</b>	<b>132.85</b>
N6	Venant de N <sub>5</sub>	687.935	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (35×40)	10.85	
	<b>Total</b>	<b>825.385</b>	<b>152.448</b>
N7	Venant de N <sub>6</sub>	825.385	
	Plancher RDC (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (35×45)	12.20	

	<b>Total</b>	<b>964.185</b>	<b>168.774</b>
<b>N8</b>	Venant de N <sub>7</sub>	964.185	
	Plancher ENTR SOL 3(16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (35×45)	12.20	
	<b>Total</b>	<b>1045.85</b>	<b>173.98</b>
<b>N9</b>	Venant de N <sub>1</sub>	1045.85	
	Plancher ENTR SOL 2 (16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (40×45)	13.95	
	<b>Total</b>	<b>1129.265</b>	<b>180.02</b>
<b>N10</b>	Venant de N <sub>1</sub>	1129.265	
	Plancher ENTR SOL 1 (16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (40×45)	13.95	
	<b>Total</b>	<b>1212.68</b>	<b>186.618</b>
<b>N11</b>	Venant de N <sub>10</sub>	1212.68	
	Plancher SERVICE (16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (40×50)	15.30	
	<b>Total</b>	<b>1297.445</b>	<b>210.973</b>
<b>N12</b>	Venant de N <sub>11</sub>	1297.445	
	Plancher COMMERCE (16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (40×50)	20.40	
	<b>Total</b>	<b>1387.31</b>	<b>264.828</b>
<b>Nu<sub>1</sub> = 1.35Gt + 1.5Qt = 2270.110KN</b>			
<b>N<sub>S1</sub> = Gt + Qt = 1652.138KN</b>			

**II.4. Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau central (P2) :**

- Terrasse accessible

$$G_{\text{corps creux}} = 6.47 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6.47 \times 18.225 = 106.335 \text{ KN} ; Q = 1 \times 18.225 = \text{KN}$$

- Plancher étage courant + RDC

$$G = 5,2 \times 15.75 = \text{KN} ; Q = 1.5 \times 15.75 = \text{KN}$$

- Plancher des entres sol :

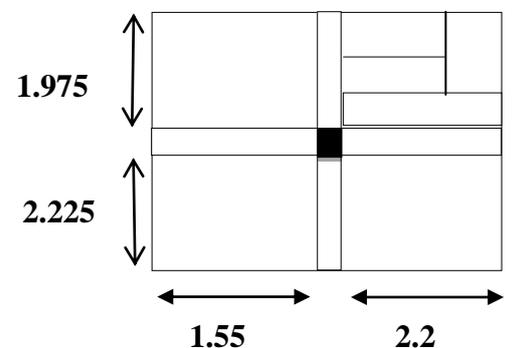
$$G = 5,2 \times 15.75 = 49.14 \text{KN} ; Q = 1.5 \times 15.75 = \text{KN}$$

- Plancher de service

$$G = 5,2 \times 15.75 = 49.14 \text{KN} ; Q = 2.5 \times 15.75 = \text{KN}$$

- Plancher de commerce

$$G = 5,2 \times 15.75 = \text{KN} ; Q = 5 \times 15.75 = \text{KN}$$



**Figure II .16** Surface qui revient au poteau P2

- Les escaliers

$$G = 34.66 \text{ KN} \quad Q = 14 \text{ KN}$$

- Poids des poutres

$$G_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 4.5 = 13.5 \text{ K}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 3.75 = 11.25 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 13.5 + 11.25 = 24.75 \text{ KN}$$

**Tableau.II.12.** Descente des charges pour le poteau P2

Niveau	Eléments	G KN	Q KN
<b>N1</b>	Plancher dalle pleine 12	13.03	
	Poutres	13.425	
	Poteau (30×40)	9.3	
	<b>Total</b>	<b>35.76</b>	<b>19.90</b>
<b>N2</b>	Venant de N1	35.76	
	Plancher terrasse accessible (16+4)	65.69	
	Poutres	24.75	
	poteau (30×40)	9.3	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>170.16</b>	<b>40.72</b>
<b>N3</b>	Venant de N <sub>2</sub>	170.16	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (30×40)	9.3	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>298.17</b>	<b>59.32</b>
<b>N4</b>	Venant de N <sub>3</sub>	298.17	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (30×40)	9.30	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>426.18</b>	<b>75.87</b>
<b>N5</b>	Venant de N <sub>4</sub>	426.18	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (30×40)	9.3	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>554.19</b>	<b>90.34</b>
<b>N6</b>	Venant de N <sub>5</sub>	554.19	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (35×40)	10.85	
	Escaliers	34.66	

	<b>Total</b>	<b>683.75</b>	<b>102.748</b>
<b>N7</b>	Venant de N <sub>6</sub>	683.75	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (35×40)	10.85	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>814.66</b>	<b>113.08</b>
<b>N8</b>	Venant de N7	814.66	
	Plancher RDC (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (35×45)	12.20	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>945.47</b>	<b>123.42</b>
<b>N9</b>	Venant de N <sub>8</sub>	945.47	
	Plancher ENTR SOL 3(16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (35×45)	12.20	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>1076.48</b>	<b>1133.76</b>
<b>N10</b>	Venant de N <sub>9</sub>	1076.48	
	Plancher ENTR SOL 2 (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (40×45)	13.95	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>1209.14</b>	<b>144.10</b>
<b>N11</b>	Venant de N <sub>10</sub>	1209.14	
	Plancher ENTR SOL 1 (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (40×45)	13.95	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>1341.8</b>	<b>154.44</b>
<b>N12</b>	Venant de N <sub>11</sub>	1341.8	
	Plancher SERVICE (16+4) cm	81.9	
	Poutres	24.75	
	poteau (40×50)	15.30	
	<b>Total</b>	<b>1463.75</b>	<b>196.954</b>
<b>N13</b>	Venant de N <sub>12</sub>	1463.75	
	Plancher étage courant (16+4) cm	81.9	
	Poutres	24.75	
	poteau (40×50)	20.40	
	<b>Total</b>	<b>1590.8</b>	<b>285.277</b>
<b><math>Nu_2=1.35Gt+1.5Qt =2575.49KN</math></b>			
<b><math>Ns_2= Gt +Qt =1875.767KN</math></b>			

**II.5. Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau central (P3) :****• Terrasse inaccessible :**

Pour les charges permanentes:

$$S = (1.5 \cdot 1.975) + (1.65 \cdot 1.5) = 5.43 \text{ KN}$$

Pour les charges d'exploitations:

Terrasse inaccessible :

$$S = (1.5 + 0.3) \cdot (1.975 + 0.3 + 1.65) = 7.065 \text{ m}^2$$

**• Pour étage courant, RDC et entres sols, commerce et service :**

$$S = 7.065 - (0.3 \cdot 0.3) = 6.975 \text{ KN}$$

**• Poids propre des poutres :**

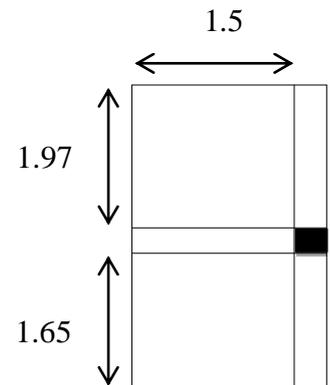
$$G_{pp} = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot (1.975 + 0.3 + 1.65) = 11.77 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot 1.5 = 4.65 \text{ KN}$$

$$G_p = 11.77 + 4.65 = 16.42 \text{ KN}$$

**• Poids l'acrotère :**

$$G = 2.19 \cdot (1.975 + 0.3 + 1.65) = 8.59 \text{ KN}$$



**Figure II .17** .Surface qui revient au poteau P3

**Tableau.II.13.** Descente des charges pour le poteau P3

NIVEAUX	DESIGNATIONS	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible (16+4)	30.19	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteau (30x40)	9.30	
	Acrotère	8.59	
	<b>TOTAL</b>	<b>64.5</b>	
N2	Venant de N2	64.5	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (30x40)	9.3	
	<b>TOTAL</b>	<b>118.45</b>	
N3	Venant de N3	118.45	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (30x40)	9.3	
	<b>TOTAL</b>	<b>172.4</b>	

N4	Venant de N4(a changer)	172.4	35.307
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (30x40)	9.3	
	<b>TOTAL</b>	<b>226.35</b>	
N5	Venant de N5	226.35	42.629
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (35x40)	10.85	
	<b>TOTAL</b>	<b>281.85</b>	
N6	Venant de N6	281.85	48.905
	Cloisons plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (35x40)	10.85	
	<b>TOTAL</b>	<b>337.35</b>	
N7	Venant de N7	337.35	54.135
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (35x45)	12.2	
	<b>TOTAL</b>	<b>394.2</b>	
N8	Venant de N8	394.2	59.365
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (35x45)	12.2	
	<b>TOTAL</b>	<b>451.05</b>	
N9	Venant de N9	479.28	64.595
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (40x45)	13.95	
	<b>TOTAL</b>	<b>509.65</b>	
N10	Venant de N10	509.65	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	

	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (40x45)	13.95	
	<b>TOTAL</b>	<b>568.25</b>	69.825
N11	Venant de N11	568.25	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (40x50)	16.42	
	Poteaux (40x50)	15.3	
	<b>TOTAL</b>	<b>628.2</b>	79.590
N12	Venant de N12	628.2	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (40x50)	20.4	
	<b>TOTAL</b>	<b>693.25</b>	100.260
<b>Nu = 1.35G + 1.5Q = 1086.277KN</b>			
<b>Ns= G+Q = 793.51KN</b>			

On remarque que le poteau (P2) est le plus sollicité.

Donc  $Nu_1 = Nu = 2575.49 \text{ KN}$

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$Nu' = 1,1(1.35Gt + 1.5Qt)$$

$$Nu' = 2833.03 \text{ KN}$$

## II.6. Vérification pour le poteau

### II.6.1 .Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_U}{B} \leq \sigma_{bu} \quad \text{Avec} \quad B : \text{section du béton}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad B \geq \frac{N_U}{\sigma_{bu}}$$

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

Tableau. II.14.Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	G KN	Q KN	N <sub>u</sub> KN	B <sub>calculée</sub> m <sup>2</sup>	B m <sup>2</sup>	Observation
7	44.015	19.90	85.93	0.006	0.12	Vérifié
Etage 6	178.685	40.72	319.87	0.02	0.12	Vérifié
Etage 5	306.69	59.32	540.66	0.03	0.12	Vérifié
Etage 4	434.705	75.87	758.06	0.05	0.12	Vérifié
Etage 3	562.715	90.34	972.03	0.06	0.12	Vérifié
Etage 2	693.425	102.748	1184.90	0.08	0.14	Vérifié
Etage 1	824.535	113.08	1396.35	0.09	0.14	Vérifié
RDC	955.445	123.42	1667.66	0.11	0.157	Vérifié
Entre sol 3	1086.355	133.76	1819.27	0.12	0.157	Vérifié
Entre sol 2	1219.015	144.1	2033.33	0.14	0.18	Vérifié
Entre sol 1	1351.675	154.44	2247.39	0.15	0.18	Vérifié
Service	1473.625	196.954	2498.64	0.17	0.2	Vérifié
Commerce	1600.67	285.277	2833.04	0.19	0.2	Vérifié

**II.6.2 .Vérification au flambement :**

D’après le CBA on doit effectuer la vérification suivante :

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

B<sub>r</sub> : Section réduite du béton.

A<sub>s</sub> : Section des armatures.

γ<sub>b</sub> : Coefficient de sécurité de béton.

γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

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

$l_f$  : Longueur de flambement.  $i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$l_0$  : Longueur du poteau.  $I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

**II.6.3 .Vérification du poteau du commerce**

$B = 0.4 \times 0.5 = 0.2$

$I = \frac{0,4 \times 0,50^3}{12} = 4.16 \times 10^{-3} m^4$  ;  $i = \sqrt{\frac{4.16 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,144 m$

$i = \sqrt{\frac{4.16 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,144$  ;  $\lambda = \frac{2,856}{0,144} = 19.83 < 50$  ;  $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times (\frac{19.83}{35})^2} = 0,798$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

On a:  $B_{rc} = \frac{N_u}{\alpha \times [\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}]} = \frac{2833.04 \times 10^{-3}}{0,798 \times [\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15}]}$

$B_r$ : la section réduite

$B_r = (40-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0,1824 > 0,161$ .....vérifiée

Donc le Poteau ne risqué pas de flambé.

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

**Tableau. II.15.** vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	$N_u$ KN	Condition $B_R > B_{RC}$		Observation
		$B_R m^2$	$B_{RC} m^2$	
Etage 7	85.93	0.1064	0.004	Vérifié
Etage 6	319.87	0.1064	0.01	Vérifié
Etage 5	540.66	0.1064	0.03	Vérifié
Etage 4	758.06	0.1064	0.04	Vérifié
Etage 3	972.03	0.1064	0.05	Vérifié

Etage 2	1184.90	0.1254	0.06	Vérifié
Etage 1	1396.35	0.1254	0.079	Vérifié
RDC	1667.66	0.1419	0.093	Vérifié
Entre sol 3	1819.27	0.1419	0.101	Vérifié
Entre sol 2	2033.33	0.163	0.113	Vérifié
Entre sol 1	2247.39	0.163	0.125	Vérifié
Service	2498.64	0.1824	0.138	Vérifié
Commerce	2833.04	0.1824	0.161	Vérifié

• **Condition de RPA 99 :**

1.  $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$  .....Vérifié.
2.  $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20\text{cm}$  .....Vérifié.
3.  $0.25 < b/h < 4$  .....Vérifié.

**Conclusion:**

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

- ✓ Poutres principales : ..... (30X40)
- ✓ Poutres secondaires : ..... (30X40)
- ✓ Poteaux du commerce et service ..... (40x50)
- ✓ Entre sol 1 et 2 ..... (40x45)
- ✓ Poteaux Entre sol 3 et RDC ..... (35x45)
- ✓ Poteaux de l'étage 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7 ..... (30x40)

## **IV.1 Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000.V.14**

## **IV.2 Méthodes de calcul :**

Les règles parasismiques (RPA99) préconisent deux méthodes de calcul.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### **IV.2.1 Méthode statique équivalente:**

#### **IV.2.1.1 Principe de la méthode:**

**RPA art (4.2.1)**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### **IV.2.1.2 Calcul de la force sismique:**

**RPA art (4.2.3)**

L'effort sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et verticale selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le Tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$$

$$A = 0.15$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction.

Donc : **R = 5**

- Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Art 4.2.3)}$$

Avec :

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

**Tableau IV.1** : valeur des pénalités.

Critère Q	Valeurs de $P_q$	
	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en elevation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0.1

Donc  $Q_x = Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$

- 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 ( $i$ ) :

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA99 (Art 4.2.3)}$$

Avec:

- $W_{Gi}$ : 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. **Tableau 4.5 (RPA99/2003).**

$\beta = 0.20$  : Pour les bâtiments à usage d'habitation.

$\beta = 0.60$  : Pour les bâtiments à usage commercial.

**$W = 50111.648 \text{KN}$**

- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ , et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 4.2.3)}$$

Avec  $T_1$  ;  $T_2$  : Période caractéristiques associée à la catégorie du site qui sont données par le **tableau 4.7 (RPA99/version 2003)**.

- D'après le rapport du sol, le site destiné pour la réalisation de notre projet est de classe S1 (Sol rocheux).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$ : Facture de correction d'amortissement donnée par ma formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Art: 4.2.3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages; voir **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

On prend :  $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$$

T: Est la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante:

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (article 4.2.4)}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$C_t = 0.05$  Selon le cas n°4 d'après RPA99/2003 tableau 4.6 (art 4.2.4)

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 * 41.24^{3/4} = 0.81s$$

On peut aussi utiliser la formule suivante :

$D_x = 29.5\text{cm}$                        $D_y = 9\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \frac{41.24}{\sqrt{29.5}} = 0.68s \\ T_y = 0.09 \frac{41.24}{\sqrt{9}} = 1.24s \end{array} \right.$$

Soit :  $T_x = 0.68s$  ;  $T_y = 0.81s$

$$T_2 < T_x < 3.0s \text{ et } T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 * 0.81 \left(\frac{0.3}{0.68}\right)^{2/3} = 1.17s \\ D_y = 2.5 * 0.81 \left(\frac{0.3}{0.81}\right)^{2/3} = 1.04s \end{cases}$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 * 0.68 = 0.884s \\ T_{sy} = 1.3 * 0.81 = 1.053s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{stx} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$\begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 * 1.17 * 1.15}{5} 50111.648 = 2022.75KN \\ V_{sty} = \frac{0.15 * 1.04 * 1.15}{5} 50111.648 = 1798KN \end{cases}$$

## IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale:

### IV.2.2.1 Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.2.2.2 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

D'après l'article 3.4.4.a. les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après l'article 4.2.4. Les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

D'après l'article 4.3.4. Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### IV.2.2.3 Modélisation et résultats:

##### ✓ Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- Schéma du spectre de calcul :

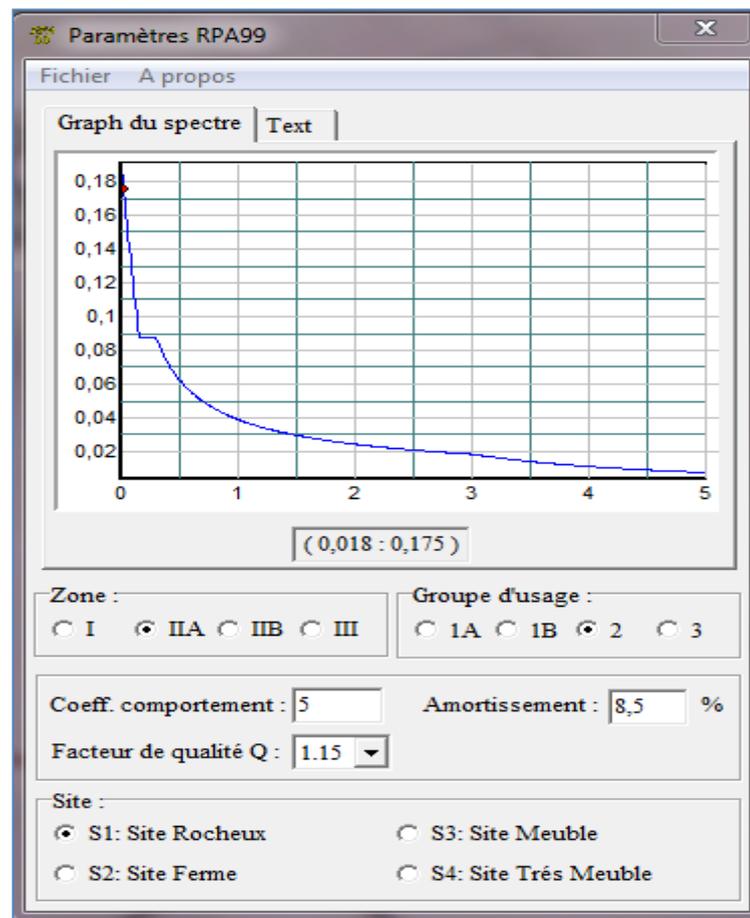


Figure IV.1: spectre de réponse.

✓ **Disposition des voiles:**

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :

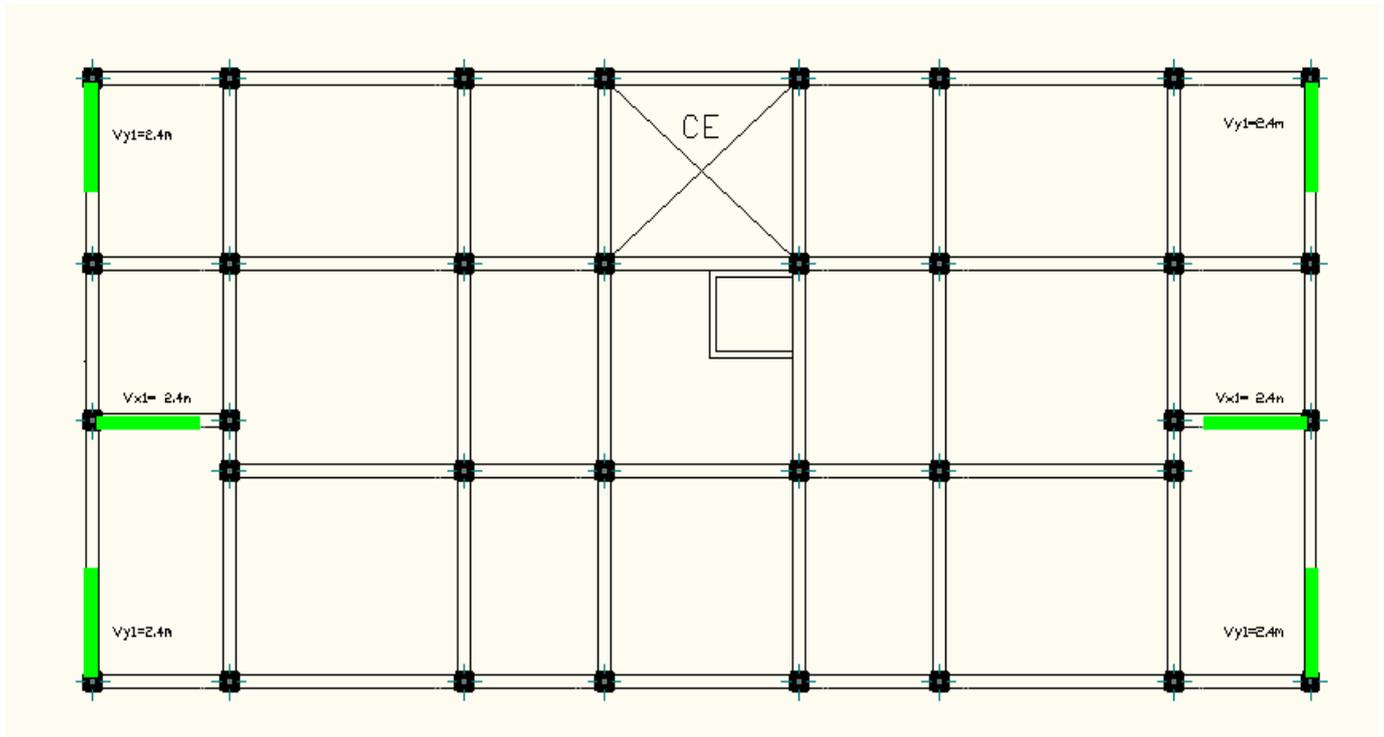


Figure IV.2 : disposition des voiles

## ✓ Résultats obtenus:

- Périodes de vibration et participation massique :

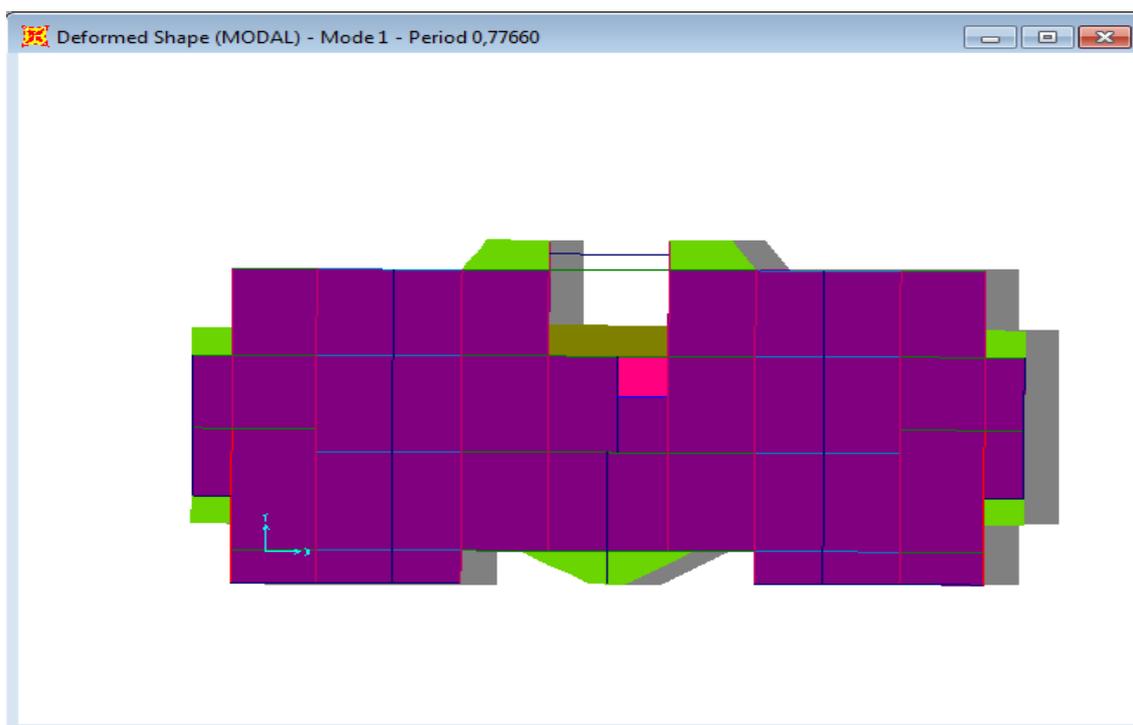
Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique.

Modes	Périodes	Individual mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
<b>Mode 1</b>	0.77	0.51	0.00018	0.51	0.506
<b>Mode 2</b>	0.70	0.00013	0.50	0.519	0.506
<b>Mode 3</b>	0.55	0.0004	0.0027	0.519	0.506
<b>Mode 4</b>	0.24	0.00252	0.000004	0.522	0.506
<b>Mode 5</b>	0.24	0.00604	0.000043	0.528	0.506
<b>Mode 6</b>	0.24	0.0000243	0.0000076	0.528	0.506
<b>Mode 7</b>	0.24	0.0000441	0.000098	0.528	0.506
<b>Mode 8</b>	0.24	0.00015	0.000001	0.528	0.506
<b>Mode 9</b>	0.24	8.052E-07	0.0000025	0.528	0.506
<b>Mode 10</b>	0.24	0.049	0.000054	0.577	0.506
<b>Mode 11</b>	0.24	0.00037	0.032	0.578	0.538

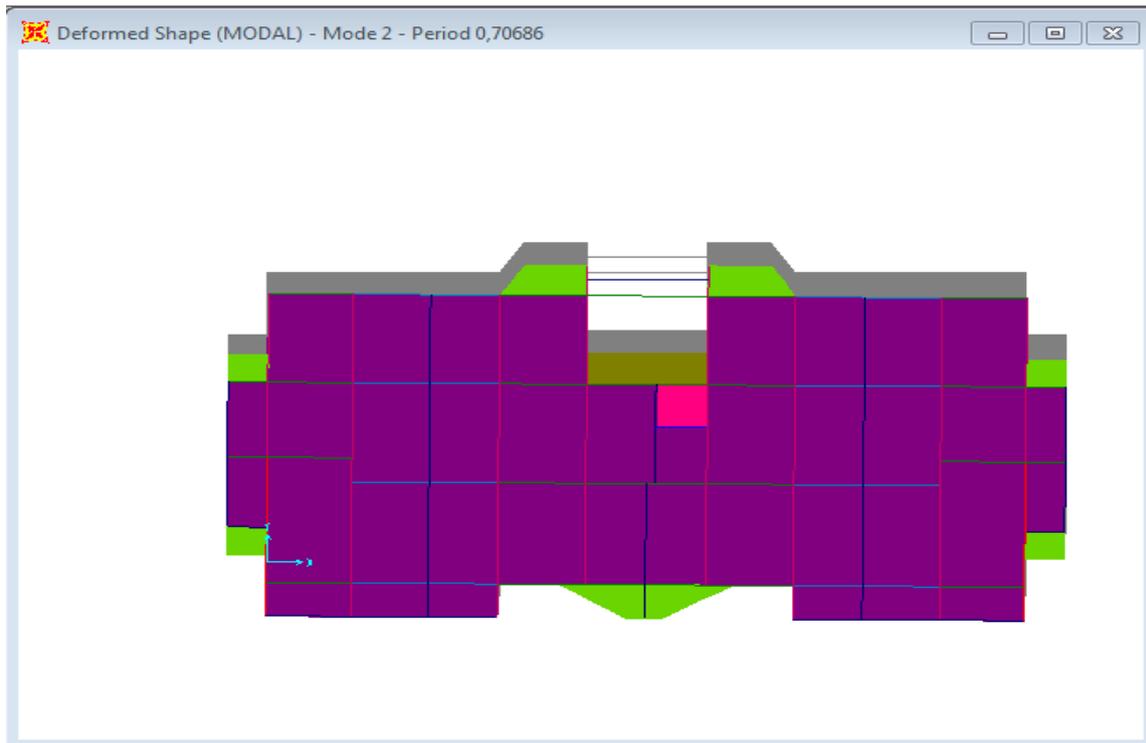
<b>Mode 12</b>	0.19	0.0000892	0.013	0.578	0.552
<b>Mode 51</b>	0.09	0.03	0.00027	0.91	0.84
<b>Mode 60</b>	0.08	0.000034	0.047	0.92	0.90

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées (la participation massique atteinte les 90%).

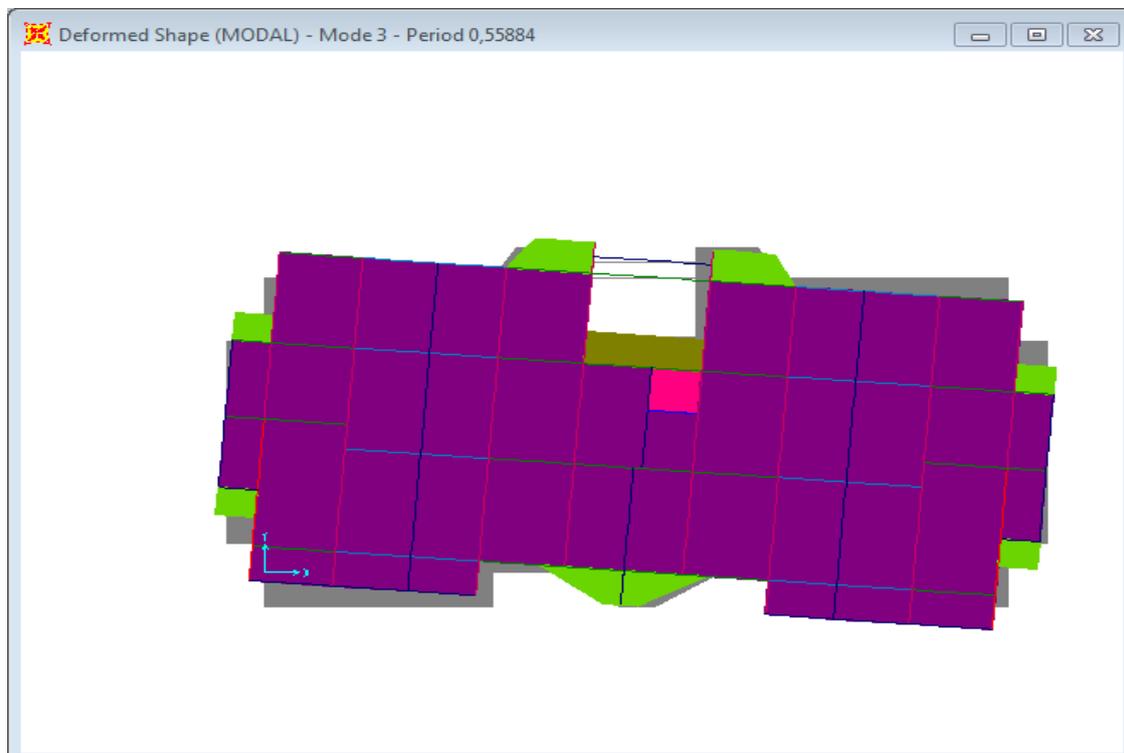
Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes:



**Figure IV.3:** 1<sup>er</sup> mode (translation selon X).



**Figure IV.4:** 2<sup>ème</sup> mode (translation selon Y).



**Figure IV.5:** 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z).

### IV.3 Interpolation des résultats de l'analyse dynamique :

#### IV.3.1 Sous charges verticales:

**Tableau IV.3 :** Vérification sous charges verticales.

	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE ≥ 80%	VOILE ≤ 20%
<b>Commerce</b>	57521.849	5846.006	90.77	9.23
<b>Service</b>	52587.804	3795.726	93.26	6.74
<b>Entre sol 1</b>	47671.555	5141.324	90.26	9.74
<b>Entre sol 2</b>	43046.495	4789.392	89.98	10.02
<b>Entre sol 3</b>	38282.079	4578.554	89.31	10.69
<b>RDC</b>	45503.707	6484.885	87.52	10.48
<b>Etage 1</b>	38292.984	6085.588	86.28	13.72
<b>Etage 2</b>	31746.33	5177.825	85.97	14.03
<b>Etage 3</b>	25006.12	4368.262	85.12	14.88
<b>Etage 4</b>	18844.981	2301.002	89.11	10.89
<b>Etage 5</b>	12532.599	2301.002	84.48	15.52
<b>Etage 6</b>	6554.213	1127.975	85.31	14.69

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dont tous les niveaux.

#### IV.3.2 Sous charges horizontales :

**Tableau IV.4 :** Vérification sous charges horizontales.

	Charges reprises (KN)				Percentages repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE ≥ 25%		VOILE ≤ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>Commerce</b>	248.204	259.28	410.997	416.105	35.65	38.38	62.35	61.62
<b>Service</b>	202.833	197.888	130.513	268.794	60.84	42.4	39.16	57.6
<b>Entre sol 1</b>	88.791	73.695	239.735	128.463	27.02	36.45	72.98	63.65

<b>Entre sol 2</b>	138.812	151.229	360.893	279.414	27.77	35.11	72.23	64.89
<b>Entre sol 3</b>	207.409	220.804	461.358	417.639	31.01	34.58	68.99	65.42
<b>RDC</b>	823.389	484.845	435.35	809.535	65.41	37.45	34.59	62.55
<b>Etage 1</b>	620.389	466.798	555.13	764.79	52.77	37.90	47.23	62.1
<b>Etage 2</b>	705.138	550.228	349.973	526.048	66.83	51.12	33.17	38.88
<b>Etage 3</b>	588.393	472.792	371.137	544.661	61.32	46.46	38.68	53.54
<b>Etage 4</b>	582.723	478.564	189.656	274.329	75.44	63.56	24.56	36.44
<b>Etage 5</b>	408.008	331.697	189.656	274.329	68.26	54.73	31.74	45.25
<b>Etage 6</b>	431.831	381.076	172.671	173.511	71.43	68.71	28.57	31.29

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dont tous les niveaux.

#### IV.3.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Où B est l'air de la section transversale du poteau considéré.

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

**Tableau IV.5 :** Vérification de la résultante de l'effort réduit.

NIVEAU	Type de Poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
<b>Commerce et service</b>	70x65	4550	3400.86	0.3	<b>vérifiée</b>
<b>Entre sol 1 et 2</b>	65x60	3900	2648.896	0.27	<b>vérifiée</b>
<b>Entre sol 3 et RDC</b>	60x55	3300	2340.94	0.28	<b>vérifiée</b>
<b>1<sup>ere</sup> et 2<sup>eme</sup> étage</b>	55x50	2750	1749.033	0.25	<b>vérifiée</b>
<b>3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> etage</b>	50x45	2250	1219.908	0.22	<b>vérifiée</b>
<b>5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup></b>	45x40	1800	719.063	0.16	<b>vérifiée</b>

#### IV.3.4 Vérification de la résultante de l'effort réduit:

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99. La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau IV.6 :** Vérification de la résultante des forces sismique.

Resultants des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
<b>Sens x-x</b>	1794.933	2022.75KN	0.88	<b>vérifiée</b>
<b>Sens y-y</b>	1927.023	1798KN	0.93	<b>vérifiée</b>

#### IV.3.5 Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le PRA99 (Art 5.10) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec:

$\delta_K$ : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure donné par le **RPA99 (Art 4.4.3)**

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$ (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (**R=5**)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7:** Vérification des déplacements.

Niv	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)	$\Delta_k/h_k$ (%)
<b>service</b>	0.033	0.165	0	0.17	408	0.04	0.03	0.16	0	0.17	0.04

<b>Entre sol 1</b>	0.062	0.31	0.165	0.15	306	0.047	0.55	0.27	0.165	0.11	0.036
<b>Entre sol 2</b>	0.068	0.34	0.31	0.03	310	0.01	0.06	0.30	0.275	0.03	0.01
<b>Entre sol 3</b>	0.048	0.24	0.34	0.1	310	0.032	0.04	0.21	0.305	0.1	0.031
<b>RDC</b>	0.002	0.010	0.24	0.23	310	0.074	0.00 03	0.00	0.21	0.21	0.67
<b>Étage 1</b>	0.1	0.5	0.01	0.49	310	0.158	0.08	0.4	0.002	0.4	0.129
<b>Étage 2</b>	0.24	1.2	0.5	0.7	310	0.226	0.2	1	0.4	0.6	0.194
<b>Étage 3</b>	0.39	1.95	1.2	0.75	310	0.242	0.35	1.75	1	0.75	0.242
<b>Étage 4</b>	0.55	2.75	1.95	0.8	310	0.258	0.5	2.5	1.75	0.75	0.242
<b>Étage 5</b>	0.7	3.5	2.75	0.75	310	0.242	0.65	3.25	2.5	0.75	0.242
<b>Étage 6</b>	0.84	4.2	3.5	0.7	310	0.226	0.78	3.9	3.25	0.65	0.21

#### IV.3.6 Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ :

**RPA99 (Art 5.9)**

Les effets du 2<sup>ém</sup> ordre (ou effet  $P-\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$$

**RPA99 (Art 5.9)**

Avec:

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

**RPA99 (Art 5.9)**

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau K

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

$h_K$ : Hauteur d'étage K

Si :  $0.1 < \theta_K < 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_K}$ .

Si :  $\theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

**Tableau IV.8** : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
service	408	36609.426	0.17	333.346	0.046	0.17	466.682	0.033
Entre sol 1	306	34269.288	0.15	328.526	0.051	0.11	202.158	0.061
Entre sol 2	310	31008.076	0.03	499.705	0.006	0.03	430.643	0.007
Entre sol 3	310	27749.076	0.1	668.767	0.013	0.1	638.445	0.014
RDC	310	33632.727	0.23	1258.739	0.02	0.21	1294.381	0.018
Etage 1	310	28711.008	0.49	1175.519	0.039	0.4	1231.588	0.03
Etage 2	310	23905.967	0.7	1055.11	0.051	0.6	1076.276	0.043
Etage 3	310	19041.994	0.75	959.53	0.005	0.75	1017.451	0.005
Etage 4	310	13744.489	0.8	772.379	0.046	0.75	752.893	0.044
Etage 5	310	9706.342	0.75	597.664	0.039	0.75	606.026	0.039
Etage 6	310	5131.015	0.7	604.505	0.019	0.65	545.586	0.019

La condition  $\theta < 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

**Conclusion :**

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000/version 11, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, donc nous avons opté pour les poteaux :

- Commerce et service (70x65) cm<sup>2</sup>.
- Entre sol 1 et 2 (65x60) cm<sup>2</sup>.
- Entre sol 3 et RDC (60x55) cm<sup>2</sup>.
- Etage 1 et 2 (55x50) cm<sup>2</sup>.
- Etage 3 et 4 (50x45) cm<sup>2</sup>.
- Etage 5 et 6 (45x40) cm<sup>2</sup>.

Pour cela nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donnée des meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction voiles-portiques (horizontales et verticales).

Dans notre cas, on a pu vérifier et justifier toutes les exigences de l'étude dynamique selon le RPA99/2003.

## Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

### V.1. Etude des poteaux :

#### V.1.1 Définition :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99Version 2003** suivantes

- \*  $1.35G+1.5Q$
- \*  $G+Q\pm E$
- \*  $0,8G\pm E$
- \*  $G+Q$

Le ferrillage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

#### V.1.2 Recommandations du RPA99/Version 2003

##### a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
  - ✓  $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
  - ✓  $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} > 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi_l$  en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA 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 recouvrement
Commerce +service	70x65	36.4	182	273
Entre sol 1et 2	65x60	31.2	156	234
Entre sol 3et RDC	60x55	26.4	132	198
Etage 1et 2	55x50	22	110	165
Etage 3et 4	50x45	18	90	135
Etage 5et 6	45x40	14.4	72	108

#### b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ **Dans la zone nodale**  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- ✓ **Dans la zone courante**  $t \leq 15\phi_l$  en zone IIa

Où :

$\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

#### - La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t * b_1}$  en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min}=0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g > 5$
- $A_t^{\min}=0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

Interpolation entre les valeurs si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants  $\phi_{\min}$  che min ées  $\geq 12\text{cm}$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

### V.1.3 Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
<b>Commerce et Service</b>	3478.203	11.759	393.615	7.969	77.522	2314.904
<b>Entre sol 1et 2</b>	2919.819	42.641	102.019	5.514	69.985	1785.334
<b>Entre sol 3 et RDC</b>	2340.943	43.601	2.423	27.888	122.970	1598.923
<b>Etage et 1et 2</b>	1749.033	42.803	2.95	15.108	88.561	719.207
<b>Etage 3et 4</b>	1219.908	26.645	1.973	2.886	85.223	415.915
<b>Etage 5 et 6</b>	719.063	14.026	6.205	9.060	99.525	120.099

### V.1.4 Ferrailage des poteaux:

#### V.1.4.1. Les armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

## ❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du commerce et service, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 3478.203\text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 11.759\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU.}$
- $N_{\min} = 393.615\text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 7.969\text{KN.m} \dots \dots \dots 0.8\text{G} + \text{EY}$
- $M_{\max} = 77.522\text{KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 2314.904\text{KN} \dots \dots \dots \text{ELU}$

• Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$  :

$$d = 0.65\text{m}, d' = 0.05\text{m}.$$

$N = 3478.203\text{KN}$  (de compression).....(ELU).

$M = 11.759\text{KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.003\text{m}.$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35\text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A = N(d - d') - M_A \geq B = (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 11.759 + 3478.203 \left(0.65 - \frac{0.7}{2}\right) = 1055.219\text{KN.m}$$

$$A = 3478.203 \times 10^{-3}(0.65 - 0.05) - 1055.219 \times 10^{-3} = 1.03\text{MN}$$

$$B = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.7 \times 14.2 = 1.49\text{MN}$$

$$A = 1.03 < B = 1.35$$

Donc la section partiellement comprimée. la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1055.219 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.27$$

$$\mu_{bu} = 0.27 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.4$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54 \rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 56.15\text{cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -44.81\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0$$

• Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  :

$$M = 77.522\text{KN.m}; N = 2314.904\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.033\text{m} < \frac{h}{2} = 0.35\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$A = 0.616 < B = 1.49 \rightarrow$  Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 771.993\text{KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{771.993 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.197 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.27 \Rightarrow z = 0.58\text{m} \rightarrow A_1 = 38.24\text{cm}^2 \rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

- **Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$  :**

$$N = 393.615\text{KN}; M = 7.969\text{KN.m} \Rightarrow e_G = 0.02\text{m} < \frac{h}{2} = 0.35\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$A = 0.11 < B = 1.49 \rightarrow$  Calcul d'une section entièrement comprimée.

$$M_A = 126.05\text{KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{126.05 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.04 \rightarrow z = 0.63\text{m} \rightarrow A_1 = 5.75\text{cm}^2 \rightarrow A = 0$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

**Tableau V.3 1.** Calcul des armatures longitudinales :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )
Commerce et service	70x65	0	0	36.4	<b>4HA20+12HA16=36.7</b>
Entre sol 1 et 2	65x60	0	0	31.2	<b>16HA16=32.17</b>
Entre sol 3 et RDC	60x55	1.42	1.42	26.4	<b>8HA16+8HA14=28.4</b>
Etage 1 et 2	55x50	0.82	0.82	22	<b>12HA16=24.13</b>
Etage 3 et 4	50x45	0.15	0.15	18	<b>8HA14+4HA16=20.36</b>
Etage 5 et 6	45x40	0	0	14.4	<b>12HA14=18.47</b>

#### V.1.4.2. Les armatures transversales:

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

##### ➤ Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (**70x65**) cm<sup>2</sup>:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.08}{0.7} = 4.08 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_1^{\max} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{1\min}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_{1\min} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

**Tableau V.4.** Calcul des armatures transversales:

Niveaux	Commerce	Service	Entre sol 1+2	Entre sol 3+RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6
Section (cm <sup>2</sup> )	<b>70x65</b>	<b>70x65</b>	<b>65x60</b>	<b>60x55</b>	<b>55x50</b>	<b>50x45</b>	<b>45x40</b>
$\phi_1^{\max}$ (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
$\phi_1^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	285.6	214.2	217	217	217	217	217
$\lambda_g$	4.08	3.06	3.33	3.61	3.94	4.34	4.82
$V_u$ (KN)	144.16	144.16	43.98	90.685	114.72	101.46	76.147
$l_r$ (cm)	80	80	64	64	64	56	56
t z.nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t z.courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t$	2.76	2.75	0.95	2.13	2.93	3.17	2.38
$A_t^{\min}$ cm <sup>2</sup>	3.25	3.25	3	2.75	2.5	2.25	2
$A_t^{\text{adop}}$ cm <sup>2</sup>	4.02	4.02	4.08	3.02	3.02	3.02	3.02
Barres	<b>8HA8</b>	<b>8HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

→ la condition est vérifiée.

**V.1.4.3. Vérifications:****➤ Vérification au flambement:**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

- $A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.15$ .
- $\alpha$  : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élancement  $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha/1.10$ .

L'élancement mécanique est donné :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f/b & \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f/b & \text{Pour les sections circulaires} \end{cases}$$

$l_f = 0.7 l_0$  Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3478.203 \text{KN}$$

$$l_f = 2.856 \text{m} \rightarrow \lambda = 15.20 < 50 \rightarrow \alpha = 0.85/1.03=0.82$$

$$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.4284 \text{m}^2$$

$$N_u = 0.82 \left[ \frac{0.4284 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{36.4 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 7.48 \text{MN}$$

$$N_d = 3.478 \text{MN} < N_u = 7.48 \text{MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm)	I <sub>f</sub> (cm)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obser
Commerce	70x65	408	285.6	15.2	0.82	36.4	0.4284	7.54	3.478	Vérifier
service	70x65	306	214.2	11.4	0.83	36.4	0.4284	7.63	3.478	Vérifier
Entre sol 1+2	65x60	310	217	12.51	0.82	32.17	0.3654	6.46	2.919	Vérifier
Entre sol 3+RDC	60x55	310	217	13.65	0.82	28.4	0.3074	5.47	2.340	Vérifier
Etage 1+2	55x50	310	217	15.01	0.81	24.13	0.2544	4.49	1.749	Vérifier
Etage 3+4	50x45	310	217	16.68	0.81	20.36	0.2064	3.66	1.219	Vérifier
Etage 5+6	45x40	310	217	18.77	0.80	18.47	0.1976	3.44	0.719	Vérifier

➤ Vérification des contraintes:

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

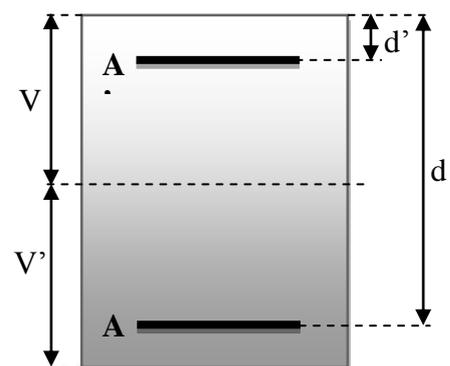
$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A' (V - d')^2 + 15 \times A (d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :



**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	Commerce +service	Entre sol 1+2	Entre sol 3+ RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 4+5
Section (cm <sup>2</sup> )	70x65	65x60	60x55	55x50	50x45	45x40
d (cm <sup>2</sup> )	65	60	55	50	45	40
A (cm <sup>2</sup> )	36.7	32.17	28.4	24.13	20.36	18.47
V (cm)	38.23	35.52	33.19	30.31	27.36	24.83
V' (cm)	31.77	29.48	26.81	24.69	22.64	20.16
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.018	0.016	0.013	0.0087	0.0074	0.0037
N <sub>ser</sub> (KN)	2532.415	2158.74	1707.217	1276.105	890.762	526.222
M <sub>ser</sub> (KN. m)	55.869	50.806	53.526	55.156	55.500	72.591
σ <sub>bc</sub>	5.56	5.53	5.17	4.64	3.95	2.92
σ <sub>bc</sub> (MPA)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

➤ **Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le **RPA version 2003 article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 \text{ Si} & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 \text{ Si} & \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d}$$

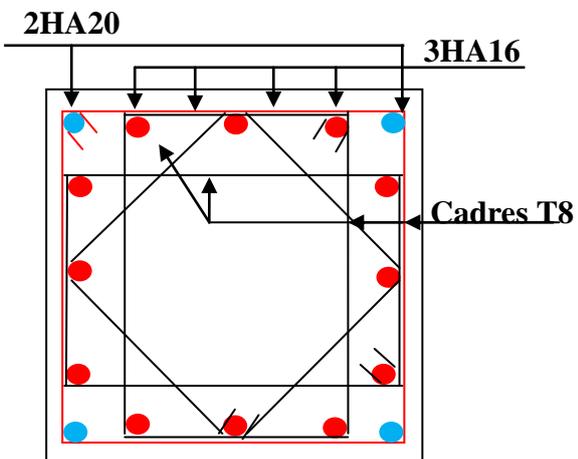
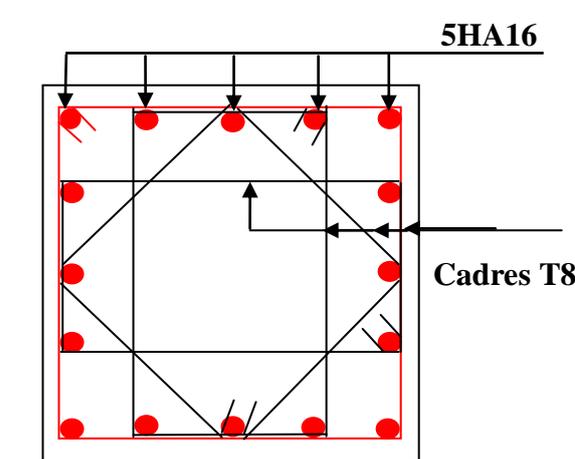
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	I <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPA)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPA)	Obs
Commerce +Service	70x65	285.6	4.08	0.04	0.65	144.16	0.31	1	Vérifier
Entre sol 1+2	65x60	217	3.33	0.04	0.60	43.98	0.11	1	Vérifier
Entre sol 3+RDC	60x55	217	3.61	0.04	0.55	90.685	0.27	1	Vérifier
Etage 1+2	55x50	217	3.94	0.04	0.50	114.72	0.41	1	Vérifier
Etage 3+4	50x45	217	4.34	0.04	0.45	101.46	0.45	1	Vérifier
Etage 5+6	45x40	217	4.82	0.04	0.40	76.147	0.42	1	Vérifier

V.1.5 .Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.8.Ferrailage des poteaux :

Commerce + Service	Entre sol 1+2
	
Poteaux (70x65)	Poteaux (65x60)
Entre sol 3+ RDC	Etage 1+2

<p>Poteaux (60x55)</p>	<p>Poteaux (55x50)</p>
<p>Poteaux (60x55)</p>	<p>Poteaux (55x50)</p>
<p>Etage 3+4</p>	<p>Etage 5+6</p>
<p>Poteaux (50x45)</p>	<p>Poteaux (45x40)</p>

### V.2. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui Sont :

- $1.35G+1.5Q$

- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40) cm<sup>2</sup>.
- poutres principales (30×45) cm<sup>2</sup>.
- poutres secondaires (30×40) cm<sup>2</sup>.
- poutres secondaires (30×45) cm<sup>2</sup>.

### V.2.1. Les recommandations du RPA99/version2003

#### a. Les armatures longitudinale RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :
  - 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40∅ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

Types	Section des poutres (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 recouvrement
Poutre (30x40)	30x40	6	48	72
Poutre (30x45)	30x45	6.75	54	81

#### b. Les armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- \*  $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right)$  en zone nodale,
- \*  $St \leq \frac{h}{4}$  en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

$\phi_1$  : Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.2.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5) :

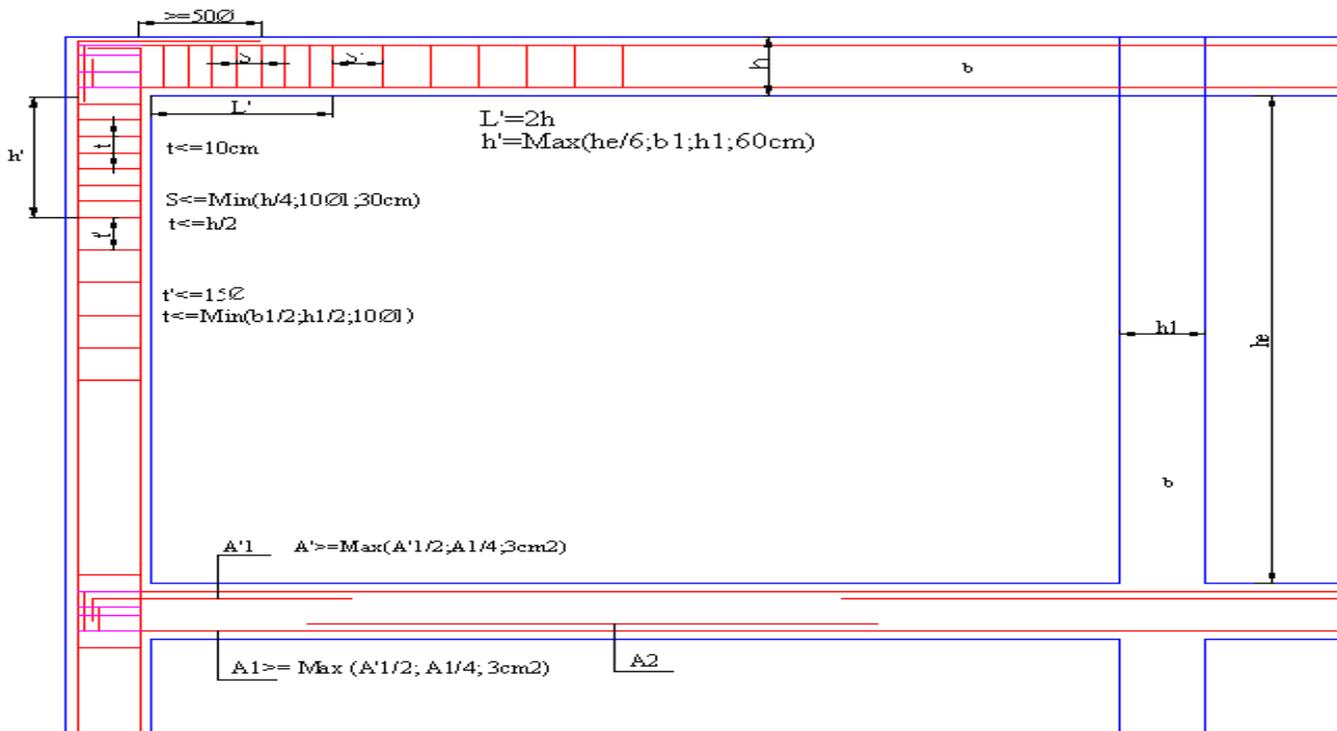


Figure V.1. Dispositions constructives des portiques.

### Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL 91 (art F.IV.2)}$$

**V.2.3. Calcul du ferrailage :****V.2.3.1. Méthode de calcul des armatures à l' ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

→ Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si  $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) \rightarrow z = d \cdot (1 - 0.4\alpha)$$

- Si  $\mu_{bu} \geq \mu_l$  alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Et} \quad A_s = \frac{M_l}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec :  $M_l = \mu_l \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}$

**❖ Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30x40) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 39.3816 \text{KN.m} & (30 \times 40) \\ M_a = 79.8113 \text{KN.m} & (30 \times 40) \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible :  $d' = 3 \text{ cm}$ .

**- Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39.3816 \cdot 10^6}{300 \cdot 370^2 \cdot 14.2} = 0.067$$

$$\mu_{bu} = 0.067 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{PivotA} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.086$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.357 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{39.3816 \times 10^6}{357 \times 348} = 3.17 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79.8113 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.137$$

$$\mu_{bu} = 0.137 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.185$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.342 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{79.8113 \times 10^6}{318 \times 348} = 6.7 \text{ cm}^2$$

- Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

**Tableau .V.9.** Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Types de poutre	Section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Service	Poutre principale	30x40	Appui	79.8113	113.085	6.7	6	<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
			Travée	39.3816		3.17		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	76.805	55.795	6.41	6	<b>3HA14+2HA12=6.88</b>
			Travée	40.1289		3.23		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	131.9003	102.001	10	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	126.8953		9.57		<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
Entre sol 1+2	Poutre principale	30x40	Appui	97.6309	106.982	8.35	6	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	102.8214		8.84		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	52.949	117.98	4.32	6	<b>3HA14+2HA12=6.88</b>
			Travée	50.4454		4.1		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	115.1742	89.834	8.59	6.75	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	111.2859		8.28		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
ES3+ RDC	Poutre principale	30x40	Appui	103.5159	106.037	8.9	6	<b>6HA 14=9.24</b>
			Travée	106.3557		9.2		<b>6HA 14=9.24</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	48.6789	102.623	3.95	6	<b>3HA14+2HA12=6.88</b>
			Travée	45.4827		3.68		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre	30x45	Appui	113.6335		8.48		<b>3HA14+2HA16=8.64</b>

	secondaire		Travée	111.2387	88.112	8.28	6.75	<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
Etage1+2	Poutre principale	30x40	Appui	109.6949	129.714	9.52	6	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	108.351		9.4		<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	98.2904	207.868	8.4	6	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	87.3684		7.4		<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
	Poutre principale	30x45	Appui	117.8274	121.624	8.82	6.75	<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
			Travée	63.1116		4.52		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	129.306	87.52	9.78	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	114.4407		8.54		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
Etage 3+4	Poutre principale	30x40	Appui	115.4192	134.6	10.08	6	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	108.7475		9.44		<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	92.3536	193.888	7.85	6	<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
			Travée	80.7373		3.39		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre principale	30x45	Appui	122.232	123.636	9.17	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	66.2349		4.76		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	131.3428	89.366	9.96	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	117.4346		8.79		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
Etage 5+6	Poutre principale	30x40	Appui	100.5537	116.143	8.62	6	<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
			Travée	70.7286		5.87		<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	82.3717	133.457	6.92	6	<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
			Travée	69.7759		5.79		<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
	Poutre principale	30x45	Appui	114.4139	118.581	8.54	6.75	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	57.696		4.11		<b>3HA12=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	131.0752	90.448	9.94	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	119.7645		8.98		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
Terrasse	Poutre principale	30x40	Appui	93.1987	128.734	7.94	6	<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
			Travée	71.0587		5.9		<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	79.9816	108.443	6.72	6	<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
			Travée	89.7717		7.61		<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
	Poutre principale	30x45	Appui	91.1104	104.558	6.66	6.75	<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
			Travée	31.2866		2.19		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	112.8347	86.918	8.4	6.75	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	127.4171		9.61		<b>3HA16+3HA14=10.65</b>

**V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :****V.2.4.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante :  $A_{\max} = 4\% * b * h = 0.04 * 30 * 40 = 48\text{cm}^2$ .

$$A_{\max} = 4\% * b * h = 0.04 * 30 * 45 = 54\text{cm}^2.$$

En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\% * b * h = 0.06 * 30 * 40 = 72\text{cm}^2$ .

$$A_{\max} = 0.06 * 30 * 45 = 81\text{cm}^2.$$

**V.2.4.2. Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$   $L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$  on adopte  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$   $L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$  on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$   $L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$  on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

**V.2.4.3. Les armatures transversales :****a) Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par:

$$\phi \leq \min(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.4; 3)$$

$\phi \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow$  Soit  $\phi_t = 10\text{mm}$

Donc on opte pour  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres.

**b) Calcul des espacements des armatures transversales :**

- $S_t < \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:

$$\checkmark S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}).$$

$$\checkmark S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

$$\checkmark S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})}$$

- Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$\checkmark \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right)$$

. Poutres principales et secondaires (30x40) :  $S_t \leq \min(10; 14.4)$  soit:  $S_t = 10\text{cm}$ .

. Poutres principales et secondaires (30x45) :  $s_t \leq \min(11.25; 14.4)$  soit :  $S_t = 10\text{cm}$

✓ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

. Poutres principales et secondaires (30x40) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} ; \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

. Poutres secondaires et secondaires (30x45) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} ; \text{Soit } S_t = 15\text{cm}.$$

### c) Vérification des sections d'armatures transversales

On vérifie que :  $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2. \quad \text{Vérifiée.}$$

### V.2.5. Vérification à l'ELU :

#### V.2.5.1. Vérification des Contraintes tangentielles:

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

**Tableau .v.10.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales (30x40)	134.6	1.212	3.33	<b>vérifiée</b>
Secondaires (30x40)	207.868	1.872	3.33	<b>vérifiée</b>
Principales (30x45)	123.636	0.981	3.33	<b>vérifiée</b>
Secondaires (30x45)	102.001	0.809	3.33	<b>vérifiée</b>

#### V.2.5.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

- Appuis de rives :  $A_l \geq \frac{V^* \gamma_s}{f_e}$  **BAEL91 (Art H.IV.2)**
- Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$  tel que :  $\gamma_s = 1.15$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales (30x40)	10.65	134.6	115.4192	3.87	-6.09	vérifiée
Secondaires (30x40)	8.64	207.868	98.2904	5.97	-2.51	vérifiée
Principales (30x45)	10.65	123.636	122.232	3.55	-5.74	vérifiée
Secondaires (30x45)	10.65	102.001	131.9003	2.93	-7.1	vérifiée

### V.2.6. Vérification à l'ELS :

#### V.2.6.1 État limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s - 15 * A_s * d = 0 \quad ;$$

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

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

**BAEL91 (Art .E.III.1)**

Tableau .v.12. État limite de compression du béton

Poutres	Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Poutres principales (30x40)	Appuis	77.6382	15.23	111037.2	10.65	Vérifiée
	Travées	79.1142	15.23	111037.2	10.85	Vérifiée
Poutres secondaires (30x40)	Appuis	60.0926	14.07	95995.38	8.807	Vérifiée
	Travées	49.3354	13.67	90941.29	7.41	Vérifiée
Poutres principales (30x45)	Appuis	52.4881	16.48	148798.54	5.81	Vérifiée
	Travées	15.6111	14.77	121309.15	1.9	Vérifiée
Poutres secondaires (30x45)	Appuis	94.9155	14.77	121309.15	11.55	Vérifiée
	Travées	91.1971	14.77	121309.15	11.1	Vérifiée

$M_{ser}$  : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

#### V.2.6.2 État limite de déformation (évaluation de la flèche):

Selon le **BAEL99**, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

**BAEL91 (Art B.6.5)**

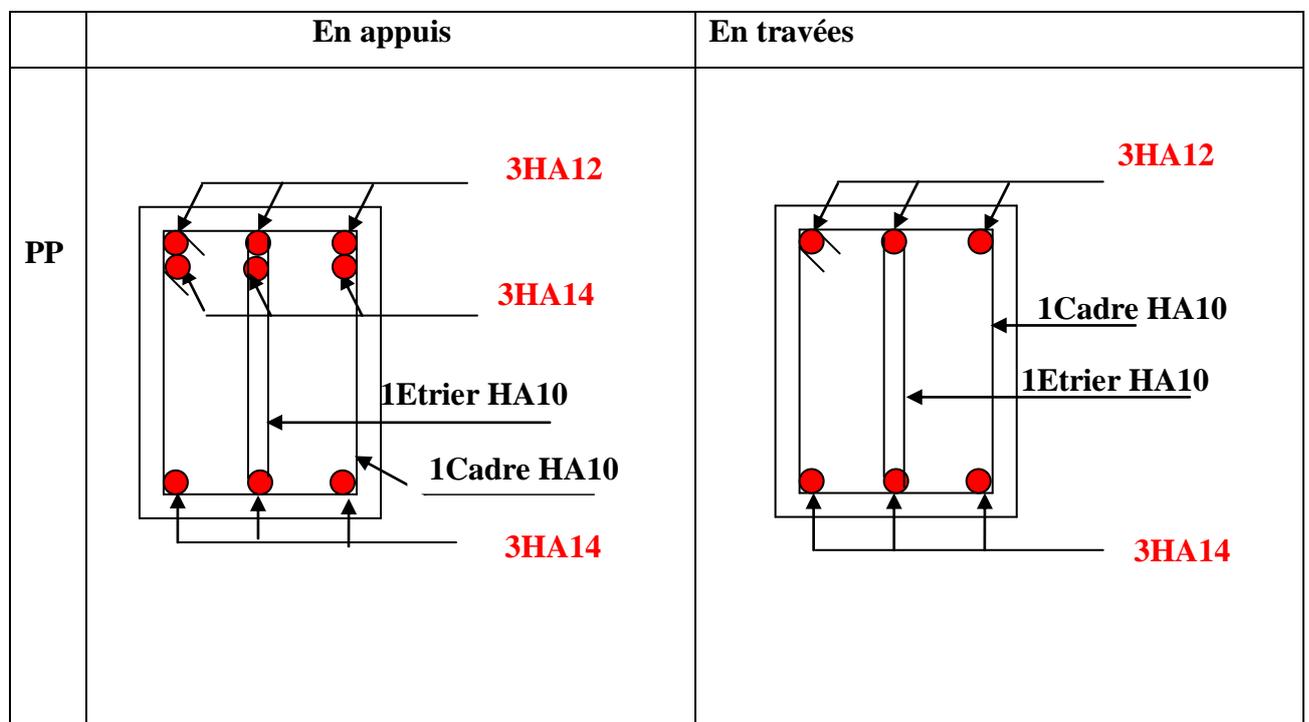
Tel que :  $M_t = 0.75 \cdot M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{0.75 \cdot M_0}{10 \cdot M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075$

**Tableau V.13.** Vérification de la flèche pour les poutres :

	$h_t$ cm	$b$ Cm	$L$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$\frac{h_t}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
<b>Pp (30x40)</b>	40	30	485	10.65	0.082	0.075	0.009	0.01	Vérif.	Vérif.	Vérif.
<b>PS (30x40)</b>	40	30	470	8.64	0.085	0.075	0.007	0.01	Vérif.	Vérif.	Vérif.
<b>Pp (30x45)</b>	45	30	600	10.65	0.075	0.075	0.008	0.01	Vérif.	Vérif.	Vérif.
<b>Ps (30x45)</b>	45	30	570	10.65	0.079	0.075	0.008	0.01	Vérif.	Vérif.	Vérif.

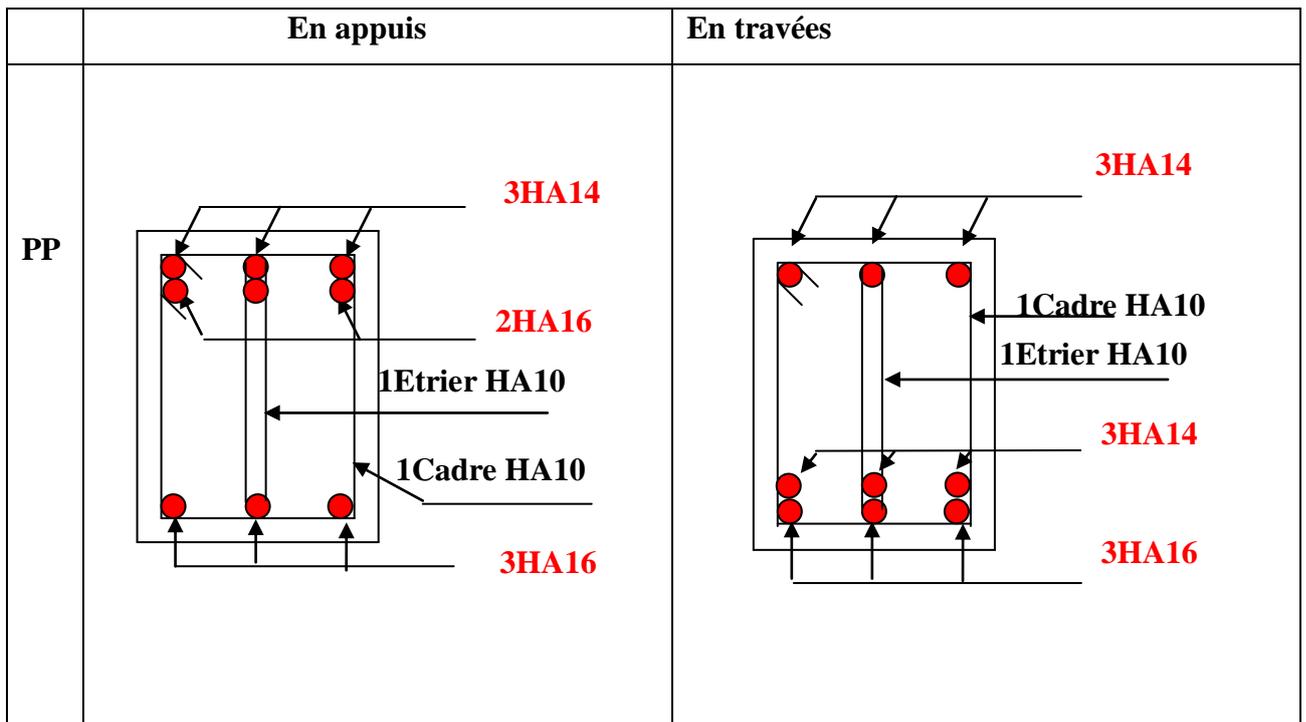
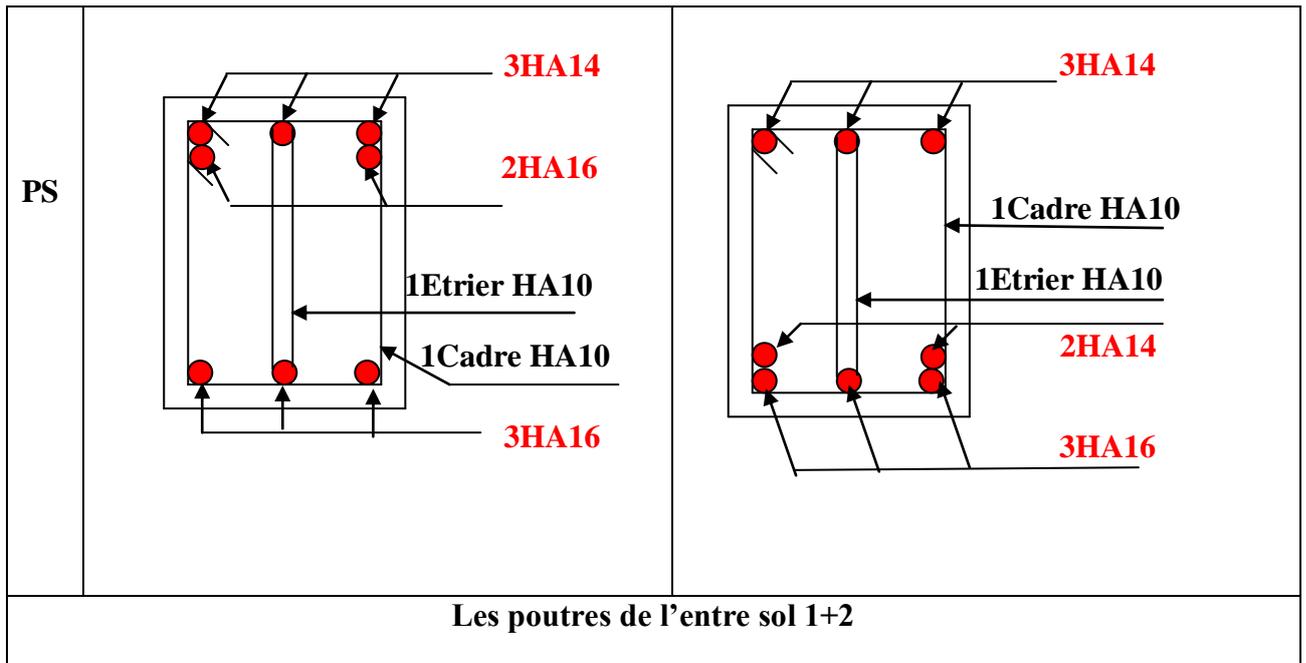
**V.2.7. Schéma de ferrailage des Poutres**

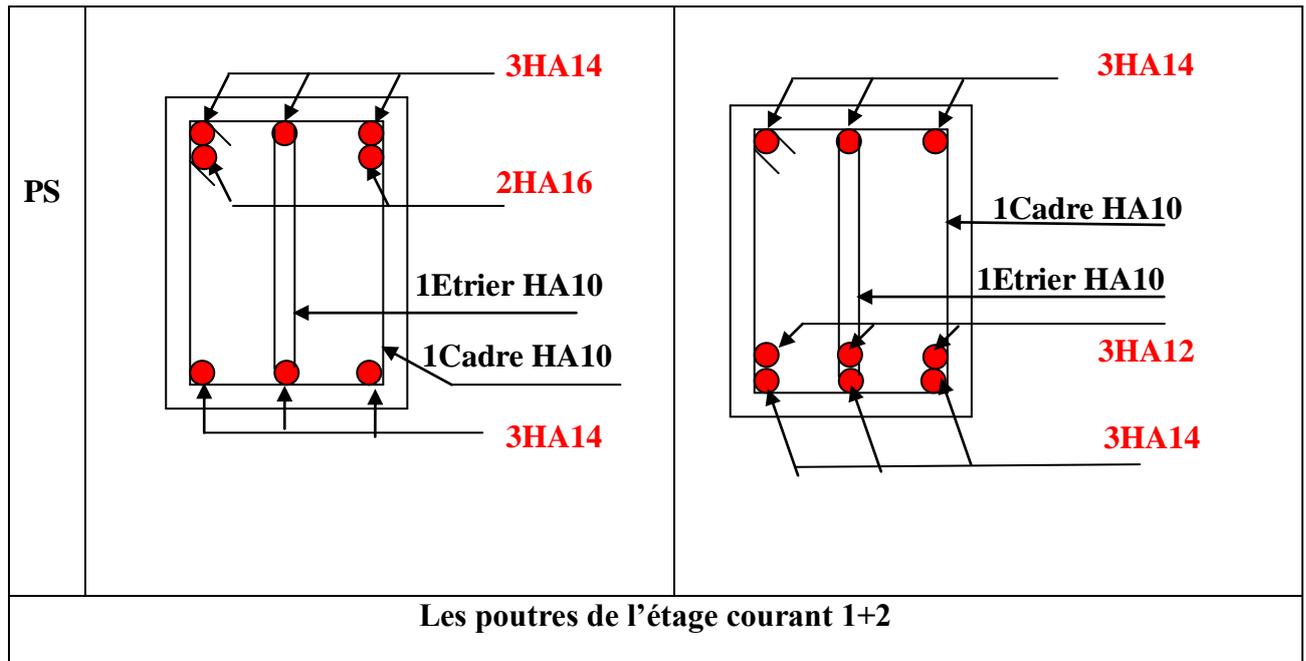
**Tableau V.14.** Section de ferrailage des poutres



PS		
	Les poutres de service	

	En appuis	En travées
PP		
	Les poutres de service	





### V.2.8. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

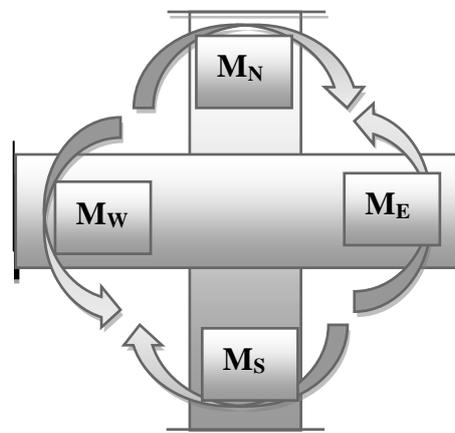


Figure V.2. Les moments dans zone nodale.

#### V.2.8.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.
- de la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s; \text{ Avec : } Z = 0.9h ; \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348\text{Mpa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15** Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
<b>Commerce et service</b>	70x65	63	36.7	<b>459.77</b>
<b>Entre sol 1+2</b>	65x60	58.5	32.17	<b>654.91</b>
<b>Entre sol 3+ RDC</b>	60x55	54	28.4	<b>533.69</b>
<b>Etage 1+2</b>	55x50	49.5	24.13	<b>415.66</b>
<b>Etage 3+4</b>	50x45	45	20.36	<b>318.83</b>
<b>Etage 5+6</b>	45x40	40.5	18.47	<b>260.31</b>

#### V.2.8.2 Détermination du moment résistant dans les poutres :

**Tableau V.16.** Les moments résistants dans les poutres :

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KNm)
<b>Service</b>	<b>PP</b>	30x40	36	8.01	<b>100.35</b>
	<b>PS</b>	30x40	36	6.88	<b>86.19</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	10.65	<b>150.10</b>
<b>Entre sol 1et2</b>	<b>PP</b>	30x40	36	9.11	<b>114.13</b>
	<b>PS</b>	30x40	36	6.88	<b>86.19</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	9.11	<b>128.39</b>
<b>Entre sol 3 et RDC</b>	<b>PP</b>	30x40	36	9.24	<b>115.76</b>
	<b>PS</b>	30x40	36	6.88	<b>86.19</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	9.11	<b>128.39</b>
<b>Etage 1 et 2</b>	<b>PP</b>	30x40	36	10.65	<b>133.42</b>
	<b>PS</b>	30x40	36	8.64	<b>108.24</b>
	<b>PP</b>	30x45	40.5	9.11	<b>128.39</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	10.65	<b>150.10</b>
<b>Etage 3 et 4</b>	<b>PP</b>	30x40	36	10.65	<b>133.42</b>
	<b>PS</b>	30x40	36	8.01	<b>100.35</b>
	<b>PP</b>	30x45	40.5	10.65	<b>150.10</b>

	<b>PS</b>	30x45	40.5	10.65	<b>150.10</b>
<b>Etage 5 et 6</b>	<b>PP</b>	30x40	36	9.11	<b>114.13</b>
	<b>PS</b>	30x40	36	8.01	<b>100.35</b>
	<b>PP</b>	30x45	40.5	8.64	<b>121.77</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	8.01	<b>112.89</b>

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.17.** Vérification des zones nodales

<b>Niveau</b>	<b>Sens</b>	<b>M<sub>W</sub>=M<sub>e</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>n</sub>=M<sub>s</sub> (KN.m)</b>	<b>1.25×(M<sub>W</sub>+ M<sub>e</sub>) (KN.m)</b>	<b>M<sub>n</sub>+M<sub>s</sub> (KN.m)</b>	<b>observation</b>
<b>Service</b>	<b>XX</b>	100.35	459.77	250.875	919.54	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	86.19		215.475		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	150.10		450.3		<b>Vérifiée</b>
<b>Entre sol 1+2</b>	<b>XX</b>	114.13	654.91	285.325	1309.82	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	86.19		215.475		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	128.39		320.975		<b>Vérifiée</b>
<b>Entre sol 3+RDC</b>	<b>XX</b>	115.76	533.69	289.4	1067.38	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	86.19		215.475		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	128.39		320.975		<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1+2</b>	<b>XX</b>	133.42	415.66	333.55	831.32	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	108.24		270.6		<b>Vérifiée</b>
	<b>XX</b>	128.39		320.975		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	150.10		450.3		<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3+4</b>	<b>XX</b>	133.42	318.83	333.55	637.66	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	100.35		250.875		<b>Vérifiée</b>
	<b>XX</b>	150.10		450.3		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	150.10		450.3		<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5+6</b>	<b>XX</b>	114.13	260.31	285.325	520.62	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	100.35		250.875		<b>Vérifiée</b>
	<b>XX</b>	121.77		304.425		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	112.89		282.225		<b>Vérifiée</b>

La formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux car les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres.

### V.3. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité). Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composées avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes:

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

#### V.3.1 Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

##### a. Armatures verticales :

##### RPA99 (Art 7.7.4.1)

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{\min} = 0.2 \times L_t \times e$$

Avec:

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. Les armatures horizontales :**

**RPA99 (Art 7.7.4.2)**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . En plus des épingles sont prévus 4 par  $1m^2$ .

**c. Les armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e}$$

**d. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% e \times h$  ..... dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0.10\% e \times h$  ..... dans la zone courante

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- L'espacement  $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$  avec  $a$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $m^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓  $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**e. La contrainte limite de cisaillement dans le béton:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit:

- $\tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$

Avec:

- $b_0$  : épaisseur du voile.
- $d$  : hauteur utile ( $d=0.9 \times h$ ).
- $h$  : hauteur total de la section.

**V.3.2 Sollicitations de calcul:**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant (pour le voile  $V_{x1}$ ) :

**Tableau V.18.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x1}$ .

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_d$ (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Commerce + service	$V_{x1,(1,2)}$	1526.01	100.77	647.01	805.355	408.93	624.84	241.569
Entre sol 1+2	$V_{x1,(3,4)}$	1410.65	2.769	153.16	579.54	579.54	153.16	124.28
Entre sol 3+RDC	$V_{x1,(5,6)}$	1282.60	30.747	255.83	1003.99	590.33	219.29	239.473
Etage 1+2	$V_{x1,(7,8)}$	924.254	8.919	343.93	552.99	349.89	342.76	173.561
Etage 3+4	$V_{x1,(9,10)}$	596.646	2.55	142.20	537.687	204.22	141.82	96.036
Etage 5+6	$V_{x1,(11,12)}$	421.81	16.100	189.77	386.205	139.77	171.01	88.339

**Tableau V.19.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y1}$ .

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_d$ (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Commerce + service	$V_{y1,(1,2)}$	1395.50	101.06	646.14	734.91	438.85	622.69	230.338
Entre sol 1+2	$V_{y1,(3,4)}$	1150.28	110.69	231.32	1038.38	405.18	99.356	103.314
Entre sol 3+RDC	$V_{y1,(5,6)}$	986.786	136.23	354.88	842.077	393.51	190.25	247.138
Etage 1+2	$V_{y1,(7,8)}$	827.851	182.09	486.40	362.148	357.14	37.737	154.404
Etage 3+4	$V_{y1,(9,10)}$	465.212	62.699	172.50	408.578	101.08	99.29	125.449
Etage 5+6	$V_{y1,(11,12)}$	352.92	207	207	352.92	45.41	112.84	121.239

**Tableau V.20.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y2}$ .

Niveau	Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$V_d$ (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
<b>RDC+ etage 1+2</b>	$V_{y2}$	1272.49	1226.3	1226.3	1272.49	140.36	820.61	327.494
<b>Etage 3+4</b>	$V_{y2}$	556.452	111.13	184.28	299.961	180.52	157.52	118.11
<b>Etage 5+6</b>	$V_{y2}$	390.573	35.58	199.08	172.716	90.982	172.21	103.513

**V.3.3 Calcul du ferrillage:**

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' (voile commerce et service) et les autres seront résumés dans un tableau.

- **Armatures verticales:**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée A sera répartie sur toute la zone tendus de la section en respectant les recommandations du RPA99.

- \* **Le voile  $V_{x1}$ :**

$L=2.40$  m;  $d=2.16$  m;  $e=20$  cm.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les différents niveaux.

**Tableau V.21.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$ .

Niveau	Commerce + service	Entre sol 1+2	Entre sol 3+ RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4
<b>M(KN.m)</b>	100.77	2.769	30.747	8.919	142.20	16.1
<b>N(KN)</b>	1526.01	1410.65	1282.60	942.254	537.687	421.81
<b>V(KN)</b>	241.569	124.28	239.473	173.561	96.036	88.339
<b><math>\tau</math> ( Mpa )</b>	0.78	0.40	0.32	0.56	0.31	0.28
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5	5
<b><math>A_v^{\text{cal}}</math> (cm<sup>2</sup>)/face</b>	23.74	22.125	18.99	13.70	10.28	6.35
<b><math>A_v^{\text{min}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
<b><math>A_v^{\text{adp}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>24.12</b>	<b>24.12</b>	<b>20.36</b>	<b>14.38</b>	<b>13.56</b>	<b>10.56</b>

<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	<b>12HA16</b>	<b>12HA16</b>	<b>4HA16+ 8HA14</b>	<b>2HA16+ 10HA10</b>	<b>12HA12</b>	<b>10HA10+ 2HA12</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	25	25	25	25	25	25
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.98	0.76	1.46	1.05	0.77	0.54
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
<b>A<sub>h</sub><sup>adp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>
<b>N<sup>bre</sup> /par ml</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	30	30	30	30	30	30

\* Le voile V<sub>y1</sub>:

L=2.40 m; d=2.16 m; e=20 cm.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les différents niveaux.

**Tableau V.22.** Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>y1</sub>.

<b>Niveau</b>	<b>Commerce + service</b>	<b>Entre sol 1+2</b>	<b>Entre sol 3+ RDC</b>	<b>Etage 1+2</b>	<b>Etage 3+4</b>	<b>Etage 5+6</b>
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4
<b>M(KN.m)</b>	101.0663	231.32	136.23	182.09	122.5291	67.26
<b>N(KN)</b>	1395.505	1038.38	986.786	827.851	606.05	252.92
<b>V(KN)</b>	230.338	103.314	247.132	154.404	125.449	92.239
<b>τ (Mpa)</b>	0.756	0.335	0.801	0.5	0.407	0.393
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)/face</b>	21.87	19.083	16.63	15.172	10.91	9.431
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
<b>A<sub>v</sub><sup>adp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>21.9</b>	<b>20.01</b>	<b>17.57</b>	<b>17.57</b>	<b>11.59</b>	<b>10.13</b>
<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	<b>4HA16 +9HA14</b>	<b>13HA14</b>	<b>6HA12 +7HA14</b>	<b>6HA12 +7HA14</b>	<b>9HA10 +4HA12</b>	<b>9HA10 +4HA12</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20

$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.95	0.42	1	0.63	0.51	0.49
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>
N <sup>bre</sup> /ml	<b>3HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>
S <sub>t</sub> (cm)	30	30	30	30	30	30

\* Le voile V<sub>y2</sub>:

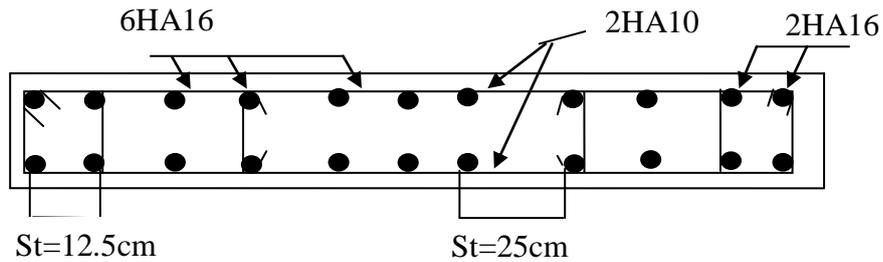
L=2.40 m; d=2.16 m; e=20 cm.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les différents niveaux.

**Tableau V.23.** Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>y2</sub>.

Niveau	RDC+1+2	Etage 3+4	Etage 5+6
Section (m <sup>2</sup> )	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4
M(KN.m)	820.615	111.137	35.58
N(KN)	140.362	556.452	390.573
V(KN)	327.494	118.11	103.513
τ (Mpa)	1.06	0.38	0.33
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )/face	10.09	9.99	6.25
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9.6	9.6	9.6
$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>10.68</b>	<b>10.68</b>	<b>10.68</b>
N <sup>bre</sup> /par face	<b>4HA14+</b> <b>4HA12</b>	<b>4HA14+</b> <b>4HA12</b>	<b>4HA14+</b> <b>4HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	30	30	30
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.99	0.72	0.63
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2.36</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>
N <sup>bre</sup> /ml	<b>3HA10</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>
S <sub>t</sub> (cm)	30	30	30

❖ Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V<sub>x1</sub> (commerce et service)



**Figure .v.3.** Schéma de ferrailage du voile  $V_{x1}$  (commerce et service).

### Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée les sollicitations données par le SAP.

Le ferrailage adopté répond aux recommandations de RPA et le BAEL.

**Introduction :**

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (fondation superficielles : semelles ou radiers), soit indirectement (fondation profondes : les pieux par exemple). c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

**VI.1 Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les Charges transmises au sol (l'importance de l'ouvrage).
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 3.5 bars pour une profondeur 3m.

**VI.2 Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le **RPA (art.10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Et d'après le BAEL on utilise la combinaison d'action suivante :

- $1.35G+1.5Q$

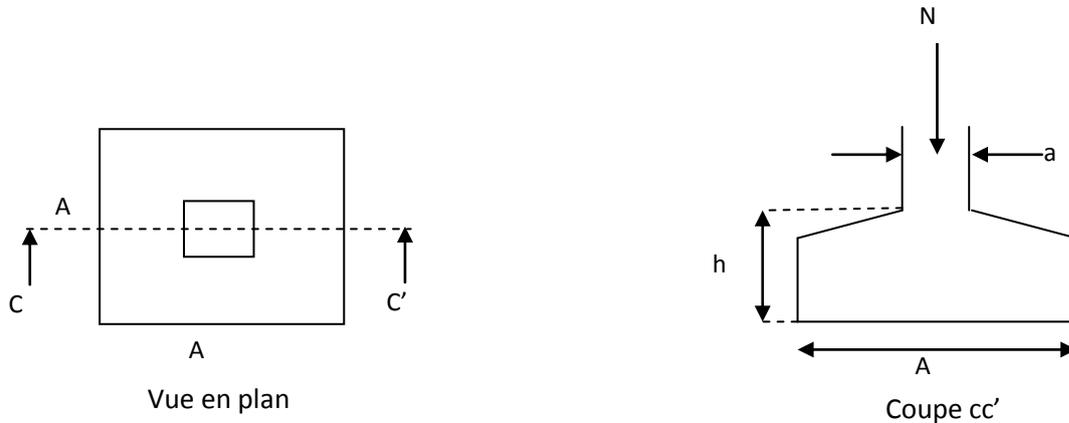
**VI.3 Etudes des fondations :****VI.3.1 Semelles isolées :**

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} = \bar{\sigma}_{sol}$

N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$ : contrainte admissible du sol.



**Figure VI.1** : Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire (a\*b) / S=a\*b

N = 1951.332KN.  $\bar{\sigma}_{sol} = 0.3\text{MPa}$ .

$$\sigma = \frac{N}{A*B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1) :

$$\frac{b}{h} B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N * h}{b * \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{3541.501 * 0.7 * 10^3}{0.65 * 0.3}} \Rightarrow B \geq 3.5\text{m}$$

$$\Rightarrow B = 3.4\text{m}.$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x' varie entre 3.3m et 5.7m.

On remarque qu'il n'y a pas chevauchement entre les semelles.

**VI.3.2 Semelle filante :****VI.3.2.1 Dimensionnement :**

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante de largeur B et de longueur L, situé sous un portique formé de 8 poteaux. Les autres semelles seront calculées de la même manière.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

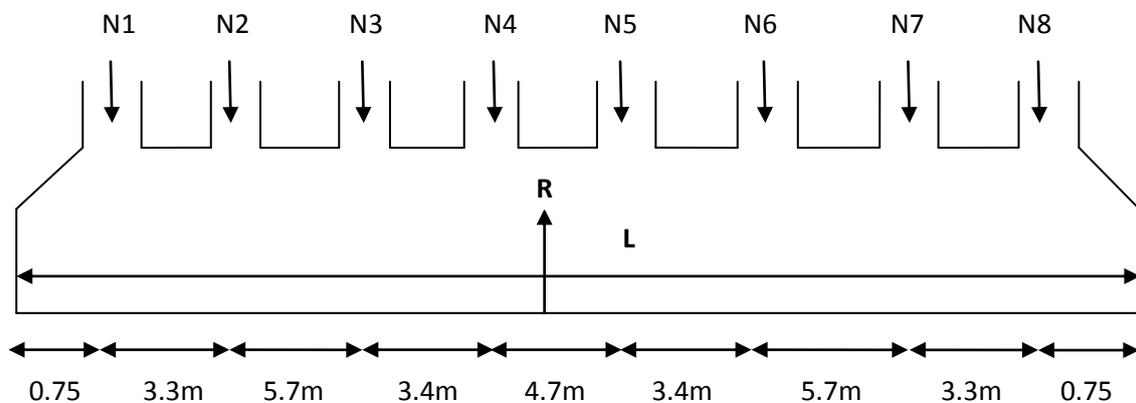
On raisonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux

Avec :

N<sub>i</sub> : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N<sub>1</sub> = 1595.172KN ; N<sub>2</sub> = 2616.561KN ; N<sub>3</sub> = 3276.516KN ; N<sub>4</sub> = 3541.501KN ;

N<sub>5</sub> = 3462.847KN ; N<sub>6</sub> = 3239.398KN ; N<sub>7</sub> = 2556.286KN ; N<sub>8</sub> = 1593.02KN .



**Figure VI.2:** semelle filante.

$$R = \sum N_i = 21881.302\text{KN.}$$

$$L = \sum l_i + b + 15\text{cm} = 29.5 + 0.7 + 1.5 = 31\text{m.}$$

$$\frac{N}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{21881.302}{31 \cdot 0.3} = 2.35\text{m.}$$

$$\Rightarrow B = 2.4\text{m}$$

$$\begin{cases} B = 2.4\text{m} \\ L = 31\text{m} \end{cases}$$

**La hauteur de la****semelle :**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \Rightarrow h \geq \frac{2.4-0.65}{4} + 5\text{cm} \Rightarrow h \geq 48.75\text{cm.}$$

$$\Rightarrow h = 50\text{cm.}$$

**VI.3.2.2 Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 * h * \mu_c * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2)}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 * h) * 2 = (0.7 + 0.65 + 2 * 0.5) * 2 = 4.7\text{m.}$$

$$0.045 * 0.5 * 4.7 * \frac{25}{1.5} * 10^3 = 1762.5\text{KN}$$

$$Q_u = 3541.501\text{KN} < 1762.5\text{KN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

On augmente la hauteur de la semelle  $\Rightarrow h = 85\text{cm.}$ **VI.3.2.3 Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 * h * \mu_c * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 * h) * 2 = (0.7 + 0.65 + 2 * 0.85) * 2 = 6.1\text{m.}$$

$$0.045 * 0.85 * 6.1 * \frac{25}{1.5} * 10^3 = 3888.75\text{KN}$$

$$Q_u = 3541.501\text{KN} < 3888.75\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**VI.3.2.4 Vérification de la contrainte du sol :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

$$\text{On a : } I_x = 35.71\text{m}^4 ; I_y = 5958.2\text{m}^4 ; X_G = \frac{31}{2} = 15.5\text{m} ; Y_G = \frac{2.4}{2} = 1.2\text{m}$$

**Sens X-X:** N=21881.302KN; M<sub>x</sub>=294.02KN.m

$$\sigma_{\max} = \frac{21881.302 * 10^{-3}}{2.4 * 31} + \frac{294.02 * 10^{-3}}{35.71} * 1.2 = 0.29 + 0.0098 = 0.304\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{21881.302 * 10^{-3}}{2.4 * 31} - \frac{294.02 * 10^{-3}}{35.71} * 1.2 = 0.29 - 0.0098 = 0.284\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 * 0.304 + 0.284}{4} = 0.299\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Sens Y-Y:** N=21881.302KN; M<sub>y</sub>=2657.122KN.m

$$\sigma_{\max} = \frac{21881.302 * 10^{-3}}{2.4 * 31} + \frac{2657.122 * 10^{-3}}{5958.2} * 15.5 = 0.29 + 0.0069 = 0.296\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{21881.302 * 10^{-3}}{2.4 * 31} - \frac{2657.122 * 10^{-3}}{5958.2} * 15.5 = 0.29 - 0.0069 = 0.283\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 0.296 + 0.283}{4} = 0.293 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

### VI.3.2.5 Vérification de la stabilisée au renversement :

Selon le **RPA99 (article 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$$\text{sens X - X: } e = \frac{294.02}{21881.302} = 0.013 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

$$\text{sens Y - Y: } e = \frac{2657.122}{21881.302} = 0.121 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

⇒ il n'y a pas risque de renversement

### VI.3.2.6 Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut assurer que :  $N \geq F_s * H * S_s * \gamma_w$

$F_s$  : Coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ) .

$S_s$  : Surface de la semelle ( $S_s = 74.4 \text{ m}^2$ ).

$\gamma_w = \frac{10 \text{ KN}}{\text{m}^3}$  (poids volumique) .

H: La hauteur d'ancrage de la semelle ( $H = 2 \text{ m}$ ).

$$N = 21881.302 \text{ KN} > 1.5 * 74.4 * 10 * 2 = 2232 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

### VI.3.2.7 Ferrailage :

#### a. Principale : (|| B)

$$A_{s \parallel B} = \frac{N(B-b)}{8 * d_B * \sigma_{st}} = \frac{21.881(2.4-0.65)}{8 * 0.82 * 400} = 38.29 \text{ cm}^2$$

#### b. secondaire : (|| L)

Il y'a une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents  $N_i$ , donc on met seulement

les armatures de construction.  $A_r = \frac{A_s^{\parallel B}}{3} = 12.76 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $S_{\parallel B} = 90 \text{ HA}10 = 71.1 \text{ cm}^2$  ,  $S_t = 35 \text{ cm}$ .

$S_{\parallel L} = 8 \text{ HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$  ,  $S_t = 35 \text{ cm}$ .

### VI.3.2.8 Calcul de la poutre de rigidité :

#### • Dimensionnement :

$$\frac{L_{\text{max}}}{9} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{6} \Rightarrow \frac{570}{9} \leq h \leq \frac{570}{6} \Rightarrow 63.33 \text{ cm} \leq h \leq 95 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \mathbf{h = 85 \text{ cm}; \quad b = 65 \text{ cm}.$$

• Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :

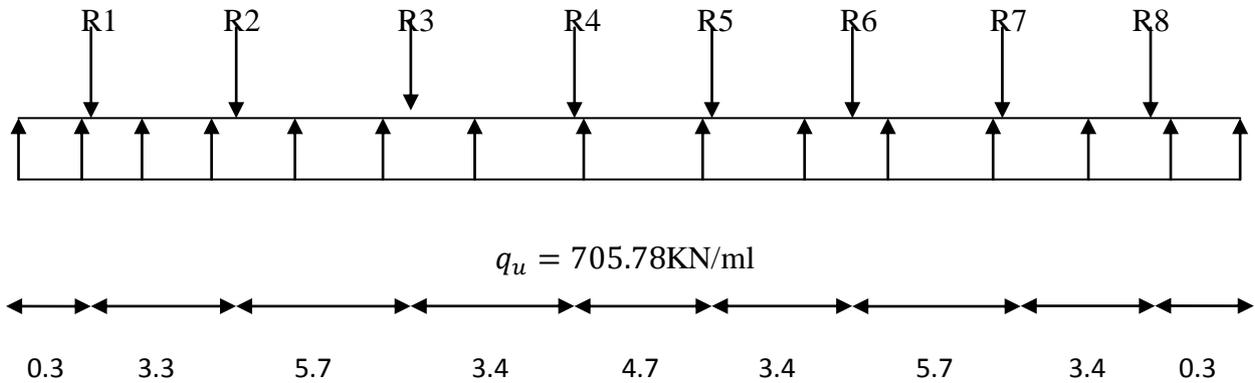


Figure VI.3: schéma statique de la poutre de rigidité.

$$q_u = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{21881.302}{31} = 705.85 \text{ kN/m}$$

$$q_s = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{14141.21}{31} = 456.17 \text{ kN/m}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot minorée. Le ferrailage se fait a la flexion simple. les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: ferrailage de la poutre de rigidité

	M(KN.m)	$A^{calculée} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{adoptée} (cm^2)$
Travée	1520.45	45.31	6.43	2HA32+6HA25=45.54cm <sup>2</sup>
Appui	1381.44	40.36	6.43	6HA25+4HA20=42.02cm <sup>2</sup>

• A l'ELU :

Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.43 \text{ cm}^2$ .

- vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \geq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{2024 * 10^3}{650 * 820} = 3.79 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée.}$$

- **A L'ELS :**

- **Etat limite de compression de béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est nuisible; la contrainte de traction des armatures est limitée (cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{F.N: } \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) \quad \text{avec : } \eta = 1.6 \text{ acier HA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$M_{ser}$ : moment max à l'ELS.

Y: position de l'axe neutre.

I: moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2:** résumé des résultats (vérification des contraintes).

	$M_{ser}$ (KN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	982.63	36.67	3050857.36	11.81	15	14.6	201.63
Appui	892.78	35.35	2852378.87	11.06	15	14.6	201.63

### VI.3.2.9 Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.3 ; 65 ; 25) \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \varnothing_t \leq 24.3\text{mm.}$$

$$\text{Soit : } \varnothing_t = 10\text{mm} \quad \Rightarrow \quad 4\varnothing_{10} = 3.16\text{cm}^2.$$

### VI.3.2.10 Espacement des aciers transversaux :

$$1-S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 * 82 ; 40\text{cm}).$$

$$\mathbf{S_t \leq 40\text{cm.}}$$

$$2-S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{3.16 * 400}{0.4 * 65}$$

$$\mathbf{S_t \leq 48.61\text{cm.}}$$

$$3-S_t \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b(\tau_u - 0.3 * f'_{tj} * K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \text{ (flexion simple + cadres droits).} \\ f'_{tj} = \min(f_{tj} ; 3.3\text{MPa}) = 2.1\text{MPa.} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{S_t \leq 11.59\text{cm.}}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{S_t = 10\text{cm.}}$$

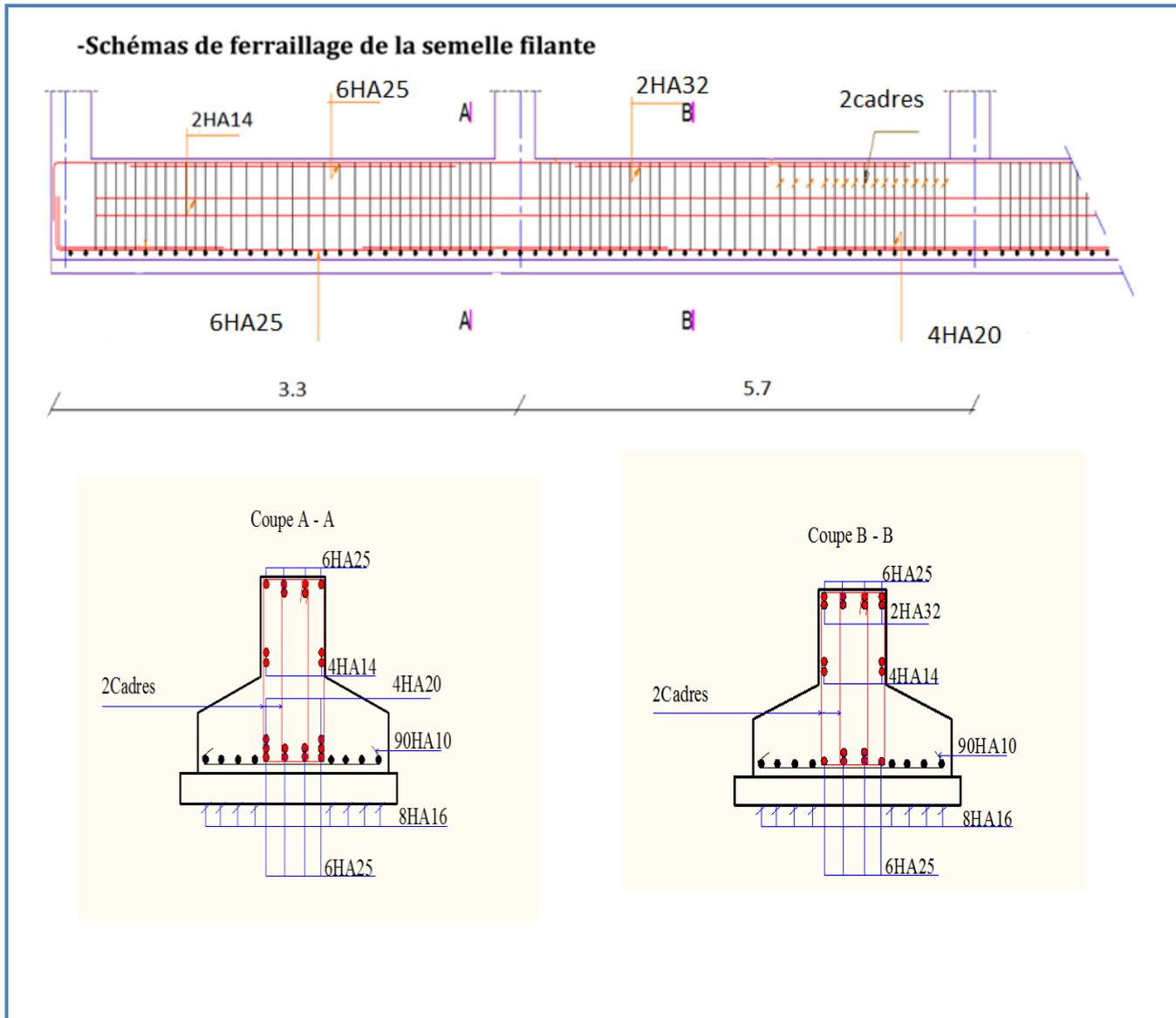
### VI.3.2.11 Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 85cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures

de peau de section  $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$  de hauteur.

$$H=85\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_p = 3 * 0.85 = 2.55\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14}=3.08\text{cm}^2/\text{ face.}$$



**Figure VI.4 :** schéma de ferrailage de la semelle filante.

#### VI.4 Voile périphérique :

Selon le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**VI.4.1 Dimensionnement du voile :**

La hauteur  $h=4.08\text{m}$

La longueur  $L=5.7\text{m}$

L'épaisseur  $e=20\text{ cm}$

**VI.4.2 Caractéristique du sol :**

D'après le rapport de sol on a eu ces données :

Le poids spécifique  $\gamma =22\text{KN/m}^3$

L'angle de frottement  $\varphi = 36^\circ$

La cohésion  $c=0\text{ KN/m}^2$

**VI.4.3 Évaluation des charges et surcharges:**

Le voile périphérique est soumis à :

**a. La poussée des terres**

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 22 \times 4.08 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{36}{2}\right) = 23.30\text{KN/m}^2$$

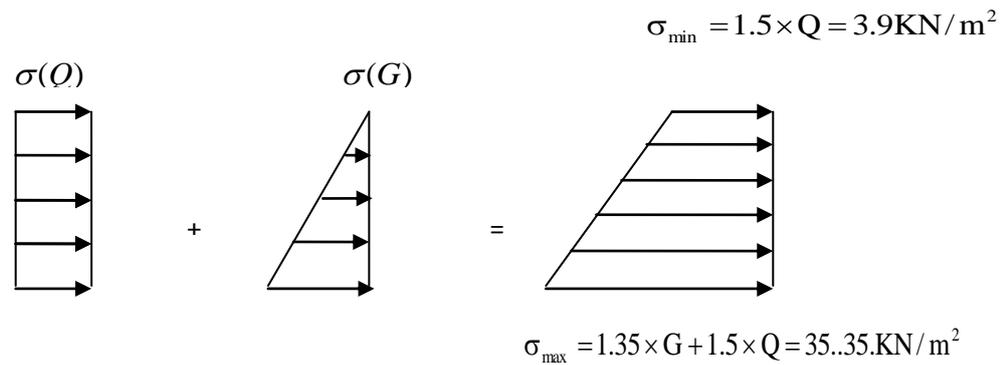
**b. Surcharges accidentelles :**

$$q=10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 2.60\text{KN/ml}$$

**VI.4.4 Ferrailage du voile:**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.



**Figure VI.5 :** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.48 \text{KN/m}^2$$

$$q = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 27.48 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{aligned} L_x &= 4.08 \text{ m} & b &= 100 \text{ cm} \\ L_y &= 5.7 \text{ m} & h &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

**a) Calcul des sollicitations :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 26.02 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = 11.63 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9.88 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 22.11 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ap}^x = -0.5 \times M_{0x} = -13.01 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ap}^y = -0.5 \times M_{0y} = -5.81 \text{KN} \cdot \text{m}$$

**b) Ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 \times 0.30) \text{ m}^2$ , et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 : Section des armatures le voile périphérique.**

Localisation		$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Sens XX</b>	<b>En travée</b>	22.11	0.048	0.061	0.175	3.63	1.83	4T12=4.52
	<b>En appuis</b>	13.01	0.028	0.035	0.177	2.11		4T10=3.14
<b>Sens YY</b>	<b>En travée</b>	9.88	0.021	0.026	0.178	1.59	1.6	4T8=2.01
	<b>En appuis</b>	5.81	0.012	0.015	0.178	0.93		4T8=2.01

Condition de non fragilité suivante : Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\alpha \geq 0.4$  :

$$\begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

- Les espacements:**

- **Armatures //  $L_x$  :**  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$
- **Armatures //  $L_y$  :**  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

- Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa, fissuration nuisible.}$$

On a

$$V_{u_x} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{27.48 \times 4.08}{2} \times \frac{5.7^4}{4.08^4 + 5.7^4} = 44.40 \text{ KN}$$

$$V_{u_y} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{27.48 \times 5.7}{2} \times \frac{4.08^4}{4.08^4 + 5.7^4} = 16.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{44.40}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérifications à l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = Q = 2.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 2.6 + 23.30 \Rightarrow \sigma_{\max} = 25.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 20.07 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 20.07 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 24.42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = 14.50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 12.32 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap}^x = -0.5 \times M_{0x} = -12.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap}^y = -0.5 \times M_{0y} = -7.25 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes:**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Dans l'acier : La fissuration est considérée nuisible.

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.4:** Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

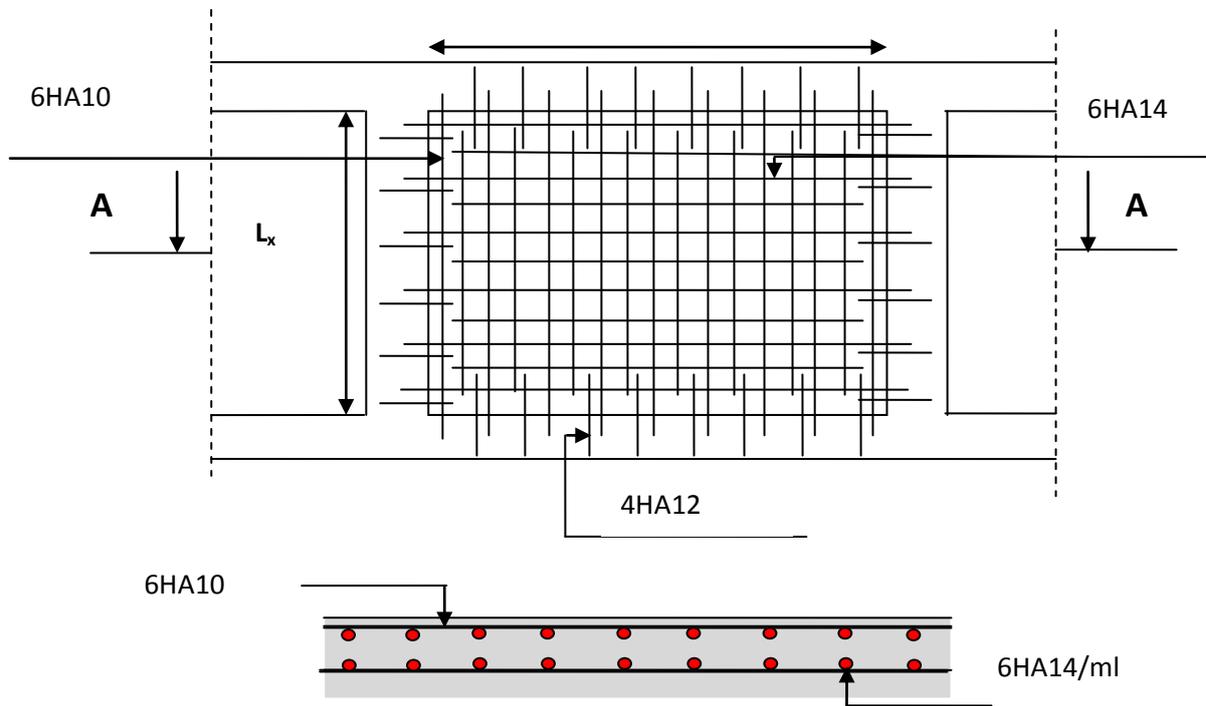
		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
En travée	XX	20.75	4.17	14610.45	5.92	294	Non vérifiée
	YY	12.32	4.3	11490.43	4.61	220.33	Non vérifiée
En appui	XX	12.21	3.67	9688.41	4.62	270.89	Non vérifiée

**Tableau VI.5:** Augmentation des sections d'armatures pour le voile périphérique.

		A adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	XX	6HA14=9.24
	YY	4HA12=4.52
En appui		6HA10=4.71

**Tableau VI.6:** Vérification des contraintes pour le voile périphérique après augmentation des sections d'armature.

		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
En travée	XX	20.75	5.81	27132.85	4.44	199.81	Vérifiée
	YY	12.32	4.3	12751.88	4.15	198.54	Vérifiée
En appui		12.21	4.38	15906.80	3.69	156.81	Vérifiée

**VI6.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique:****Figure VI.6 :** Schéma de ferrailage du voile périphérique

# Conclusion générale

---

## Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Pour les fondations on a opté à des fondations superficielles de type filantes avec des poutres de rigidités afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol.
- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

**Introduction**

L'étude d'un bâtiment en génie civil nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois résistante et économique.

Pour qu'une étude de génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

**I.1 Présentation de l'ouvrage :**

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+6+05entresols) à usage d'habitations, service et commerce.il est implanté à Ibourassen, commune d'oued Ghir, wilaya de Bejaïa, au côté Est de la garde communale.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA-2003) la région de Bejaïa est située dans la zone de moyenne sismicité(ZIIA).

**I.1.1 Caractéristique de la structure**

Les caractéristiques de la structure sont :

- Hauteur totale de la structure : 41.44m
- Hauteur de l'entre sol : 3.10m
- Hauteur de service : 3.06
- Hauteur du R.D.C et des étages courants : 3.10
- Largeur des entres sol: 9.16m
- Largeur des étages courant et RDC : 17.00m
- Longueur de bâtiment : 32.60m

**I.2.1 Donnée du site :**

- d'après le RPA99 /version 2003, l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le sol de notre site est constitué de des roches de catégorie S1.
- La contrainte admissible du sol est de 3 bars avec un ancrage de 2m.

**I.2 Description structurale :**

- ❖ Les plancher : sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

- ❖ Les escaliers : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ L'ascenseur :
- ❖ Les cloisons et les façades.
- ❖ L'acrotère : c'est l'élément encastré dans le plancher terrasse, dans notre projet on a deux types d'acrotères :
  - Terrasse inaccessible.
  - Terrasse accessible : qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde-corps.
- ❖ L'infrastructure : elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
  - Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
  - Limiter les tassements les déplacements horizontaux.
  - Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

### **I.3 Choix du contreventement :**

La conception du système de contreventement de l'ouvrage est faite en application de RPA99 (version 2003). Répondant aux conditions de l'article 4-b du RPA99/ version 2003 et dépassant 14.00m, le contreventement sera assuré par un système mixte avec justification d'interaction portique-voiles. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

**I.4 Règlements et normes utilisés :**

DTR B.C.2.48

CBA93

BAEL

**I.5 Etat limites :****I.5.1 Définition :**

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

**I.5.2 États limite ultimes (ELU) :**

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

On distingue :

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

**I.5.3 Etats limite de service (ELS) :**

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

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

**I.6 Les hypothèses de calcul :****❖ ELU :**

- 1- conservation des sections planes
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction de béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰, dans le cas de flexion simple ou composé, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma, \epsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement composée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

**❖ ELS :**

- 1- les hypothèses citées précédemment 1, 2 et 3
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques  $\sigma = E\epsilon$
- 3-  $n = E_s/E_b = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton
- 4- on ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé .

Une action peut être définie comme un ensemble de force ou de couple de force appliquée à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

**I.7 Les actions et les sollicitations :****I.7.1 Les différents types d'actions :****➤ Les actions permanentes (G) :**

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

➤ **Les actions variables(Q) :**

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

➤ **Les actions accidentelles(F<sub>A</sub>) :**

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

## I.7.2 Valeurs de calcul des actions à l'ELU :

### a) Combinaison d'actions à l'ELU :

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

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

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

$\psi_{0i}$  = coefficient de pondération.

❖ **Situation accidentelle :**

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

$F_A$ : 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.

$$\psi_{li} = \begin{cases} 0.15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b) Combinaison d'action à l'ELS :**

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

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

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble de l'action permanente défavorable.

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

- Combinaisons de calcul :

Pour déterminer les sollicitations et les déformations on considère les combinaisons de calcul suivantes :

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

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

**I.8 Caractéristiques des matériaux :****I.8.1 Concept du Béton Armé :**

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

De plus, le béton a un comportement fragile.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %). Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

## a) Le béton :

Le béton est un mélange du ciment, du sable, du gravier et de l'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

## ❖ Résistance du béton :

## – Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93) :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

- Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} \end{array} \right.$$

La figure 1, Donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

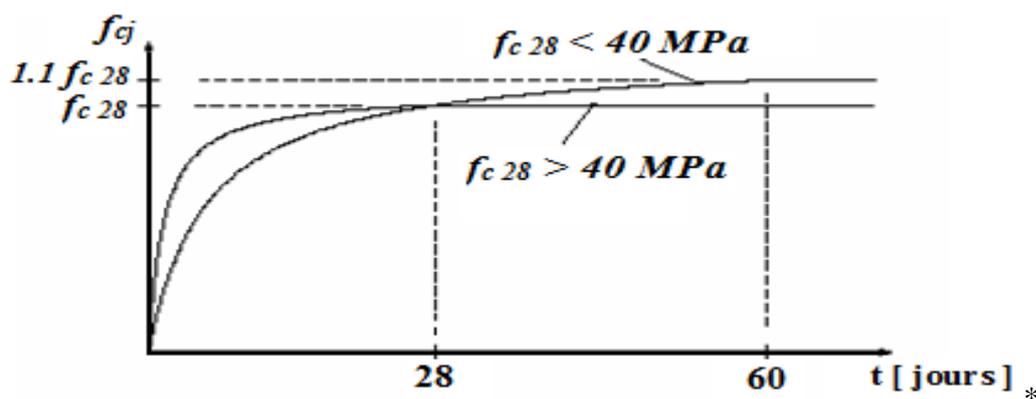


Figure .I.1 .Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour 1m<sup>3</sup> de béton courant doser à 350kg de CEM II, la résistance moyenne  $f_{c28}$ , Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

- **Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

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

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

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

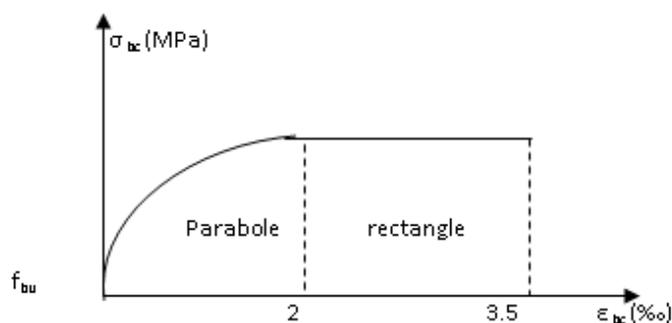
- **Contraintes limites :**

❖ **Etats limites ultimes :**

➤ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul a l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



**Figure I.2.** Diagramme des contraintes du béton

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.  $\gamma_b = 1.5$  en situation durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelles.

$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$  POUR  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$  pour  $\gamma_b = 1.15$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

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

$$\begin{cases} \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service :**

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

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

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

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

- **Déformation longitudinale du béton:**

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

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

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

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

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

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

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

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

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

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

➤ **Module déformation transversale :**

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

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

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

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

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

$$\nu = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta l/l_0} = \frac{\xi_t}{\xi_l}$$

Avec:

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_l$ : déformation limite longitudinale.

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

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

**b) L'acier**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements très faibles), de l'ordre de 500MPa, lorsqu'un traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %) et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

- **Résistance caractéristiques de l'acier :**

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

❖ **Contraintes limites  $\sigma_s$**

➤ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas general} \\ 1 & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  est le coefficient de sécurité.

➤ **ELS**

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

1<sup>er</sup> cas : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

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

2<sup>ème</sup> cas : fissuration préjudiciable [FP-extérieur]

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e ; 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

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

3<sup>ème</sup> cas : fissuration très préjudiciable (FTP-milieus agressifs) :

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{: pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta = 1.6 & \text{: pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

- **Principales armatures utilisées :**

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

	Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

- **Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :**

Le diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hook ( $\sigma = E_e$ ) pente  $E = 2 * 10^5 \text{ MPa}$  indépendante de la nuance.
- Droites horizontale limitée à 10% (déformation maximale)

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

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

$\sigma_s$  : est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas courant} \\ 1 & \text{combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

**I.9 Matériaux utilisés :**

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	<ul style="list-style-type: none"> <li>❖ Résistance caractéristique (<math>f_{c28}</math>)</li> <li>❖ Contrainte limite à l'ELU :                             <ul style="list-style-type: none"> <li>• Situation durable</li> <li>• Situation accidentelle</li> </ul> </li> <li>❖ contrainte limite à l'ELS (<math>\sigma_{bc}</math>)</li> <li>❖ module de déformation longitudinale instantanée (<math>E_{ij}</math>)</li> <li>❖ module de déformation longitudinale différée <math>E_{vj}</math></li> </ul>	<p>25</p> <p>14.2</p> <p>18.45</p> <p>15</p> <p>32164.19</p> <p>10721.39</p>
Acier	<p>Limite d'élasticité</p> <p>Module d'élasticité</p> <p>Contrainte de calcul à l'ELU :</p> <p style="padding-left: 40px;">Situation courante</p> <p style="padding-left: 40px;">Situation accidentelle</p> <p>Contrainte à l'ELS :</p> <p style="padding-left: 80px;">FPN</p> <p style="padding-left: 80px;">FN</p> <p style="padding-left: 80px;">FTN</p>	<p>400</p> <p><math>2 \cdot 10^5</math></p> <p>400</p> <p>348</p> <p>/</p> <p>201.6</p> <p>176</p>

## Introduction

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

- Eléments structuraux: Poutres, poteaux et voile.
- Eléments secondaires : Planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

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

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

### II.1. Pré dimensionnement des éléments

#### II.1.1 Eléments secondaires

##### 1 Les planchers

###### 1.a .Plancher à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

–  $h_t$ : hauteur totale du plancher.

–  $L$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L = 470 - 30 = 440.$$

$$h_t = \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_0 = 16 + 4$ ) = 20 cm

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

Comme le marché nous impose généralement la hauteur du corps creux  $h = 16 \text{ cm}$ , donc on adopte pour la hauteur du plancher  $h_t = 20 \text{ cm}$  ( $16 + 4$ ) tel que 4 cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

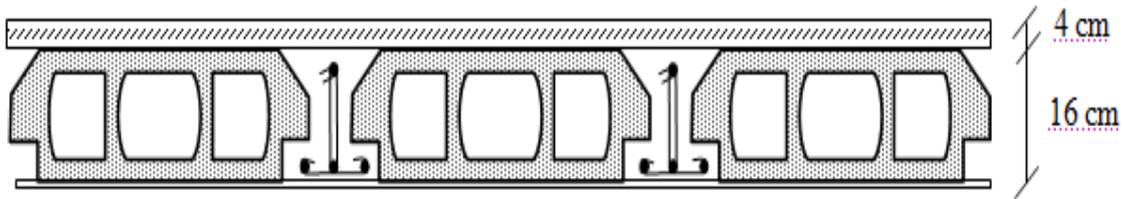


Figure .II.1. Coupe d'un plancher à corps creux

✓ **Disposition des poutrelles :**

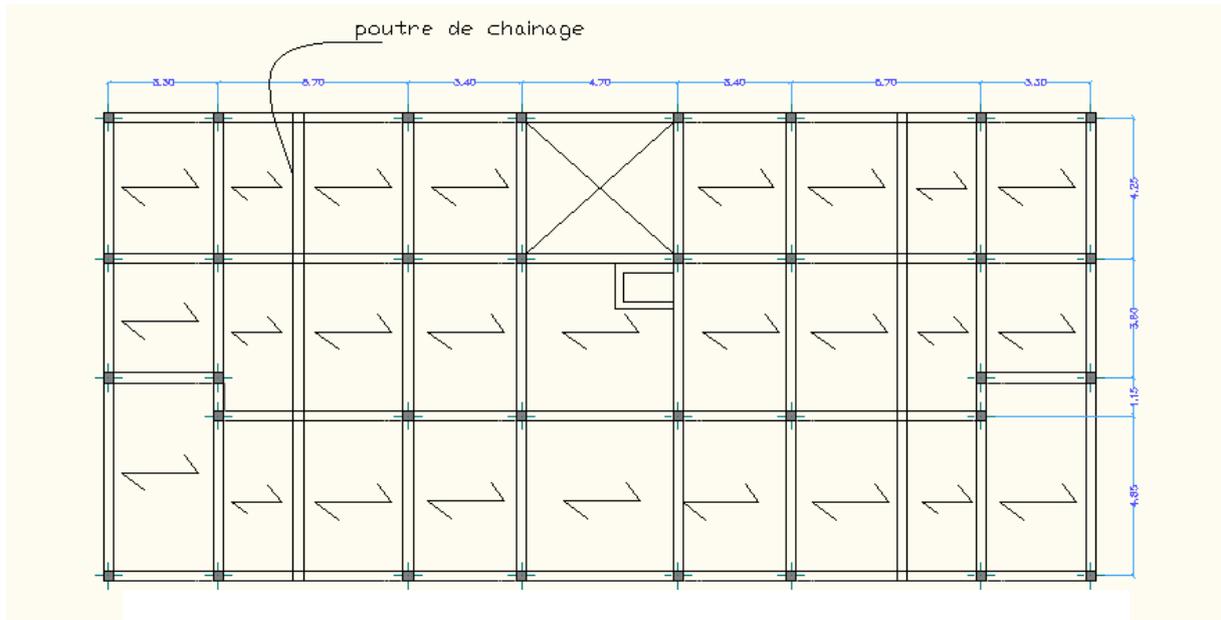


Figure II.2: Disposition des poutrelles.

- **Les poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Elles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

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

$l_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 300\text{cm}$ ).

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher.

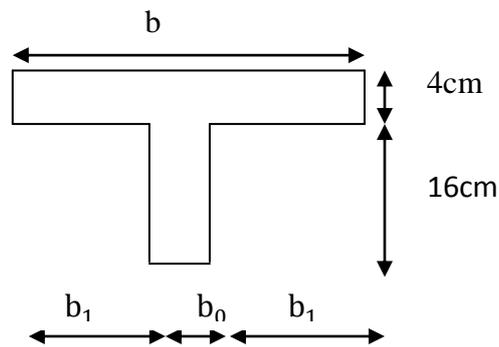


Figure .II.3.Schéma d'une poutrelle

$b_0 = 10\text{cm}$  largeur de la nervure

$l_x = 55\text{cm}$  distance entre nus de poutrelles.

$l_y = 300\text{cm}$  distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$h_0 = 4\text{cm}$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 16\text{cm}$  hauteur totale de la poutrelle.

**$b = 65\text{cm}$**

### 1.b Pré dimensionnement des dalles pleines

#### ➤ Résistance au feu

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

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

$e \geq 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

#### ➤ Isolation phonique :

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

#### ➤ Résistance à la flexion :

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

- $e \geq \frac{l_x}{20}$  dalle reposant sur un seul appui.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$  dalle reposant sur deux appuis.
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  dalle reposant sur trois ou quatre appuis.

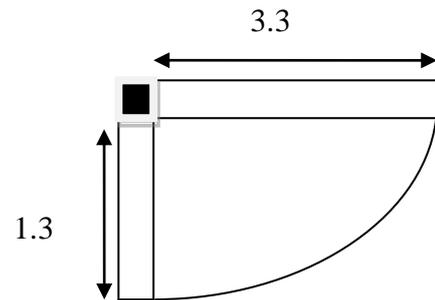
\* **Panneau sur 02 appuis :****Type 1 :**

Ce panneau de dalle a une portée égale à :

$$L_x=145\text{cm.}$$

On aura donc :

$$\frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \rightarrow 3.71 \leq e \leq 4.33$$



**Figure .II.4.**Dalle sur deux appuis

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable

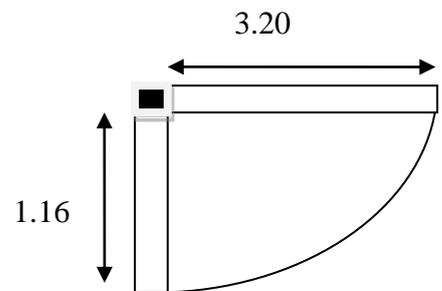
On prend : **e= 14 cm**

**Type 2 :**

Ce panneau de dalle a une portée égale à :

$$L_x=116\text{cm.}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{116}{35} \leq e \leq \frac{116}{30} \rightarrow 3.31 \leq e \leq 3.86$$



**Figure II.5.**Dalle sur deux appuis

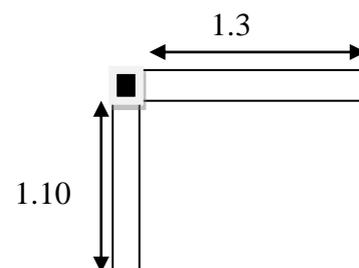
On prend : **e= 14 cm**

**Type 3 :**

Ce panneau de dalle a une portée égale à :

$$L_x=110\text{cm.}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \rightarrow 3.14 \leq e \leq 3.66$$

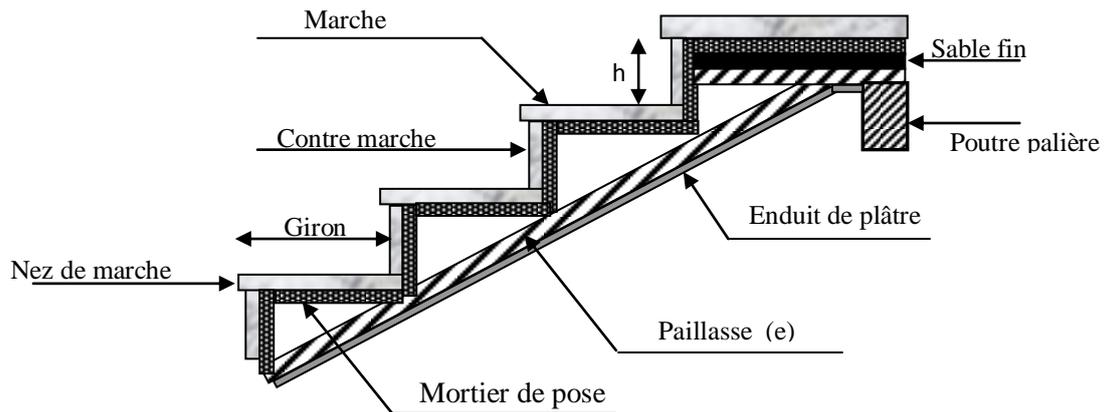


**Figure II.6.**Dalle sur deux appuis

On prend : **e= 14 cm**

**2. Les escaliers :**

L'escalier est un élément secondaire en béton armé conçu sur place. il est constitué d'une succession de marche permettant le passage d'un niveau a un autre.



**Figure II.7.**Détail d'un escalier

Les différents éléments qui constituent un escalier sont :

$h$  : hauteur de la contre marche.

$g$  : largeur de marche.

$H_0$  : hauteur à franchir avec une volée.

$L$  : la portée totale projetée.

$n$  : nombre de contre marche.

• **Pré dimensionnement des escaliers :**

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

La hauteur  $H$  de contremarche se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de **BLONDEL** qui les lie est :

$$2h+g=m \quad \text{avec } 59 \leq m \leq 65 \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

$$g = \frac{10}{n-1} \times n : \text{nombre de contre marches et } n-1 : \text{nombre de marches. } h = \frac{H_0}{n}$$

-Escalier a trois volées a double palier de repos.

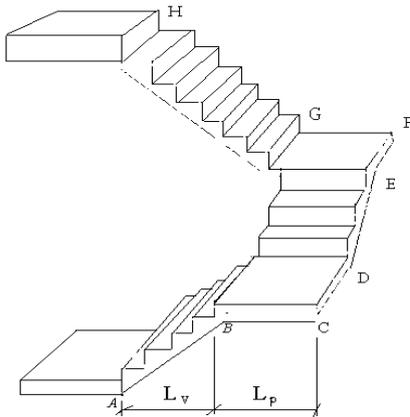


Figure II.8 .Vue en plan et en 3D

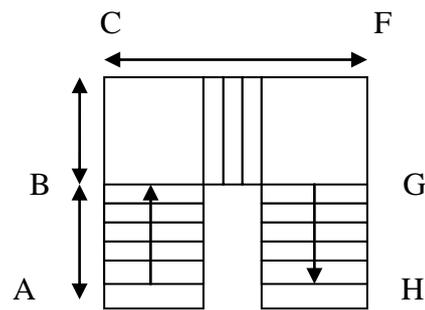


Figure II.9 .vue en plan d'escalier

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :

- ✓ la volée (A-C)

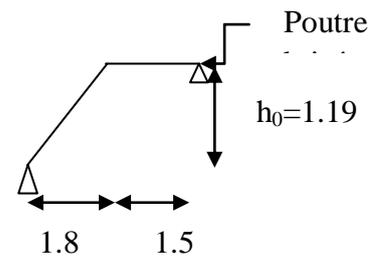


Figure II.10.Schéma statique de la volée

➤ **Epaisseur de la pailleasse :**

La longueur développée est :  $l=l_v+l_p$

Avec :  $l_v$  : longueur de la volée.

$l_p$  : longueur des paliers.

$$l = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p = \sqrt{1.19^2 + 1.8^2} + 1.5$$

$$l = 3.65m \begin{cases} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{365}{30} \leq e \leq \frac{365}{20} \Rightarrow 12.16 \leq e \leq 18.25 \\ e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe feu.} \end{cases}$$

On prend :  $e=17 \text{ cm}$

❖ **Calcul de h et g : on a :**  $\begin{cases} l_0 = 1.8m \\ h_0 = 1.19m \end{cases}$

En résolvant l'équation :  $64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$

$$64n^2 - 482n + 238 = 0$$

On trouve :  $n=7$  c.-à-d. :  $\begin{cases} 7 \text{ contre marches.} \\ 6 \text{ marche.} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{6} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h_0}{7} \Rightarrow \frac{119}{7} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

$$a = 119/180 = 33.46$$

❖ La volée (C-D)

-Schéma statique de l'escalier

❖ Epaisseur de la paillasse :

$$l = 3.5 + \sqrt{0.9^2 + 0.68^2} = 462 \text{ cm} = 4.62 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{462}{30} \leq e \leq \frac{462}{20} \Rightarrow 15.4 \leq e \leq 23.1 \\ e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe feu.} \end{cases}$$

On prend :  $e = 17 \text{ cm}$

❖ Calcul de  $h$  et  $g$  : on a :  $\begin{cases} l_0 = 0.9 \text{ m} \\ h_0 = 0.68 \text{ m} \end{cases}$

En résolvant l'équation :  $64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0$$

On trouve :  $n=4$  c.-à-d. :  $\begin{cases} 4 \text{ contre marches.} \\ 3 \text{ marche.} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{3} \Rightarrow g = \frac{90}{3} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h_0}{4} \Rightarrow \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

La condition de conformité :

$59 \leq 2h + g \leq 66$  .....relation de BLANDEL

$$\rightarrow 59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \rightarrow 59 \leq 65 \leq 66$$

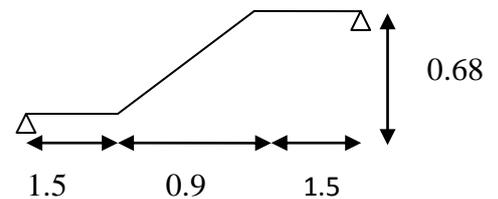


Figure II.11. Schéma statique de l'escalier

### 3 . L'acrotère:

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

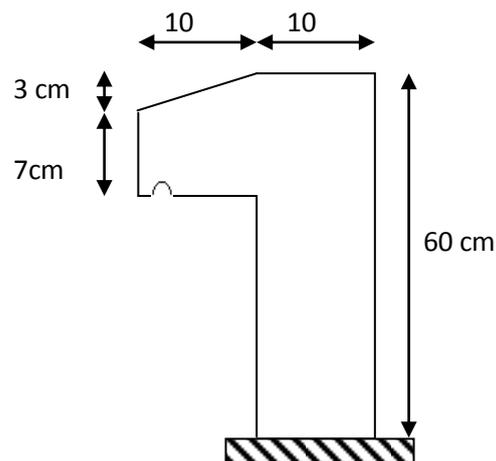
Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend  $H=100\text{cm}$

$$S=0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S=0.0685\text{m}^2.$$



**Figure II.12 :** Schémas de l'acrotère (terrasse inaccessible)

#### II.1.2. Eléments structuraux

##### 1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

**1.a. Les poutres principales :**

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appui, Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition de la flèche selon CBA93 :

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

Avec :

**L<sub>max</sub>** : longueur de la portée maximale de la poutre considérée entre nus d'appuis.

On a deux types des poutres principales

**Type 1**

$$L_{\max} = 600 - 30 = 570 \text{ Cm}$$

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 57$$

On prendre :  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 45)$

- vérification

Selon les recommandations du RPA99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \text{Vérier}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

**Type 2**

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ Cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30.33 \leq h \leq 45$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 40)$

- **vérification**

Selon les recommandations du RPA99 (version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \text{Vérifier}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

**1.b .Les poutres secondaires :**

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèches du CBA93 :

**Type 1 :**

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \leq e \leq 54$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : (b\*h) = (30\*45)

- **vérification**

Selon les recommandations du RPA99 (version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \text{Vérifier}$$

**Type 2 :**

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq e \leq 44$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : (b\*h) = (30\*40)

- **vérification**

Selon les recommandations du RPA99 (version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right. \text{Vérifier}$$

## 2. Les voiles de contreventement :

Selon le RPA 99/version 2003 le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile ( $e_{\min}$ ) est de 15 cm.

1) La hauteur libre d'étage du commerce est :  $408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$$e \geq \max \left( 15 ; \frac{h_e}{20} \right) ; e \geq 19.4 \text{ cm}$$

Donc  $e = 20 \text{ cm}$

2) hauteur libre d'entre sol 1 :  $306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$e \geq \max \left( 15 ; \frac{h_e}{20} \right) ; e \geq 14.3 \text{ cm}$$

Donc  $e = 20 \text{ cm}$

Et pour les autres étages la hauteur libre est :  $310 - 20 = 290 \text{ cm}$

$$e \geq \max \left( 15 ; \frac{h_e}{20} \right) ; e \geq 14.5 \text{ cm}$$

Donc  $e = 20 \text{ cm}$

Donc l'épaisseur des voiles dans notre structure :

$e = 20 \text{ cm}$

### -vérification :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement, sa largeur minimale doit être :

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

On optera pour une largeur minimale de 85 cm

## 3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique (II a)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuée la décente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citée ci-dessus :

**Tableau .II.1.** Sections préalables des poteaux.

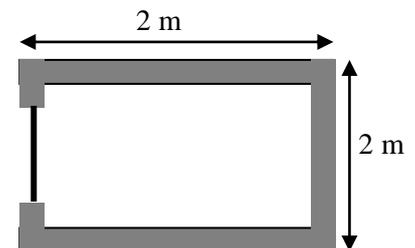
Etage	Commerce	service	Entre Sol 1+2	entre sol 3	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6+7
S (cm <sup>2</sup> )	40×50	40×50	40×45	35×45	35×45	35×40	30×40	30×40

#### 4 .Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur. L=200 cm
- l : Largeur de l'ascenseur
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F<sub>c</sub> : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P<sub>m</sub> : Charge due à l'ascenseur = 15KN.



**Figure II .13 :** Cage d'ascenseur.

**II.2. Evaluation des charges et surcharges :****II.2.1 .Plancher corps creux :****a . Plancher terrasse inaccessible****Tableau .II.2 :** évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
4	Forme de pente (1%)	0.065	22	1.43
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		$G_{\text{terrasse}}=5.56\text{Kn/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q=1.00\text{Kn/m}^2$		

**b. Plancher terrasse accessible :****Tableau .II.3.** Evaluation de charge et surcharge de la terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.20	14	2.80
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	18	0.72
Forme de pente	0.065	22	1.43
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			$G = 6.47$
Charge d'exploitation			$Q = 1.5$

## c. Plancher étage courant

**Tableau.II.4.** Evaluation des charges du plancher étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0.10	0.1	1
Charge permanente totale				G = 5,2
Surcharge d'exploitation pour l'étage d'habitation				Q = 1,50 KN
Surcharge d'exploitation pour le service				Q=2.5 KN
Surcharge d'exploitation pour le commerce				Q=3.5

## II.2.2 .Dalle pleine

## a. les balcons :

**Tableau .II.5.** Evaluation des charges de la dalle pleine

	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Garde-corps	/	/	1
Charge permanente totale				G = 5,9
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

**b.Les escaliers****b.1 .Palier :****Tableau .II.6.** Evaluation des charges du palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.14	25	3.5
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4.9
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

**b .2.La Volée :****Tableau .II.7.** Evaluation des charges de la volée.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Marches	17· (1/2)	22	1.87
5	Paillasse	17/ (cosα)	25	5.25
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 8.52
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

**II.2.3 Murs de facade en double cloisons :****Tableau .II.8.**Evaluation des charges des murs extérieures

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'air	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2,85

- **Acrotère terrasse inaccessible :**

**Tableau .II.9.**Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère de terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m)
Poids propre de l'acrotère	0.1	25	1.712
Enduit de ciment intérieur	0.02	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	0.02	20	0.24
Charge permanente total			G = 2.19
Charges d'exploitations			Q = 1

**II.3. Descente de charge pour le poteau P1 :**

- Poutres Principales (35×45).
- Poutres Secondaires (30×40).
  - Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_{\text{corps creux}}$
  - Surface d'escalier :  $S_{\text{escalier}} = S_4$
  - Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
  - Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

**II.3.1 Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau (P1)**

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est :  $P=25 \times S \times h$

h : hauteur d'étage

S : surface du poteau (b× h)

Tableau .II.10.Poids propres des poteaux.

Etage	Commerce	service	Entre Sol 1+2	entre sol 3	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6+7
S (m <sup>2</sup> )	0.20	0.20	0.18	0.157	0.157	0.14	0.12	0.12
Poids (kN)	20.4	15.3	13.95	12.16	12.16	10.85	9.3	9.3

### II.3.2 Calcul des surfaces afférentes :

Pour la charge d'exploitation terrasse inaccessible

$$S = (2.275 + 2.225 + 0,3) \times (1.55 + 0,3 + 2.7) = 21.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Etage courant, RDCS} = 21.84 - (0,3 \times 0,3) = 2.275$$

Pour les entres sols + service + commerce

$$S = 11.48 - (0,3 \times 0,3) = 11.39 \text{ m}^2$$

Pour la charge permanente (etage courant RDC)

$$S = (2.7 \times 2.225) + (1.55 \times 2.225) + (2.7 \times 2.275) + (1.55 \times 2.275)$$

Pour la charge permanente (entre sol+service+commerce)

$$S = (2.7 \times 2.225) + (1.55 \times 2.225) = 9.45 \text{ m}^2$$

#### ➤ Poids des planchers

- **terrasse inaccessible**

$$G_{\text{corps creux}} = 5.56 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.56 \times 19.125 = 106.335 \text{ KN} ; \quad Q = 1 \times 21.84 = 21.84 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant + RDC**

$$G = 5,2 \times 19.125 = 99.45 \text{ KN} ; \quad Q = 1.5 \times 21.75 = 32.652 \text{ KN}$$

- **Plancher des entres sol :**

$$G = 5,2 \times 9.45 = 49.14 \text{ KN} ; \quad Q = 1.5 \times 11.39 = 17.085 \text{ KN}$$

- **Plancher de service**

$$G = 5,2 \times 9.45 = 49.14 \text{ KN} ; \quad Q = 2.5 \times 11.39 = 28.475 \text{ KN}$$

- **Plancher de commerce**

$$G = 5,2 \times 9.45 = 49.14 \text{ KN} ; \quad Q = 5 \times 11.39 = 56.95 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres**

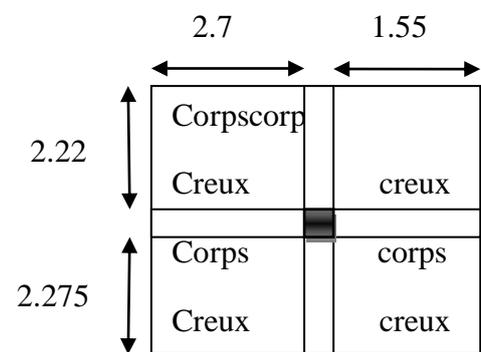


Figure II .14 .Surface qui revient au poteau P1

$$G_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 4.8 = 14.4 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 4.25 = 12.75 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 20,55 + 15,12 = 27.15 \text{ KN}$$

**II.3.3 .Loi de dégression des charges d’exploitations en fonction du nombre d’étages**

La loi de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d’étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié

➤ **La loi de dégression des charges d’exploitation**

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

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :..... $Q_0$ .
- Sous le dernier étage :..... $Q_0 + Q_1$ .
- Sous l’étage immédiatement inférieur :..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous l’étage immédiatement inférieur :..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  :..... $Q_0 + (3 + n/2n) \times Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n$ .

Dans ce projet les surcharges d’exploitation ne sont pas égales.

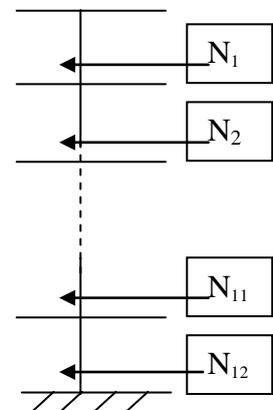
$Q_1, \dots, Q_{10}$  : La surcharge d’exploitation sur les étages à usage d’habitation + RDC

$Q_0$  : La surcharge d’exploitation sur la terrasse inaccessible

$Q'$  : La surcharge d’exploitation sur le service

$Q''$  : La surcharge d’exploitation sur le commerce

- N1 :  $Q_0 = 21.84 \text{ KN}$
- N2 :  $Q_0 + Q_1 = 54.492 \text{ KN}$
- N3 :  $Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 83.87 \text{ KN}$
- N4 :  $Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 110 \text{ KN}$
- N5 :  $Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 132.85 \text{ KN}$
- N6 :  $Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 152.448 \text{ KN}$



**Figure II.15 .Schéma statique de la décente de charge**

$$N7 : Q_0 + \frac{3+6}{2*6} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 168.774 \text{ KN}$$

$$N8 : Q_0 + \frac{3+7}{2*7} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 173.98 \text{ KN}$$

$$N9 : Q_0 + \frac{3+8}{2*8} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 180.02 \text{ KN}$$

$$N10 : Q_0 + \frac{3+9}{2*9} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 186.618 \text{ KN}$$

$$N11 : Q_0 + \frac{3+10}{2*10} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) + Q_{10} = 210.973 \text{ KN}$$

$$N12 : Q_0 + \frac{3+11}{2*11} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) + Q_{10} + Q_{11} = 264.828 \text{ KN}$$

**Tableau.II.11.** Descente des charges pour le poteau P1

Niveau	Eléments	G KN	Q KN
N1	Plancher terrasse inaccessible (16+4)	106.335	
	Poutres	27.15	
	poteau (30×40)	9.3	
	<b>Total</b>	<b>142.785</b>	<b>21.84</b>
N2	Venant de N <sub>1</sub>	142.785	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (30×40)	9.3	
	<b>Total</b>	<b>278.685</b>	<b>54.492</b>
N3	Venant de N <sub>2</sub>	278.685	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (30×40)	9.30	
	<b>Total</b>	<b>414.585</b>	<b>83.87</b>
N4	Venant de N <sub>3</sub>	414.585	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (30×40)	9.3	
	<b>Total</b>	<b>550.485</b>	<b>110</b>
N5	Venant de N <sub>4</sub>	550.485	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (35×40)	10.85	
	<b>Total</b>	<b>687.935</b>	<b>132.85</b>
N6	Venant de N <sub>5</sub>	687.935	
	Plancher étage courant (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (35×40)	10.85	
	<b>Total</b>	<b>825.385</b>	<b>152.448</b>
N7	Venant de N <sub>6</sub>	825.385	
	Plancher RDC (16+4) cm	99.45	
	Poutres	27.15	
	poteau (35×45)	12.20	

	<b>Total</b>	<b>964.185</b>	<b>168.774</b>
<b>N8</b>	Venant de N <sub>7</sub>	964.185	
	Plancher ENTR SOL 3(16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (35×45)	12.20	
	<b>Total</b>	<b>1045.85</b>	<b>173.98</b>
<b>N9</b>	Venant de N <sub>1</sub>	1045.85	
	Plancher ENTR SOL 2 (16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (40×45)	13.95	
	<b>Total</b>	<b>1129.265</b>	<b>180.02</b>
<b>N10</b>	Venant de N <sub>1</sub>	1129.265	
	Plancher ENTR SOL 1 (16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (40×45)	13.95	
	<b>Total</b>	<b>1212.68</b>	<b>186.618</b>
<b>N11</b>	Venant de N <sub>10</sub>	1212.68	
	Plancher SERVICE (16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (40×50)	15.30	
	<b>Total</b>	<b>1297.445</b>	<b>210.973</b>
<b>N12</b>	Venant de N <sub>11</sub>	1297.445	
	Plancher COMMERCE (16+4) cm	49.14	
	Poutres	20.325	
	poteau (40×50)	20.40	
	<b>Total</b>	<b>1387.31</b>	<b>264.828</b>
<b>Nu<sub>1</sub> = 1.35Gt + 1.5Qt = 2270.110KN</b>			
<b>N<sub>S1</sub> = Gt + Qt = 1652.138KN</b>			

**II.4. Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau central (P2) :**

- Terrasse accessible

$$G_{\text{corps creux}} = 6.47 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6.47 \times 18.225 = 106.335 \text{ KN} ; Q = 1 \times 18.225 = \text{KN}$$

- Plancher étage courant + RDC

$$G = 5,2 \times 15.75 = \text{KN} ; Q = 1.5 \times 15.75 = \text{KN}$$

- Plancher des entres sol :

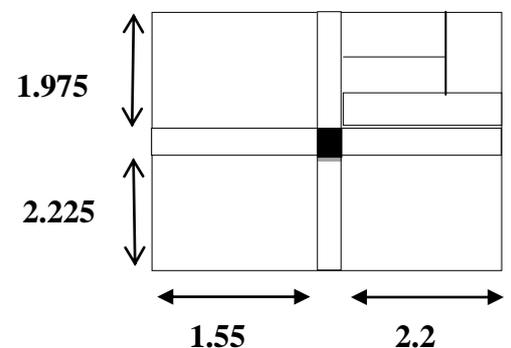
$$G = 5,2 \times 15.75 = 49.14 \text{KN} ; Q = 1.5 \times 15.75 = \text{KN}$$

- Plancher de service

$$G = 5,2 \times 15.75 = 49.14 \text{KN} ; Q = 2.5 \times 15.75 = \text{KN}$$

- Plancher de commerce

$$G = 5,2 \times 15.75 = \text{KN} ; Q = 5 \times 15.75 = \text{KN}$$



**Figure II .16** Surface qui revient au poteau P2

- Les escaliers

$$G = 34.66 \text{ KN} \quad Q = 14 \text{ KN}$$

- Poids des poutres

$$G_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 4.5 = 13.5 \text{ K}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 3.75 = 11.25 \text{ KN}$$

$$G_{poutres} = 13.5 + 11.25 = 24.75 \text{ KN}$$

**Tableau.II.12.** Descente des charges pour le poteau P2

Niveau	Eléments	G KN	Q KN
<b>N1</b>	Plancher dalle pleine 12	13.03	
	Poutres	13.425	
	Poteau (30×40)	9.3	
	<b>Total</b>	<b>35.76</b>	<b>19.90</b>
<b>N2</b>	Venant de N1	35.76	
	Plancher terrasse accessible (16+4)	65.69	
	Poutres	24.75	
	poteau (30×40)	9.3	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>170.16</b>	<b>40.72</b>
<b>N3</b>	Venant de N <sub>2</sub>	170.16	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (30×40)	9.3	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>298.17</b>	<b>59.32</b>
<b>N4</b>	Venant de N <sub>3</sub>	298.17	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (30×40)	9.30	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>426.18</b>	<b>75.87</b>
<b>N5</b>	Venant de N <sub>4</sub>	426.18	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (30×40)	9.3	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>554.19</b>	<b>90.34</b>
<b>N6</b>	Venant de N <sub>5</sub>	554.19	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (35×40)	10.85	
	Escaliers	34.66	

	<b>Total</b>	<b>683.75</b>	<b>102.748</b>
<b>N7</b>	Venant de N <sub>6</sub>	683.75	
	Plancher étage courant (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (35×40)	10.85	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>814.66</b>	<b>113.08</b>
<b>N8</b>	Venant de N7	814.66	
	Plancher RDC (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (35×45)	12.20	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>945.47</b>	<b>123.42</b>
<b>N9</b>	Venant de N <sub>8</sub>	945.47	
	Plancher ENTR SOL 3(16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (35×45)	12.20	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>1076.48</b>	<b>1133.76</b>
<b>N10</b>	Venant de N <sub>9</sub>	1076.48	
	Plancher ENTR SOL 2 (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (40×45)	13.95	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>1209.14</b>	<b>144.10</b>
<b>N11</b>	Venant de N <sub>10</sub>	1209.14	
	Plancher ENTR SOL 1 (16+4) cm	59.30	
	Poutres	24.75	
	poteau (40×45)	13.95	
	Escaliers	34.66	
	<b>Total</b>	<b>1341.8</b>	<b>154.44</b>
<b>N12</b>	Venant de N <sub>11</sub>	1341.8	
	Plancher SERVICE (16+4) cm	81.9	
	Poutres	24.75	
	poteau (40×50)	15.30	
	<b>Total</b>	<b>1463.75</b>	<b>196.954</b>
<b>N13</b>	Venant de N <sub>12</sub>	1463.75	
	Plancher étage courant (16+4) cm	81.9	
	Poutres	24.75	
	poteau (40×50)	20.40	
	<b>Total</b>	<b>1590.8</b>	<b>285.277</b>
<b><math>Nu_2=1.35Gt+1.5Qt =2575.49KN</math></b>			
<b><math>Ns_2= Gt +Qt =1875.767KN</math></b>			

**II.5. Calcul du poids propres des éléments revenants au poteau central (P3) :**

**• Terrasse inaccessible :**

Pour les charges permanentes:

$$S = (1.5 \times 1.975) + (1.65 \times 1.5) = 5.43 \text{KN}$$

Pour les charges d'exploitations:

Terrasse inaccessible :

$$S = (1.5 + 0.3) \times (1.975 + 0.3 + 1.65) = 7.065 \text{m}^2$$

**• Pour étage courant, RDC et entres sols, commerce et service :**

$$S = 7.065 - (0.3 \times 0.3) = 6.975 \text{KN}$$

**• Poids propre des poutres :**

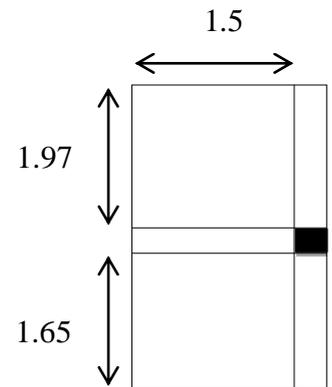
$$G_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (1.975 + 0.3 + 1.65) = 11.77 \text{KN}$$

$$G_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 1.5 = 4.65 \text{KN}$$

$$G_p = 11.77 + 4.65 = 16.42 \text{KN}$$

**• Poids l'acrotère :**

$$G = 2.19 \times (1.975 + 0.3 + 1.65) = 8.59 \text{KN}$$



**Figure II .17 .Surface qui revient au poteau P3**

**Tableau.II.13.** Descente des charges pour le poteau P3

NIVEAUX	DESIGNATIONS	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible (16+4)	30.19	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteau (30x40)	9.30	
	Acrotère	8.59	
	<b>TOTAL</b>	<b>64.5</b>	
N2	Venant de N2	64.5	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (30x40)	9.3	
	<b>TOTAL</b>	<b>118.45</b>	
N3	Venant de N3	118.45	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (30x40)	9.3	
	<b>TOTAL</b>	<b>172.4</b>	

N4	Venant de N4(a changer)	172.4	35.307
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (30x40)	9.3	
	<b>TOTAL</b>	<b>226.35</b>	
N5	Venant de N5	226.35	42.629
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (35x40)	10.85	
	<b>TOTAL</b>	<b>281.85</b>	
N6	Venant de N6	281.85	48.905
	Cloisons plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (35x40)	10.85	
	<b>TOTAL</b>	<b>337.35</b>	
N7	Venant de N7	337.35	54.135
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (35x45)	12.2	
	<b>TOTAL</b>	<b>394.2</b>	
N8	Venant de N8	394.2	59.365
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (35x45)	12.2	
	<b>TOTAL</b>	<b>451.05</b>	
N9	Venant de N9	479.28	64.595
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (40x45)	13.95	
	<b>TOTAL</b>	<b>509.65</b>	
N10	Venant de N10	509.65	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	

	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (40x45)	13.95	
	<b>TOTAL</b>	<b>568.25</b>	69.825
N11	Venant de N11	568.25	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (40x50)	16.42	
	Poteaux (40x50)	15.3	
	<b>TOTAL</b>	<b>628.2</b>	79.590
N12	Venant de N12	628.2	
	Plancher étage courant (16+4)	28.23	
	Poutres (30x40)	16.42	
	Poteaux (40x50)	20.4	
	<b>TOTAL</b>	<b>693.25</b>	100.260
<b>Nu = 1.35G + 1.5Q = 1086.277KN</b>			
<b>Ns= G+Q = 793.51KN</b>			

On remarque que le poteau (P2) est le plus sollicité.

Donc  $Nu_1 = Nu = 2575.49 \text{ KN}$

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$Nu' = 1,1(1.35Gt + 1.5Qt)$$

$$Nu' = 2833.03 \text{ KN}$$

## II.6. Vérification pour le poteau

### II.6.1 .Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_U}{B} \leq \sigma_{bu} \quad \text{Avec} \quad B : \text{section du béton}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad B \geq \frac{N_U}{\sigma_{bu}}$$

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

**Tableau. II.14.** Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	G KN	Q KN	N <sub>u</sub> KN	B <sub>calculée</sub> m <sup>2</sup>	B m <sup>2</sup>	Observation
7	44.015	19.90	85.93	0.006	0.12	Vérifié
Etage 6	178.685	40.72	319.87	0.02	0.12	Vérifié
Etage 5	306.69	59.32	540.66	0.03	0.12	Vérifié
Etage 4	434.705	75.87	758.06	0.05	0.12	Vérifié
Etage 3	562.715	90.34	972.03	0.06	0.12	Vérifié
Etage 2	693.425	102.748	1184.90	0.08	0.14	Vérifié
Etage 1	824.535	113.08	1396.35	0.09	0.14	Vérifié
RDC	955.445	123.42	1667.66	0.11	0.157	Vérifié
Entre sol 3	1086.355	133.76	1819.27	0.12	0.157	Vérifié
Entre sol 2	1219.015	144.1	2033.33	0.14	0.18	Vérifié
Entre sol 1	1351.675	154.44	2247.39	0.15	0.18	Vérifié
Service	1473.625	196.954	2498.64	0.17	0.2	Vérifié
Commerce	1600.67	285.277	2833.04	0.19	0.2	Vérifié

**II.6.2 .Vérification au flambement :**

D’après le CBA on doit effectuer la vérification suivante :

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

B<sub>r</sub> : Section réduite du béton.

A<sub>s</sub> : Section des armatures.

γ<sub>b</sub> : Coefficient de sécurité de béton.

γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

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

$l_f$  : Longueur de flambement.  $i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$l_0$  : Longueur du poteau.  $I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

**II.6.3 .Vérification du poteau du commerce**

$B = 0.4 \times 0.5 = 0.2$

$I = \frac{0,4 \times 0,50^3}{12} = 4.16 \times 10^{-3} m^4$  ;  $i = \sqrt{\frac{4.16 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,144 m^3$

$i = \sqrt{\frac{4.16 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,144$  ;  $\lambda = \frac{2,856}{0,144} = 19.83 < 50$  ;  $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times (\frac{19.83}{35})^2} = 0,798$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

On a:  $B_{rc} = \frac{N_u}{\alpha \times [\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}]} = \frac{2833.04 \times 10^{-3}}{0,798 \times [\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15}]}$

$B_r$ : la section réduite

$B_r = (40-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0,1824 > 0,161$ .....vérifiée

Donc le Poteau ne risqué pas de flambé.

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

**Tableau. II.15.** vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	$N_u$ KN	Condition $B_R > B_{RC}$		Observation
		$B_R m^2$	$B_{RC} m^2$	
Etage 7	85.93	0.1064	0.004	Vérifié
Etage 6	319.87	0.1064	0.01	Vérifié
Etage 5	540.66	0.1064	0.03	Vérifié
Etage 4	758.06	0.1064	0.04	Vérifié
Etage 3	972.03	0.1064	0.05	Vérifié

Etage 2	1184.90	0.1254	0.06	Vérifié
Etage 1	1396.35	0.1254	0.079	Vérifié
RDC	1667.66	0.1419	0.093	Vérifié
Entre sol 3	1819.27	0.1419	0.101	Vérifié
Entre sol 2	2033.33	0.163	0.113	Vérifié
Entre sol 1	2247.39	0.163	0.125	Vérifié
Service	2498.64	0.1824	0.138	Vérifié
Commerce	2833.04	0.1824	0.161	Vérifié

• **Condition de RPA 99 :**

1.  $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$  .....Vérifié.
2.  $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20\text{cm}$  .....Vérifié.
3.  $0.25 < b/h < 4$  .....Vérifié.

**Conclusion:**

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

- ✓ Poutres principales : ..... (30X40)
- ✓ Poutres secondaires : ..... (30X40)
- ✓ Poteaux du commerce et service ..... (40x50)
- ✓ Entre sol 1 et 2 ..... (40x45)
- ✓ Poteaux Entre sol 3 et RDC ..... (35x45)
- ✓ Poteaux de l'étage 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7 ..... (30x40)

### III.1 Etude des planchers :

#### III.1.1 Introduction :

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

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

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

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

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

#### III.1.2 Calcul des poutrelles :

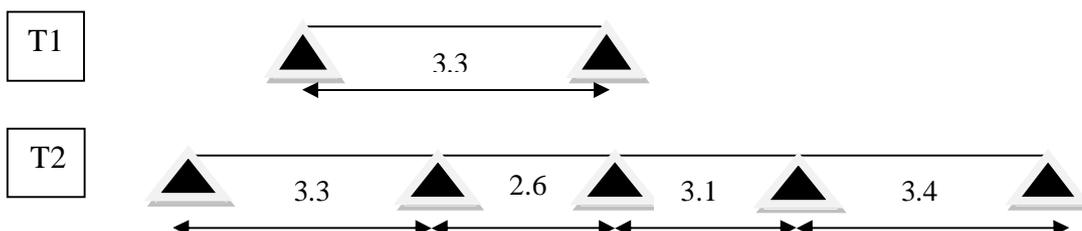
##### III.1.2.1 Poutrelles des planchers à corps creux (16+4) :

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

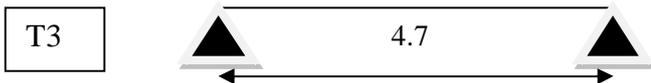
- La plus petites portées : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens ou il y a le plus grand nombres d'appuis possibles.

##### III.1.2.2 Les différents types de poutrelles obtenues sont :

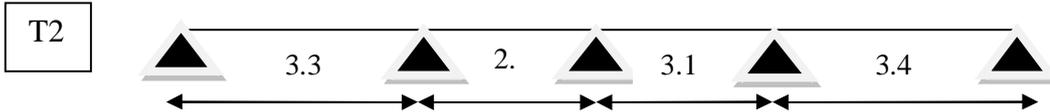
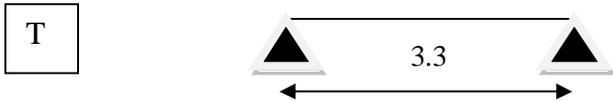
Terrasse inaccessible :



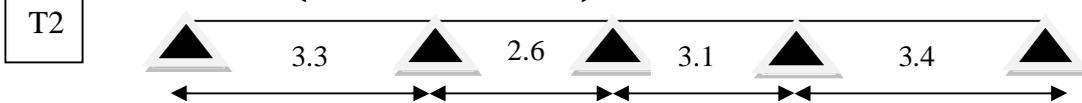
Terrasse accessible :



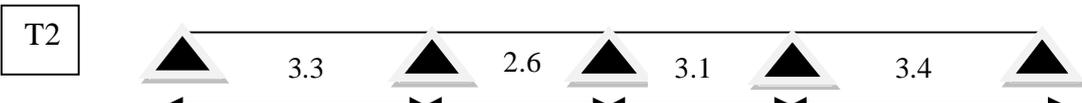
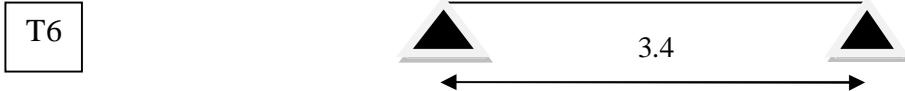
Étage courant :



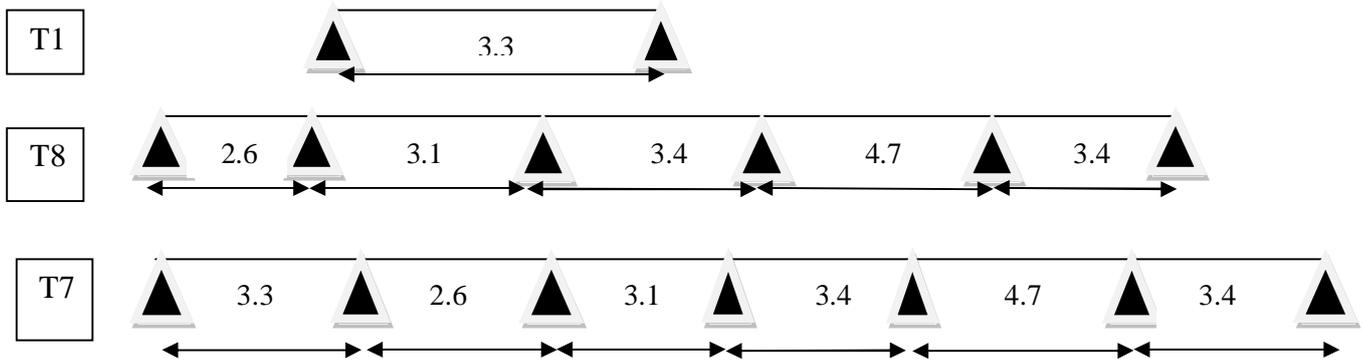
Entres sols :



Service :



Commerce :



### III.1.2.3 Méthodes de calcul:

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis, par les méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

#### a. La méthode forfaitaire :

La M.F n'est pas appliqué que si les conditions suivantes sont remplies :

- il faut que le plancher soit à surcharge modéré :  $Q < \min(2 \cdot G, 5 \text{KN/m}^2)$ .
- le rapport de deux travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25.
- le moment d'inertie **I** constante dans toute la poutre.
- fissuration peu nuisible.

#### b. La méthode de Caquot :

La méthode de Caquot est applicable pour les planchers à surcharge élevé :  $Q \geq \min(2G, 5 \text{KN/m}^2)$ .

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a réadapté pour son application en béton armé, en plus Caquot à apporté plusieurs simplifications à cette méthode pour tenir compte de l'amortissement de chargements éloignés.

Pour le calcul des moments aux appuis Caquot à fait l'hypothèse suivante, seuls les charges sur les travées voisines de l'appui calculé sont prises en compte, pour cela, Caquot à remplacer les points des moments nuls par des appuis fictifs, qui jouent ainsi le rôle d'appuis de rives ; avec :

$$L' = \begin{cases} 0.8l & \text{pour une travée intermédiaire.} \\ l & \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

Evaluation des moments en appuis :

$$M_i = - \frac{p_g \times l_g^3 + p_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \dots\dots\dots \text{BAEL (Art. L.III, 3)}$$

Avec  $M_i$  : Moment à l'appui i.

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

$p_g$  Et  $p_d$  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

- Evaluation des moments en travées:

Les moments en travée sont calculés par la méthode de RDM, on isole la travée considérée :

$$\text{Tel que } \begin{cases} M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right). \\ M_0(x) = \frac{p \times x}{2} \times (l - x). \\ x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{p \times l}. \end{cases}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

- Évaluation efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_g = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \\ V_d = -\frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \end{cases}$$

**III.1.2.4 Calculs des moments et efforts tranchants dans les poutrelles:**

➤ **Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles:**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u' = 1.35G' + 1.5Q' \quad / \quad G' = \frac{2}{3} G$

$p_u = q_u * 0.65 \rightarrow p_u' = q_u' * 0.65$

**ELS :**  $q_s = G + Q \rightarrow q_s' = G' + Q'$

$p_s = q_s * 0.65 \rightarrow p_s' = q_s' * 0.65$

**Tableau III.1.** Charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G(KN)	Q(KN)	ELU		ELS	
			$q_u$	$p_u$	$q_s$	$p_s$
Terrasse inaccessible	5.56	1	9	5.854	6.56	4.264
Terrasse accessible	5.76	1.5	10.02	6.52	7.26	4.72
Etage courant	5.2	1.5	9.27	6.026	6.7	4.355

Service	5.2	2.5	10.77	7	7.7	5.005
Commerce	5.2	5	14.52	9.44	10.2	6.63

- Pour la méthode de Caquot minoré, on minore le G pour le calcul des moments aux appuis seules, puis on revient a la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

Désignation	G(KN)	G'(KN) [2/3*G]	Q(KN)	ELU		ELS	
				q <sub>u</sub>	p <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	p <sub>s</sub>
Terrasse inaccessible	5.56	3.7	1	6.49	4.228	4.7	3.059
Terrasse accessible	5.76	3.84	1.5	7.43	4.832	5.34	3.471
Etage courant	5.2	3.46	1.5	6.92	4.505	4.96	3.228
Service	5.2	3.46	2.5	8.42	5.48	5.96	3.878
Commerce	5.2	3.46	5	12.17	7.917	8.46	5.503

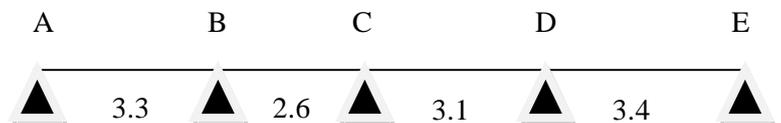
➤ **Calcul des sollicitations :**

✓ **Etage courant (Type 2) :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée et c'est le cas pour tous les types :  $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.3}{2.6} = 1.27 \notin [0.8 ; 1.25]$

**Méthodes de Caquot minorée:**

• **A l'ELU :**



➤ **Les moments aux appuis de rives :**

$M_A = M_E = 0$  , mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissurations équilibrant un moment fictif :  $M_a = -0.15M_0$  tel que :  $M_0 = \frac{P_u * l^2}{8}$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires :**

- **Appui B:**

$l'_g = 3.3 \text{ m}$  ;  $l'_d = 0.8 * l_d = 0.8 * 2.6 = 2.08 \text{ m}$

$M_B = -\frac{4.505(3.3^3 + 2.08^3)}{8.5 \times (3.3 + 2.08)} = -4.427 \text{ KN.m}$

- **Appui C :**

$l'_g = 2.08 \text{ m}$  ;  $l'_d = 2.48 \text{ m}$

$$M_C = -\frac{4.505(2.08^3 + 2.48^3)}{8.5 \times (2.08 + 2.48)} = -2.819 \text{ KN.m}$$

**- Appui D :**

$$l'_g = 2.48 \text{ m} ; \quad l'_d = 3.4 \text{ m}$$

$$M_D = -\frac{4.505(2.48^3 + 3.4^3)}{8.5(2.48 + 3.4)} = -4.917 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées:**

**Travée AB:**

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3.3}{2} - \left( \frac{4.427}{6.026 \times 3.3} \right) = 1.427 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{6.026 \times 1.427}{2} \times (3.3 - 1.427) = 8.053 \text{ KN.m} \\ M(x) = 8.053 - 4.427 \times \left( \frac{1.427}{3.3} \right) = 6.139 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée BC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{2.6}{2} - \left( \frac{2.819 - 4.427}{6.026 \times 2.6} \right) = 1.403 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{6.026 \times 1.403}{2} \times (2.6 - 1.403) = 5.06 \text{ KN.m} \\ M(x) = 5.06 - 4.427 \times \left( 1 - \frac{1.403}{2.6} \right) - 2.819 \times \left( \frac{1.403}{2.6} \right) = 1.501 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée CD:**

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3.1}{2} - \left( \frac{4.917 - 2.819}{6.026 \times 3.1} \right) = 1.438 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{6.026 \times 1.438}{2} \times (3.1 - 1.438) = 7.2 \text{ KN.m} \\ M(x) = 7.2 - 2.819 \times \left( 1 - \frac{1.438}{3.1} \right) - 4.917 \left( \frac{1.438}{3.1} \right) = 3.408 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée DE :**

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3.4}{2} + \left( \frac{4.917}{6.026 \times 3.4} \right) = 1.94\text{m} \\ M_0(x) = \frac{6.026 \times 1.94}{2} \times (3.4 - 1.94) = 8.534\text{KN.m} \\ M(x) = 8.534 - 4.917 \times \left( 1 - \frac{1.94}{3.4} \right) = 6.422\text{KN.m} \end{array} \right.$$

**➤ Effort tranchant:****Travée AB:**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{6.026 \times 3.3}{2} + \frac{-4.427}{3.3} = 8.601\text{KN.} \\ V_B = -\frac{6.026 \times 3.3}{2} + \frac{-4.427}{3.3} = -11.284\text{KN} \end{array} \right.$$

**Travée BC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{6.025 \times 2.6}{2} + \frac{4.427 - 2.819}{2.6} = 8.452\text{KN.} \\ V_C = -\frac{6.026 \times 2.6}{2} + \frac{4.427 - 2.819}{2.6} = -7.215\text{KN} \end{array} \right.$$

**Travée CD:**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_C = \frac{6.026 \times 3.1}{2} + \frac{2.819 - 4.918}{3.1} = 8.663\text{KN.} \\ V_D = -\frac{6.026 \times 3.1}{2} + \frac{2.819 - 4.918}{3.1} = -10.017\text{KN} \end{array} \right.$$

**Travée DE:**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_D = \frac{6.026 \times 3.4}{2} + \frac{4.918}{3.4} = 11.69\text{KN.} \\ V_E = -\frac{6.026 \times 3.4}{2} + \frac{4.918}{3.4} = -8.798\text{KN} \end{array} \right.$$

**A l'ELS:**➤ **Les moments aux appuis de rives:**

$M_A = M_E = 0$  , mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissurations équilibrant un moment fictif :  $M_a = -0.15M_0$  tel que :  $M_0 = \frac{P_s * l^2}{8}$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires :****Appui B :**

$$M_B = -\frac{3.228(3.3^3 + 2.08^3)}{8.5 \times (3.3 + 2.08)} = -3.172 \text{ KN.m}$$

**Appui C :**

$$M_C = -\frac{3.228(2.08^3 + 2.48^3)}{8.5 \times (2.08 + 2.48)} = -2.02 \text{ KN.m}$$

**Appui D :**

$$M_C = -\frac{3.228(2.48^3 + 3.4^3)}{8.5 \times (2.48 + 3.4)} = -3.524 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travées:****Travée AB:**

$$\begin{cases} x = \frac{3.3}{2} - \left( \frac{3.172}{4.355 \times 3.3} \right) = 1.43 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{4.355 \times 1.43}{2} \times (3.3 - 1.43) = 5.823 \text{ KN.m} \\ M(x) = 5.823 - 3.172 \times \left( \frac{1.43}{3.3} \right) = 4.448 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée BC:**

$$\begin{cases} x = \frac{2.6}{2} - \left( \frac{2.02 - 3.172}{4.355 \times 2.6} \right) = 1.403 \text{ m} \\ M_0(x) = \frac{4.355 \times 1.403}{2} \times (2.6 - 1.403) = 3.657 \text{ KN.m} \\ M(x) = 3.657 - 3.172 \left( 1 - \frac{1.403}{2.6} \right) - 2.02 \times \left( \frac{1.403}{2.6} \right) = 1.107 \text{ KN.m} \end{cases}$$

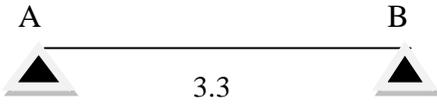
**Travée CD:**

$$\begin{cases} x = \frac{3.1}{2} - \left( \frac{3.524 - 2.02}{4.355 \times 3.1} \right) = 1.438\text{m} \\ M_0(x) = \frac{4.355 \times 1.438}{2} \times (3.1 - 1.438) = 5.204\text{KN.m} \\ M(x) = 5.204 - 2.02 \times \left( 1 - \frac{1.438}{3.1} \right) - 3.524 \left( \frac{1.438}{3.1} \right) = 2.486\text{KN.m} \end{cases}$$

**Travée DE:**

$$\begin{cases} x = \frac{3.4}{2} - \left( \frac{-3.524}{4.355 \times 3.4} \right) = 1.94\text{m} \\ M_0(x) = \frac{4.355 \times 1.94}{2} \times (3.4 - 1.94) = 6.167\text{KN.m} \\ M(x) = 6.167 - 3.524 \times \left( 1 - \frac{1.94}{3.4} \right) = 4.654\text{KN.m} \end{cases}$$

**III.1.2.5 Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles :****TYPE 1 : A l'ELU :****Tableau III.2.** Sollicitations à l'ELU.

									
	Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Terrasse inaccessible	A-B	3.3	5.854	7.969	0	0	7.969	19.32	-19.32
Étage courant, Entres sols	A-B	3.3	6.025	8.2	0	0	8.2	9.94	-9.94
Service	A-B	3.3	7	9.53	0	0	9.53	11.55	-11.55
Commerce	A-B	3.3	9.44	12.85	0	0	12.85	15.576	-15.576

A l'ELS :

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

		A		B			
		3.3					
	Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	A-B	3.3	4.264	5.80	0	0	5.804
Etage courant, Entres sols	A-B	3.3	4.355	5.93	0	0	5.93
Service	A-B	3.3	5.005	6.81	0	0	6.813
Commerce	A-B	3.3	6.63	9.02	0	0	9.025

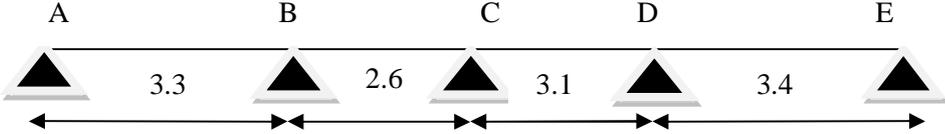
**TYPE 2 :** l'ELU :

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

		A	B	C	D	E				
		3.3    2.6    3.1    3.4								
	Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)	
Terrasse inaccessible	A-B	3.3	4.228	5.755	0	-4.155	6.027	5.72	-8.235	
	B-C	2.6	4.228	3.57	-4.155	-2.645	1.575	6.077	-6.077	
	C-D	3.1	4.228	5.08	-2.645	-4.615	3.437	5.918	-7.189	
	D-E	3.4	4.228	6.109	-4.615	0	6.309	8.545	-5.83	
Etage courant, Entres sols	A-B	3.3	4.505	6.132	0	-4.427	6.139	6.092	-8.775	
	B-C	2.6	4.505	3.81	-4.427	-2.819	1.501	6.475	-6.359	
	C-D	3.1	4.505	5.41	-2.819	-4.918	3.408	6.305	-7.66	
	D-E	3.4	4.505	6.509	-4.918	0	6.422	9.105	-6.212	
Service	A-B	3.3	5.48	7.46	0	-5.385	7.028	7.41	-10.674	
	B-C	2.6	5.48	4.63	-5.385	-3.429	1.549	7.876	-6.371	
	C-D	3.1	5.48	6.58	-3.429	-5.982	3.753	7.67	-9.317	
	D-E	3.4	5.48	7.92	-5.982	0	7.347	11.075	-7.556	

A l'ELS :

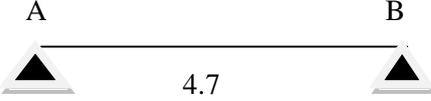
**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELS



Terrasse inaccessible	Travée	L(m)	$p_s$	$M_0$	$M_g$	$M_d$	$M_t$
	A-B	3.3	3.059	4.164	0	-3.006	3.399
B-C	2.6	3.059	2.58	-3.006	-1.914	1.164	
C-D	3.1	3.059	3.67	-1.914	-3.339	2.52	
D-E	3.4	3.059	4.420	-3.339	0	4.605	
Etage courant Entres sols	A-B	3.3	3.228	4.394	0	-3.172	4.448
	B-C	2.6	3.228	2.73	-3.172	-2.02	1.107
	C-D	3.1	3.228	3.88	-2.02	-3.524	2.486
	D-E	3.4	3.228	4.664	-3.524	0	4.654
Service	A-B	3.3	3.878	5.279	0	-3.811	5.041
	B-C	2.6	3.878	3.27	-3.811	-2.426	1.139
	C-D	3.1	3.878	4.66	-2.426	-4.233	2.717
	D-E	3.4	3.878	5.604	-4.233	0	5.271

**TYPE 3 :** A l'ELU :

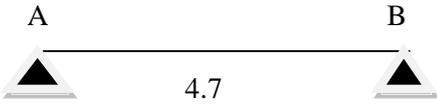
**Tableau III.6.** Sollicitations à l'ELU.



Terrasse accessible	Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
	A-B	4.7	6.52	18	0	0	18	16.45	-16.45

L'ELS :

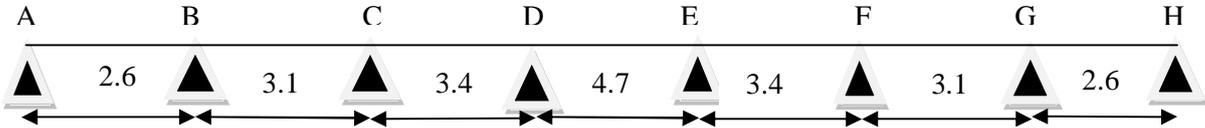
**Tableau III.7.** Sollicitations à l'ELS



Terrasse accessible	Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
	A-B	4.7	4.72	13.03	0	0	13.03

**TYPE 4 :** A l'ELU :

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



Etage courant, RDC, entre sol	travées	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
	A-B	2.6	4.505	3.807	0	-3.425	3.523	4.54	-7.174
B-C	3.1	4.505	5.411	-3.425	-3.606	3.724	6.924	-7.041	
C-D	3.4	4.505	6.509	-3.606	-5.994	3.949	6.956	-8.361	
D-E	4.7	4.505	12.44	-5.994	-5.994	10.645	10.587	-10.587	
E-F	3.4	4.505	6.509	-5.994	-3.606	3.949	8.361	-6.956	
F-G	3.1	4.505	5.411	-3.606	-3.425	3.724	7.041	-6.924	
G-H	2.6	4.505	3.807	-3.425	0	3.523	7.174	-4.54	

A l'ELS

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



Etage courant, RDC	travées	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
	A-B	2.6	3.228	2.73	0	-2.454	2.555
B-C	3.1	3.228	3.88	-2.454	-2.584	2.713	
C-D	3.4	3.228	4.66	-2.584	-4.295	2.883	

D-E	4.7	3.228	8.913	-4.295	-4.295	7.73
E-F	3.4	3.228	4.66	-4.295	-2.584	2.883
F-G	3.1	3.228	3.88	-2.584	-2.545	2.713
G-H	2.6	3.228	2.73	-2.545	0	2.555

**TYPE 5 : A l'ELU :**

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

		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Etage courant	travées	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)		
	A-B	3.3	4.505	6.132	0	-4.427	6.139	6.092	-8.775		
	B-C	2.6	4.505	3.807	-4.427	-2.819	1.501	6.475	-5.238		
	C-D	3.1	4.505	5.411	-2.819	-3.606	4.032	6.729	-7.236		
	D-E	3.4	4.505	6.509	-3.606	-5.994	3.949	6.956	-8.361		
	E-F	4.7	4.505	12.44	-5.994	-5.994	10.645	10.587	-10.587		
	F-G	3.4	4.505	6.509	-5.994	-3.606	3.949	8.361	-6.956		
	G-H	3.1	4.505	5.411	-3.606	-2.819	4.032	7.236	-6.729		
	H-I	2.6	4.505	3.807	-2.819	-4.427	1.501	5.238	-6.475		
	I-J	3.3	4.505	6.132	-4.427	0	6.139	8.775	-6.092		
Service	A-B	3.3	5.48	7.46	0	-5.385	7.028	7.41	-10.674		
	B-C	2.6	5.48	4.63	-5.385	-3.429	1.549	7.876	-6.372		
	C-D	3.1	5.48	6.58	-3.429	-4.386	4.509	8.185	-8.803		
	D-E	3.4	5.48	7.918	-4.386	-7.291	4.33	8.461	-10.17		
	E-F	4.7	5.48	15.131	-7.291	-7.291	12.041	12.88	-12.88		
	F-G	3.4	5.48	7.918	-7.291	-4.386	4.33	10.17	-8.461		
	G-H	3.1	5.48	6.58	-4.386	-3.429	4.509	8.803	-8.185		
	H-I	2.6	5.48	4.63	-3.429	-5.385	1.549	6.372	-7.876		
	I-J	3.3	5.48	7.46	-5.385	0	7.028	10.674	-7.41		

A l'ELS :

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

Etage courant	travées	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
	A-B	3.3	3.228	4.394	0	-3.172	4.448
	B-C	2.6	3.228	2.73	-3.172	-2.02	1.107
	C-D	3.1	3.228	3.878	-2.02	-2.584	2.933
	D-E	3.4	3.228	4.664	-2.584	-4.295	2.883
	E-F	4.7	3.228	8.905	-4.295	-4.295	7.73
	F-G	3.4	3.228	4.664	-4.295	-2.584	2.883
	G-H	3.1	3.228	3.878	-2.584	-2.02	2.933
	H-I	2.6	3.228	2.73	-2.02	-3.172	1.107
	I-J	3.3	3.228	4.394	-3.172	0	4.448
Service	A-B	3.3	3.878	5.279	0	-3.811	5.041
	B-C	2.6	3.878	3.277	-3.811	-2.426	1.139
	C-D	3.1	3.878	4.66	-2.426	-3.104	3.252
	D-E	3.4	3.878	5.604	-3.104	-5.159	3.137
	E-F	4.7	3.878	10.708	-5.159	-5.159	8.661
	F-G	3.4	3.878	5.604	-5.159	-3.104	3.137
	G-H	3.1	3.878	4.66	-3.104	-2.426	3.252
	H-I	2.6	3.878	3.277	-2.426	-3.811	1.139
	I-J	3.3	3.878	5.279	-3.811	0	5.041

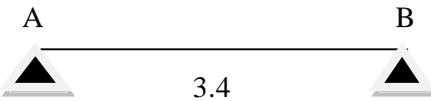
**TYPE 6 :** A l'ELU :

**Tableau III.12.** Sollicitations à l'ELU.

	Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
Service	A-B	3.4	7	10.115	0	0	10.11	11.9	-11.9

L'ELS :

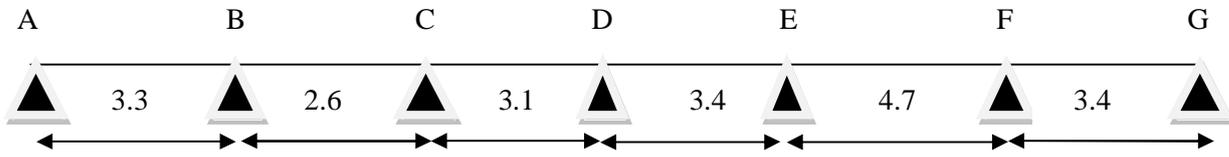
**Tableau III.13.** Sollicitations à l'ELS



Service	Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
		A-B	3.4	5.005	7.232	0	0

**TYPE 7 :** A l'ELU :

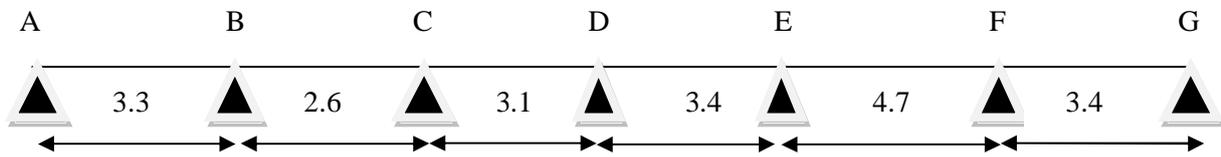
**Tableau III.15.** Sollicitations à l'ELU.



Commerce	travées	L(m)	$p_u$ (KN)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
		A-B	3.3	7.917	10.777	0	-7.78	9.252	10.705
	B-C	2.6	7.917	6.69	-7.78	-4.954	1.671	11.379	-11.976
	C-D	3.1	7.917	9.51	-4.954	-6.337	5.702	11.825	-12.717
	D-E	3.4	7.917	11.44	-6.337	-10.533	5.284	12.225	-14.693
	E-F	4.7	7.917	21.861	-10.533	-20.421	10.818	16.501	-15.563
	F-G	3.4	7.917	11.44	-20.421	0	5.339	19.465	-7.453

A l'ELS :

**Tableau III.16.** Sollicitations à l'ELS.

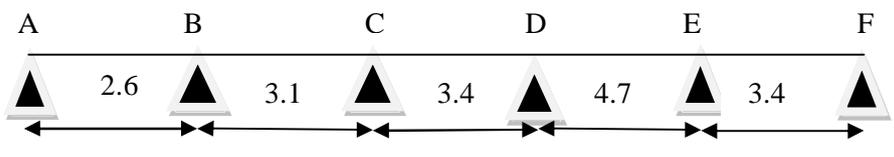


Commerce	travées	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
		A-B	3.3	3.059	4.164	0	-5.407
	B-C	2.6	3.059	2.585	-5.407	-3.443	1.22
	C-D	3.1	3.059	3.654	-3.443	-4.404	4.048
	D-E	3.4	3.059	4.420	-4.404	-7.321	3.773
	E-F	4.7	3.059	8.446	-7.321	-14.194	7.711

	F-G	3.4	3.059	4.420	-14.194	0	3.798
--	-----	-----	-------	-------	---------	---	-------

TYPE 8 : A l'ELU :

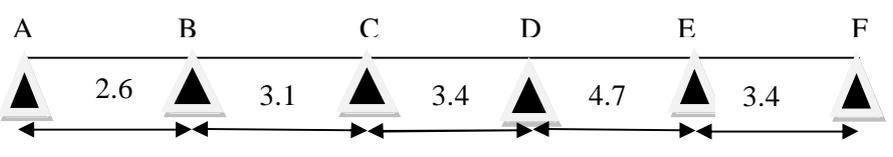
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU.



	travées	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
	B-C	3.1	5.48	6.583	-4.166	-4.386	4.134	10.781	-10.922
	C-D	3.4	5.48	7.918	-4.386	-7.291	4.33	11.047	-12.756
	D-E	4.7	5.48	15.132	-7.291	-7.291	12.041	16.452	-16.452
	E-F	3.4	5.48	7.918	-7.291	-4.386	4.33	12.756	-11.047
Commerce	A-B	2.6	7.917	6.689	0	-6.019	5.25	9.954	-14.584
	B-C	3.1	7.917	9.51	-6.019	-6.337	5.16	14.526	-14.731
	C-D	3.4	7.917	11.44	-6.337	-10.533	5.284	14.81	-17.279
	D-E	4.7	7.917	21.86	-10.533	-10.533	15.528	22.179	-22.179
	E-F	3.4	7.917	11.44	-10.533	-6.337	5.284	17.279	-14.81

A l'ELS

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS.



	travées	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
	B-C	3.1	3.878	4.658	-2.948	-3.104	2.987
	C-D	3.4	3.878	5.604	-3.104	-5.159	3.137
	D-E	4.7	3.878	10.708	-5.159	-5.159	8.661
	E-F	3.4	3.878	5.604	-5.159	-3.104	3.137
	A-B	2.6	5.503	4.65	0	-4.184	3.706
	B-C	3.1	5.503	6.61	-4.184	-4.404	3.671

Commerce	C-D	3.4	5.503	7.952	-4.404	-7.321	3.773
	D-E	4.7	5.503	15.195	-7.321	-7.321	10.986
	E-F	3.4	5.503	7.952	-7.321	-4.404	3.773

- **Les sollicitations maximales sur toutes les poutrelles :**

**Tableau III. 19.** Les sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Type d'étage	Type de poutrelle	ELU				ELS	
		$M_a^{\max}$	$M_t^{\max}$	$V^{\max}$	$M_0^{\max}$	$M_a^{\max}$	$M_t^{\max}$
Terrasse inaccessible	Type 1	-1.195	7.969	19.32	7.969	-0.87	5.807
	Type 2	-4.615	6.309	8.545	6.109	-3.339	4.605
Terrasse accessible	Type3	-2.7	18	16.45	18	-1.95	13.03
Etage courant	Type1	-1.23	8.2	9.94	8.2	-0.889	5.93
	Type2	-4.978	6.422	9.212	6.509	-3.524	4.654
	Type4	-5.994	10.645	10.587	3.807	-4.295	7.73
	Type5	-5.994	10.645	10.587	6.132	-4.295	7.73
Entre sol	Type1	-1.23	8.2	9.94	8.2	-0.889	5.93
	Type2	-4.978	6.422	9.212	6.509	-3.524	4.654
	Type4	-5.994	10.645	10.587	3.807	-4.295	7.73
Service	Type1	-1.429	9.53	11.55	9.53	-1.022	6.813
	Type2	-5.982	7.347	11.075	7.92	-4.233	5.271
	Type5	-7.291	12.041	12.88	7.46	-5.159	8.661
	Type6	-1.517	10.115	11.9	10.115	-1.085	7.232
	Type8	-7.291	12.041	16.452	7.918	-5.159	8.661
Commerce	Type1	-1.93	12.85	15.576	12.85	-1.354	9.025
	Type7	-20.421	10.818	19.465	11.44	-14.194	7.711
	Type8	-10.533	15.528	22.179	11.44	-7.321	10.986

- **Récapitulation des sollicitations les plus défavorables:**

**Tableau III. 20.** Les sollicitations maximales.

Type d'étage	ELU				ELS	
	$M_a^{\max}$	$M_t^{\max}$	$V^{\max}$	$M_0^{\max}$	$M_a^{\max}$	$M_t^{\max}$
Terrasse inaccessible	4.615	7.969	19.32	7.969	3.339	5.807

Terrasse accessible	2.7	18	16.45	18	1.95	13.03
Etage courant	5.994	10.645	10.587	6.509	4.295	7.73
Entres sols	5.994	10.645	12.647	6.509	4.295	7.73
Service	7.291	12.041	16.452	10.115	5.159	8.661
Commerce	20.421	15.528	22.179	12.85	14.194	10.986

### III.1.2.6 Ferrailage des poutrelles :

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

#### a) Calcul des armatures longitudinales :

##### ▪ Plancher étage service :

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

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

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

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0/2)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 14.2 (0.18 - 0.04/2) \cdot 10^3$$

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

$M_{tu} > M_t^{\max} = 12.041 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ).

#### - En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.041 \cdot 10^6}{650 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.04$$

$$\mu_{bu} = 0.04 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Pas d'armatures comprimés.}$$

Pivot A :  $\xi = 10 \%$   $\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.051) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.041 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0.176} = 1.966 \text{ cm}^2.$$

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

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

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{calculée}} = 1.966 \text{ cm}^2.$$

On opte pour :  $A_t = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2.7 \text{ cm}^2.$

- **En appuis :**

. **Appuis intermédiaires :**

$M_a^{\max} < 0 \rightarrow$  le moment est négatif c.à.d. la partie supérieure est tendue donc la table est tendue et comme le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, la nervure travaille toute seule  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \cdot h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.291 \cdot 10^6}{100 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.158$$

$$\mu_{bu} = 0.158 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Pas d'armatures comprimés.}$$

Pivot B :  $\xi = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.216$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.216) = 0.164 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \cdot f_{st}} = \frac{7.291 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0.164} = 1.28 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 0.1 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{calculée}} = 1.28 \text{ cm}^2.$$

On opte pour :  $A_a = 1\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 1.29 \text{ cm}^2.$

- **Appuis de rives :**

L'appui de rive est ferrailé avec un moment :

$$M_a^{\text{rive}} = -0.15 \cdot M_0 = -0.15 \cdot 10.115 = -1.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a\text{ rive}}^{\max}}{b_0 * d^2 * f_{bc}} = \frac{1.52 * 10^6}{100 * 180^2 * 14.2} = 0.033 < 0.182 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armatures comprimés.}$$

$$\text{Pivot A:} \quad \xi = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.042$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 * 0.042) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z * \sigma_{bc}} = \frac{1.52 * 10^{-3}}{348 * 0.177} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{calculée}} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour :} \quad A_a = 1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérifications à l'ELU :**

**a- Cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{16.452 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.914 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa.} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.} \end{array} \right.$$

**b- Calcul d'armatures transversales :**

$$\emptyset_1 \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \emptyset_1^{\min} ; \frac{b_0}{10} \right) \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\emptyset_1 \leq \min \left( \frac{200}{35} ; 8 ; \frac{100}{10} \right)$$

$$\emptyset_1 \leq 5.7 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm} \rightarrow \text{on choisit un etrier de } \emptyset_6.$$

$$A_t = 2\emptyset_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

. **Vérification des espacements :**

$$1-S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 * 18 ; 40 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm.}$$

$$2-S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 * 400}{0.4 * 10}$$

$$S_t \leq 57 \text{ cm.}$$

$$3-S_t \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f'_{tj} * K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \text{ (flexion simple + cadres droits).} \\ f'_{tj} = \min(f_{tj} ; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq 64.22 \text{ cm}$$

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

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

. **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28} \text{ Avec : } a \leq 0.9 * d = 0.9 * 0.18 = 0.162 \text{ m.} \\ V_u \leq 0.267 * 0.162 * 0.1 * 25 * 10^3 \\ V_u \leq 108.135 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$V_u = 16.452 \text{ KN} < 108.135 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

- **Vérification de  $A_l$  à l'effort tranchant :**

. **L'appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 * d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq -2.29 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 3.99$$

$$A_l = 3.99 \text{ cm}^2 > -2.29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$ .

. **L'appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq 0.47$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 3.2$$

$$A_l = 3.2 > 0.47 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

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

$$\tau_1^u = \frac{V_u * b_1}{0.9 * b * d * h_0} \text{ avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm.}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \cdot 16.452 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot 0.04} = 1.07 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}.$$

→ Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de compression du béton.
- État limite de déformation.

**-État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification.

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

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

• **En travée:**

$$M_{t_{ser}}^{\max} = 8.661 \text{KN.m}$$

$$A = 2.7 \text{cm}^2.$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.7 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04)$$

⇒  $H = -5.15 \times 10^{-3} \text{m} < 0$  ⇒ L'axe neutre passe par la nervure ⇒ calcul d'une section en T.

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0)h_0 + 30 \times A]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10)4 + 30 \times 2.7]y - [(65 - 10)4^2 + 30 \times 18 \times 2.7] = 0$$

$$10y^2 + 521y - 2338 = 0 \Rightarrow y = 4.15 \text{cm}.$$

✓ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \cdot 4.15^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + (65 - 10)4 \left(4.15 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2.7(18 - 4.15)^2$$

$$\Rightarrow I = 9317.34 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.661 \times 10^2}{9317.34} 41.5 = 3.86 \text{Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.86 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$M_a^{\max} = 5.159 \text{KN.m}$$

$$A = 1.29 \text{cm}^2$$

- ✓ **Position de l'axe neutre:**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.29 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -2.19 \times 10^{-3} \text{m} < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T.

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0)h_0 + 30 \times A]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10)4 + 30 \times 1.29]y - [(65 - 10)4^2 + 30 \times 18 \times 1.29] = 0$$

$$10y^2 + 478.7y - 1576.6 = 0 \Rightarrow y = 3.09 \text{cm.}$$

- ✓ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 3.09^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + (65 - 10)4 \left(3.09 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 1.29(18 - 3.09)^2$$

$$\Rightarrow I = 4954.72 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.159 \times 10^2}{4954.72} 30.9 = 3.22 \text{Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.22 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **État limite de déformation (vérification de la flèche) :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \begin{cases} h = 20 \text{cm.} \\ l = 470 \text{cm.} \end{cases}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Non vérifiée} \rightarrow \text{il faut vérifier la flèche.}$$

La flèche totale est définie d'après le **BAEL9 (Art B.6.5.2)** comme suit:

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

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

$$f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{470}{500} = 0.94\text{cm.}$$

$f_{gv}$  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 :

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

$$q_{jser} = 0.65 * 2.8 = 1.82\text{KN/m.}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 * 5.2 = 3.38\text{KN/m.}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 * 7.7 = 5.005\text{KN/m.}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} * l^2}{8} = \frac{1.82(4.7)^2}{8} = 5.025\text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} * l^2}{8} = \frac{3.38(4.7)^2}{8} = 9.33\text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} * l^2}{8} = \frac{5.005(4.7)^2}{8} = 13.82\text{KN.m}$$

#### -Propriété de la section:

Position de l'axe neutre  $\rightarrow y = 4.15\text{cm}$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65-10) \frac{4}{2} + 15(2.7 \times 18)}{10 \times 20 + (65-10)4 + 15(2.7)} = 6.165\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 * y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + nA(d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{10 * 6.165^3}{3} + 10 \frac{(20 - 6.165)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6.165 - 4)^3}{3} + 15 * 2.7(18 - 6.165)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 15094.79 \text{cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)} (\text{m}^4))$$

$$A = 2.7 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 * d} = \frac{2.7}{10 * 18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.84 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.136 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

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

### - Contraintes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \frac{M_{jser} (d-y)}{I} ; y = 4.15 \text{cm}; I = 9317.34 \text{cm}^4; I_0 = 15094.79 \text{cm}^4; A_s = 4.21 \text{cm}^2. \\ \sigma_{sj} = 15 \frac{5.025 (0.18 - 0.0415)}{9317.34 * 10^{-8}} 10^{-3} = 112.04 \text{MPa} \\ \sigma_{sg} = 208.03 \text{MPa} \\ \sigma_{sp} = 308.14 \text{MPa} \end{array} \right.$$

### -Interties fictives:

$$I_{fij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + (\lambda_i * \mu_j)} = \frac{1.1 * 15094.79}{1 + (2.84 * 0.58)} = 6272.39 \text{cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + (\lambda_i * \mu_g)} = 5304.88 \text{cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 * I_0}{1 + (\lambda_i * \mu_p)} = 4988.06 \text{cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 * I_0}{1 + (\lambda_v * \mu_g)} = 8965.59 \text{cm}^4$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.015 * 112.04 + 2.1} = 0.58$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.75$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.82$$

**-Évaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} = \frac{5.025 \cdot (4.7)^2 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 32164.2 \cdot 6272.39 \cdot 10^{-8}} = 0.005m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} = \frac{9.33 \cdot (4.7)^2 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 32164.2 \cdot 5304.88 \cdot 10^{-8}} = 0.012m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} = \frac{13.82 \cdot (4.7)^2 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 32164.2 \cdot 4988.06 \cdot 10^{-8}} = 0.019 m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{13.82 \cdot (4.7)^2 \cdot 10^{-3}}{10 \cdot 10721.4 \cdot 8965.59 \cdot 10^{-8}} = 0.03m$$

$$\Delta f = 0.03 - 0.005 + 0.19 - 0.012 = 3.2cm > f_{adm} = 0.94cm$$

→ La flèche n'est vérifiée.

On augmente la section des armatures :  $A=2HA12+1HA14=3.8cm^2$

**III.1.2.7 Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles :**

**Tableau III.21.** Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage Transversal	
		M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z Cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	barres	$A_t$ cm <sup>2</sup>	$S_t$ cm
Terrasse Inaccessi ble	travée	7.969	0.027	0.034	0.177	1.29	1.41	A=2HA12+1 HA8 =2.76	2HA6	15
	Appui inter	4.615	0.1	0.132	0.17	0.78	0.21	A=1HA10+ 1HA8= 1.29	2HA6	15
	Appui rive	1.195	0.026	0.033	0.177	0.19	0.21	A=1HA8=0.5	2HA6	15
Terrasse accessibl e	travée	18	0.06	0.078	0.174	2.97	1.41	A=2HA12+1 HA10 =3.05	2HA6	15
	Appui inter	2.7	0.06	0.076	0.174	0.44	0.21	A=1HA10+ 1HA8=1.29	2HA6	15
	Appui Rive	2.7	0.06	0.076	0.174	0.44	0.21	A=1HA8=0.5	2HA6	15
Etage Courant+	travée	10.645	0.036	0.045	0.177	1.73	1.41	A=2HA12+ 1HA10 =3.05	2HA6	15
	Appui inter	5.994	0.13	0.175	0.167	1.03	0.21	A=1HA12+ 1HA8=1.63	2HA6	15

Entre sol	Appui rive	0.976	0.021	0.027	0.178	0.16	0.21	A=1HA8=0.5	2HA6	15
Service	travée	12.041	0.04	0.051	0.176	1.96	1.41	A=2HA12+1HA14= 3.8	2HA6	15
	Appui inter	7.291	0.159	0.217	0.164	1.27	0.21	A=1HA12+1HA10=2.67	2HA6	15
	Appui rive	1.52	0.033	0.042	0.177	0.24	0.21	A=1HA8=0.5	2HA6	15
Commerc e	travée	15.528	0.052	0.067	0.175	2.55	1.41	A=3HA14=4.62	2HA6	15
	Appui inter	20.421	0.445	0.668	0.132	2.96	0.21	A=1HA14+1HA8=3.55	2HA6	15
	Appui rive	1.927	0.042	0.054	0.176	0.31	0.21	A=1HA8=0.5	2HA6	15

**Tableau III.22.** vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui inter	Appui de rive	
Commercial	1.23 < 3.33	22.179 < 108.135	9.3 > -1.98	5.12 > 0.77	1.45 < 3.33
Service	0.91 < 3.33	16.452 < 108.135	6.47 > -1.35	4.3 > 0.58	1.07 < 3.33
Etage courant, entre sol	0.58 < 3.33	10.587 < 108.135	4.68 > -1.73	3.55 > 0.56	0.69 < 3.33
T. accessible	0.91 < 3.33	16.45 < 108.135	4.34 > -0.823	3.55 > 0.47	1.07 < 3.33
T.inaccessible	1.07 < 3.33	19.32 < 108.135	4.05 > -1	3.26 > 0.048	1.26 < 3.33
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

**Tableau III.23.** Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	Travée				Appui				Obser
	M <sub>t</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Σ (Mpa)	M <sub>a</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ (Mpa)	

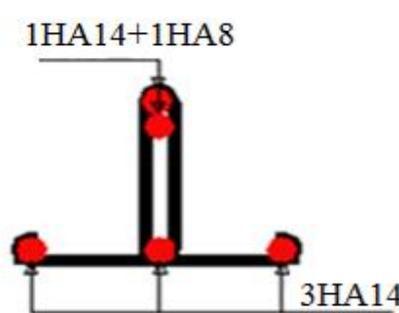
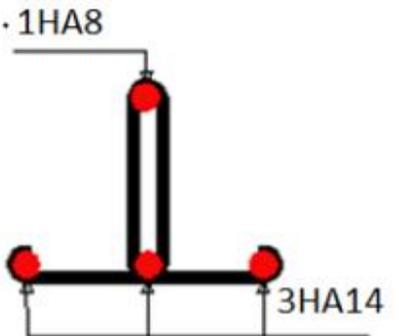
Commercial	15.528	4.92	15875.25	3.68	20.421	5.37	14506.12	7.56	Vérifier
Service	12.041	4.86	12317.08	3.42	7.291	3.09	4954.72	3.22	Vérifier
Courant	10.645	4.39	10306.38	2.55	5.994	7.25	4095.76	10.61	Vérifier
T.accessible	18	2.94	10306.38	1.15	2.7	6.63	3958.68	4.52	Vérifier
T.inaccessible	7.969	8.12	5775.36	12.07	4.615	6.63	3958.68	7.73	Vérifier

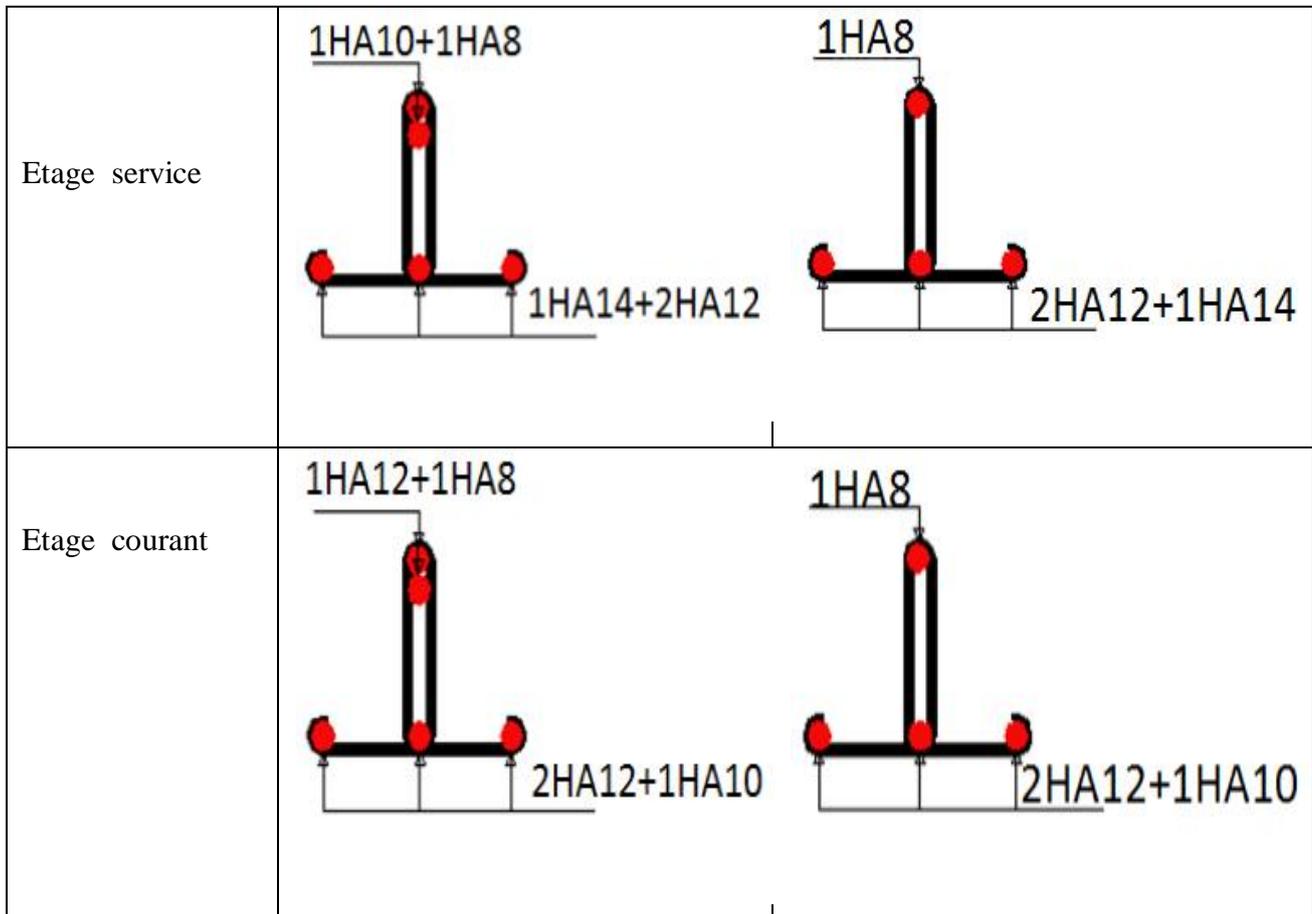
Tableau III.24. Vérification des états limite de déformation.

Planchers	Étage commerce	Etage service	Etage courant	T. accessible	T. inaccessible
$q_{jser}$ (KN/m)	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
$q_{gser}$ (KN/m)	3.38	3.38	3.38	3.744	3.614
$q_{pser}$ (KN/m)	6.63	5.005	4.355	4.719	4.264
$M_{jser}$ (KN.m)	5.025	5.025	5.025	5.025	5.025
$M_{gser}$ (KN.m)	9.33	9.33	9.33	10.34	9.98
$M_{pser}$ (KN.m)	18.3	13.82	12.02	13.03	11.77
$I$ (Cm <sup>4</sup> )	14362.24	10948.7	10306.38	10306.38	5775.36
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	10641.59	12317.08	15444.32	15444.32	6836.61
$\lambda_i$	1.7	2.03	2.51	2.51	2.84
$\lambda_v$	0.68	0.81	1	1	1.136
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	48.02	80.41	89.39	89.39	128.94
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	89.16	149.3	158.87	204.81	256.09
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	174.88	221.15	204.68	258.1	302.02
$\mu_j$	0.47	0.58	0.55	0.55	0.63

$\mu_g$	0.66	0.75	0.71	0.77	0.79
$\mu_p$	0.81	0.82	0.77	0.81	0.82
$I_{fij} (Cm^4)$	6506.8	8161.44	7136.63	7136.63	2696.21
$I_{fig} (Cm^4)$	5516.37	7044.88	6106.45	5792.87	1624.25
$I_{fip} (Cm^4)$	4924.59	6669.18	5792.87	5601.11	1613.79
$I_{fvg} (Cm^4)$	8079.61	11054.88	9934.94	9598.16	3963.37
$f_{ji} (mm)$	0.05	4	0.4	0.5	0.06
$f_{gi} (mm)$	1.2	0.9	1	1.2	0.22
$f_{pi} (mm)$	2.5	1.4	1.5	1.7	0.26
$f_{gv} (mm)$	4.6	5	2.5	2.8	0.32
$\Delta f (mm)$	5.85	1.5	2.6	2.8	0.3
$f_{adm} (mm)$	9.4	9.4	9.4	9.4	6.8
Observations	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

III.1.2.7 Schéma de ferrillages des poutrelles : (étage service)

Type	appui intermediaire	appui de rive
Etage commerce		



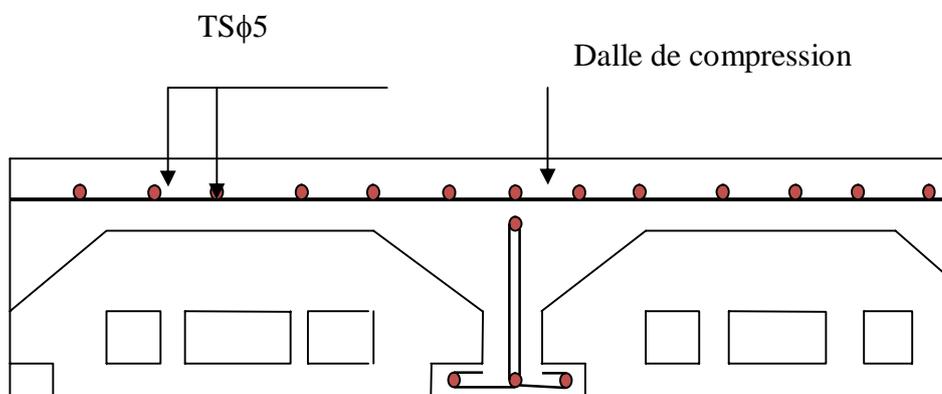
**III.1.2.8 Ferrailage de la dalle de compression :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{235} = 1.10 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.10}{2} = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit on opte pour un trier à soudé TS (150x150)cm<sup>2</sup>.

$$\text{Soit : } 5\phi_6 = 1.41 \text{cm}^2 / \text{ml} \quad \rightarrow S_t \leq \begin{cases} 20\text{cm} & \text{sens } \perp. \\ 30\text{cm} & \text{sens } \parallel. \end{cases} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$$



**Figure III.1.**Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.2 Les dalles pleines :

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

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm.

Selon les dimensions et les surcharges on définit plusieurs types de dalles ; et comme ces dalles sont de rives, et reposant sur 02 appuis pour les balcons.

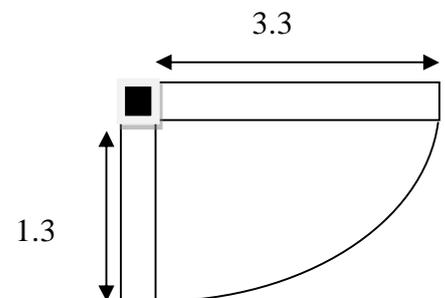
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ si}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho \leq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant } l_x). \\ \rho > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{array} \right.$$

#### III.2.1 Dalle pleine sur deux appuis :

$$L_x = 1.3 \text{ m} ; L_y = 3.3 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{1.3}{3.3} = 0.39 \Rightarrow \rho \leq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens.}$$



##### III.2.1.1 Combinaisons de charges :

$$\text{On a: } G = 5.9 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times (5.9) + 1.5 \times (3.5) \Rightarrow q_u = 13.21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.9 + 3.5 \Rightarrow q_s = 9.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{gu} = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

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

$$M_U = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + Q_{gu} \cdot l = 12.98 \text{ KN}$$

$$V_u = q_u \times l + Q_{gu} = 18.52 \text{ KN}$$

$$M_{Ser} = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + Q_{gu} \cdot l = 9.29 \text{ KN.m}$$

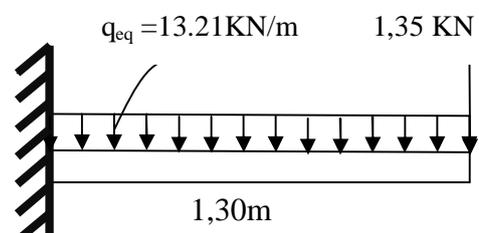


Figure III.2. Schéma statique de la dalle sur 2 appuis.

##### III.2.1.3 Ferrailage :

###### ✓ Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 14 \text{ cm}$ ,  $d = 12 \text{ cm}$ ,  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.063 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow$  les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.081$$

M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )
12.98	0.063	0.081	0,116	3.21	4HA12=4.52	4HA8=2.01

✓ **Condition de non fragilité « Amin »**

On a :  $e > 12 \text{ cm}$

$$\rho < 0.4$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3.21 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On ferraille avec  $A_s$

$$A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2; St = 20 \text{ cm}$$

**III.2.1.4 Vérification :**

• **L'ELU :**

**-Vérification de l'espacement**

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

$$St \leq \min(3 \times 14, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

On prend:

$$St = 33 \text{ cm.}$$

**-L'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.154 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

• **Calcul à l'ELS :**

**-Etat limite de compression du béton :**

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

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

$$\Rightarrow y = 3.41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

**Tableau III.25.** Vérification d'état limite de compression du béton

<b>M<sub>s</sub> (KNm)</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	<b>Observation</b>
9.29	3.41	6324.56	5	15	vérfié

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s ; \text{ avec : } \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})) = 240 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{9.29 \times 10^{-3}}{6324.56 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0341) = 189.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérfié}.$$

**-Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les conditions suivantes avec :

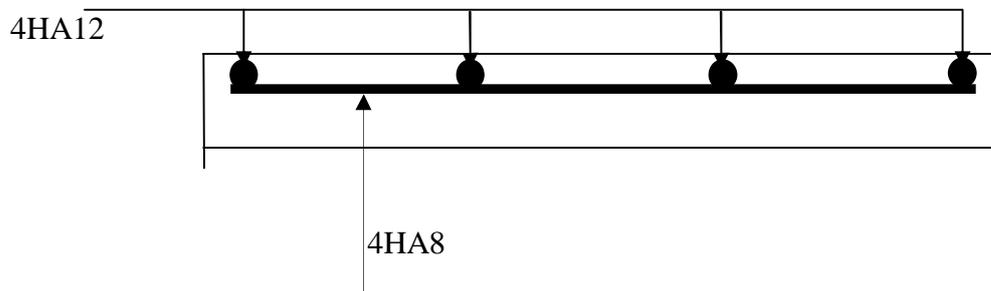
$$h=14 \text{ cm}, A=4.52 \text{ cm}^2, L=1.30 \text{ m}.$$

1)  $\frac{h}{l} = 0.107 > \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{vérfié}.$

2)  $\frac{A}{b \times d} = 0.0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérfié}.$

Les deux conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.2.1.5 Schéma de ferrailage :**

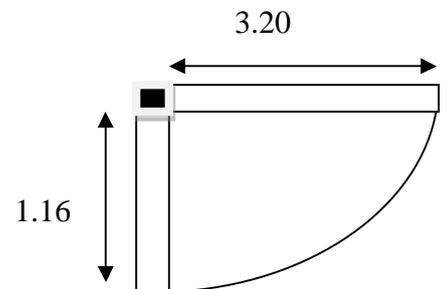


**Figure III.3.**schéma de ferrailage de la dalle pleine

**III.2.2 Dalle pleine sur deux appuis :**

$L_x = 1.16m$  ;  $L_y = 3.2m$ .

$$\rho = \frac{1.16}{3.2} = 0.36 \Rightarrow \rho \leq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille sur un seul sens.}$$



**III.2.2.1 Combinaisons de charges :**

On a:  $G = 5.9 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35x G + 1.5x Q = 1.35x (5.9) + 1.5 x (3.5) \Rightarrow q_u = 13.21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.9 + 3.5 \Rightarrow q_s = 9.40 \text{ KN/m}^2$$

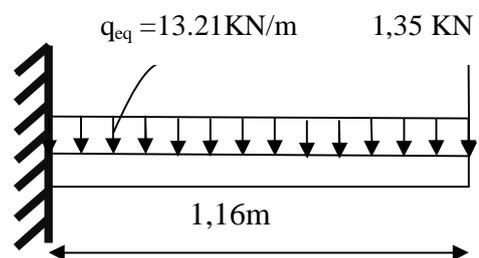
$$Q_{gu} = 1.35x 1 = 1.35 \text{ KN}$$

**-Calcul des sollicitations :**

$$M_U = \frac{q_u * l^2}{2} + Q_{gu} * l = 10.51 \text{ KN}$$

$$V_u = q_u * l + Q_{gu} = 16.67 \text{ KN}$$

$$M_{Ser} = \frac{q_s * l^2}{2} + Q_{gu} * l = 7.95 \text{ KN.m}$$



**Figure III.4.**Schéma statique de la dalle sur 2 appuis.

**III.2.2.2 Ferrailage :**

✓ **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 14 \text{ cm}$ ,  $d = 12 \text{ cm}$ ,  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.051 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow$  les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.065$$

M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
12.98	0.051	0.065	0,116	2.60	4HA12=4.52

#### -Condition de non fragilité « Amin »

On a :  $e > 12 \text{ cm}$

$$\rho < 0.4$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3.21 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On ferraille avec  $A_s$

$$A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

#### -Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2; St = 20 \text{ cm}$$

#### -Espacement

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

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

On prend:

$$St = 33 \text{ cm.}$$

#### -L'effort tranchant :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.154 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPA}$$

#### • A P'ELS :

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

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

$$\Rightarrow y = 3.4 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Tableau III.26.** Vérification d'état limite de compression du béton

$M_s$ (KNm)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
9.29	3.41	6324.56	4.28	15	Vérifié

-Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s ; \text{ avec : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7.95 \times 10^{-3}}{6324.56 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0341) = 161.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée .}$$

-Vérification de la flèche :

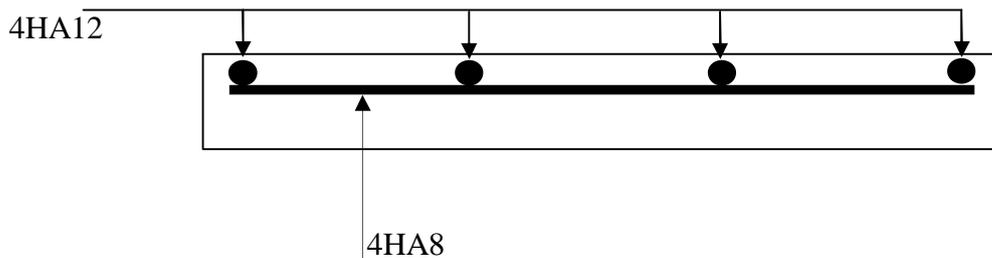
On doit vérifier les conditions suivantes avec :

$$h = 14 \text{ cm, } A = 6.16 \text{ cm}^2, L = 1.16 \text{ m.}$$

$$1) \frac{h}{l} = 0.12 > \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} = 0.0037 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**III.2.2.3 Schéma de ferrailage :**



**Figure .III.5.** schéma de ferrailage de la dalle pleine

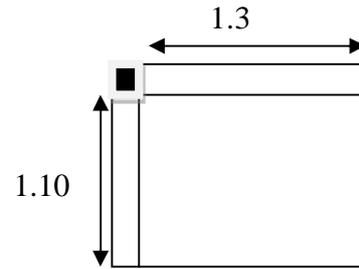
**III.2.3 La dalle sur 2 appui :**

$$l_x = 1.10 \text{ m}$$

$$l_y = 1.30 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1.10}{1.3} = 0.84 \Rightarrow \rho \geq 0.4$$

$\Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

**III.2.3.1 Evaluation des charges :**

$$G = 5.9 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.21 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 9.4 \text{ KN/m}^2.$$

- **A L'ELU ( $v = 0$ ) :**

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.54 \text{ KN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t^x = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 0.82 = 0.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 0.54 = 0.40 \text{ KN.m}$$

- **En appui:**

$$M_t^x = -0.50 M_0^x = -0.50 \times 0.82 = -0.41 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = -0.50 M_0^y = -0.50 \times 0.54 = -0.27 \text{ KN.m}$$

- **A L'ELS ( $v = 0.2$ ) :**

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = 0.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = 0.71 \text{ KN.m}$$

**Figure .III.6.**Dalle sur 2 appuis

- **En travée:**

$$M_t^x = 0.75 M_0^x = 0.69 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_0^y = 0.53 \text{KN.m}$$

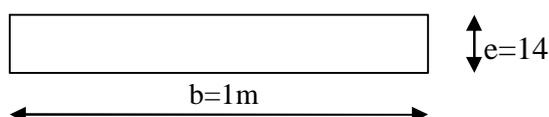
- **En appui:**

$$M_t^x = -0.50 M_0^x = -0.46 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = -0.50 M_0^y = -0.35 \text{KN.m}$$

**III.2.3.2 Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Figure III.7.**Section de la dalle pleine a

• **Sens xx':**

$$d_x = 12 \text{ cm}$$

• **Sens yy':**

$$d_y = 10 \text{ cm}$$

**Tableau III.27.** Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
x-x	Travée	0.61	0.003	0.0037	0.119	0.14	1.20	<b>4HA8</b>
	Appui	0.41	0.002	0.0025	0.119	0.09	1.20	<b>4HA8</b>
y-y	Travée	0.40	0.0028	0.0035	0.099	0.01	1.12	<b>4HA8</b>
	Appui	0.27	0.0019	0.0023	0.099	0.07	1.12	<b>4HA8</b>

**III.2.2.4 Vérification :**• **A L'ELU:**- **Condition de non fragilité:**

$$e > 12 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \rho = 0.84 > 0.4 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b \times e = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement des barres :**

$$//l_x: S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

$$//l_y: S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

- **Vérification de cisaillement:**

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.11 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 4.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.11}{1 \times 0.10} = 0.051 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

.  $\Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

• **A L'ELS:**

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

**Tableau III.28.** Vérification d'état limite de compression du béton.

	$M_s$ (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obser
<b>Sens xx'</b>	0.93	2.40	3239.42	0.69	15	<b>vérifiée</b>
<b>Sens yy'</b>	0.71	2.17	2189.07	0.70	15	<b>vérifiée</b>

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 41.34 \text{ Mpa.}$$

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

• **Vérification de la flèche:**

$$\text{Sens xx':} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{1.1} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.062$$

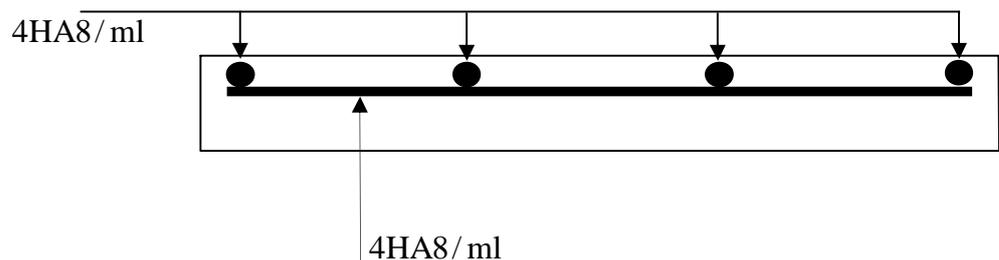
$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,002 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0,006$$

Sens yy' :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{1.30} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,002 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0,006$$

### III.2.2.5 Schéma de ferrailage :



**Figure.III.8.** schéma de ferrailage de la dalle pleine type3

### III.3 Calcul de l'acrotère :

#### III.3.1 Introduction :

C'est un élément en béton armé, encasté 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, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

#### a)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.

#### b) Evaluation des Charges verticales

- ✓ Le poids total :  $W_p = G_{total}$
- ✓ La charge due a la main courante :  $Q=1 \text{ KN/ml}$

**Tableau III.29.** Evaluation des charges verticales sur l'acrotère

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	W <sub>p</sub> (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.712	2.19	1

**C) Charges horizontales :**

D'après le RPA99 Article 6.2.31 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A: Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du RPA99(2003).

C<sub>p</sub>: Facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8, donnée par le tableur (6-1) du RPA99(2003).

W<sub>p</sub> : poids propre de l'acrotère.

Pour ce projet on a :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{array} \right.$

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.19 \Rightarrow F_p = 1.05 \text{ KN}$ .

**III.3.2 Calcul de centre de gravité de la section :**

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = 33.01 \text{ cm}$$

**d) Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité par :

-Un effort normale dû à son poids propre  $N_G = 2.19 \text{ KN}$

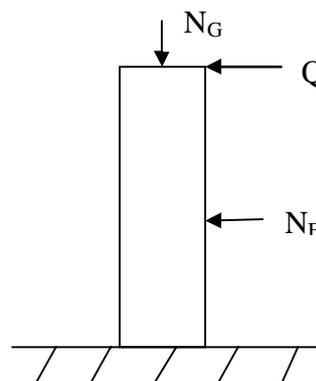
-Un effort normal dû à la surcharge  $N_Q = 0$

-Un effort dû à l'action sismique  $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

**Figure.III.9.** Schéma statique de l'acrotère

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.05 \times 0.33 = 0.34 \text{ KN.m}$$

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

**Tableau III.30.** Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitation	RPA 99	ELU	ELS
<b>Combinaison de charges</b>	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.19	2.956	2.19
M (KN .m)	0.94	0.9	0.6

### -Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.956} = 0.30 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimé  $\Rightarrow$  le ferrailage se fait par assimilation à

la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$

Par  $e$  (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec  $e_1$  : excentricité structurelle = 0.30m

$e_a$  : excentricité accidentelle.

$$e_a = \max \left( 2\text{cm}, \frac{h}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left( 2\text{cm}, \frac{60}{250} \right) = 2\text{cm}$$

$$e = 0.30 + 0.02 = 0.32\text{m}$$

$e_2$  : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2\text{m}$

$h_0$  : Hauteur de la section  $h_0 = 10\text{cm}$

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$\phi$  : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0,1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0,30}{0,1}\right) = 60$$

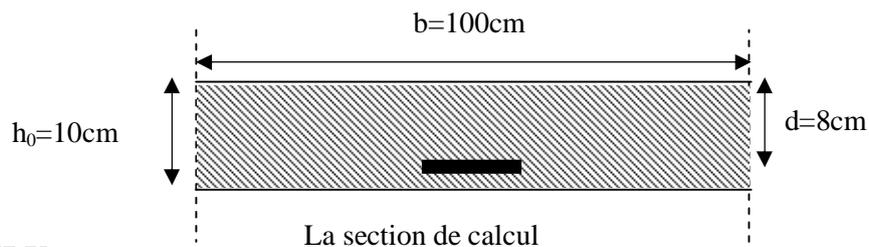
Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité  $e_2$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{0,1 \times 10^4} (2 + 0) = 0,864\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 30 + 2 + 0,864 = 32,8\text{cm}$$

Les sollicitations corrigées sont :  $N_u = 2,956 \text{ KN}$

$$M_u = N_u \times e = 2,956 \times 0,328 = 0,971 \text{ KN.m}$$



• À l'ELU :

$$N_u = 2,956 \text{ KN}$$

$$M_u = 0,971 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0,971}{2,956} = 0,328 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.328\text{m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{ cm} \Rightarrow \text{(C) à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et C en dehors de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée (spc).

spc  $\Rightarrow$  Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.971 + 2.956 \times (0.08 - 0.1/2) = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}}{0.8} = 0.014$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.05 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.381 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.381 - \frac{2.956 \times 10^{-3}}{348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.38 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \text{ On adopte: } A_s = \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**\*) Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

**\*) L'espacement :**

**-Armature principale :**

Armatures principale :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :  $S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **À l'ELS :**

$d = 0.08 \text{ m}$  ;  $N_{\text{ser}} = 2.19 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{ser}} = 0,6 \text{ KN.m}$ ;  $\eta = 1.6$  pour (les hautes adhérences)

La vérification à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

**- Contrainte limite de l'acier :**

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

**-Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{\text{serG}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.6}{2.19} = 0.273 \text{ m}$$

$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal  $N_{\text{ser}}$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

**-Position du centre de poussée :**

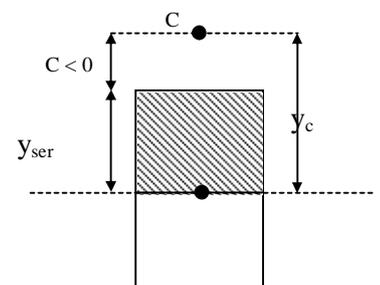
D'après la convention de signe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{\text{ser}} = y_c + c$$

$$C = e_G - h/2 \Rightarrow 0,273 - 0,05 = 0,223 \text{ m}$$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :  $y_c^3 + p y_c + q = 0$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$



$$P = -3 \times 0.223^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.223) = -0.151 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times 0.223^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.223)^2 = -0.022 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.151 y_c - 0.022 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.223 \leq y_c \leq -0.123$$

$$y_c = -0.21 \text{ m}$$

$$y = -0.21 + 0.223 = 0.013 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.013^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.013) = -1.17 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.066 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.6 \times 10^{-3}}{-1.17 \times 10^{-4}} \times (0.08 - 0.013) = -5.15 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

### III.3.3 Schéma de ferrailage :

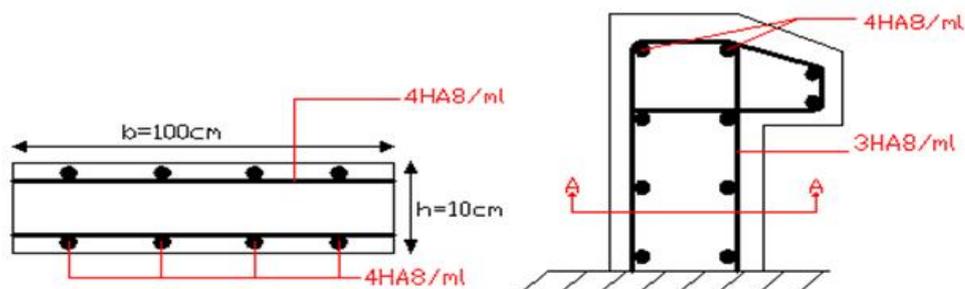
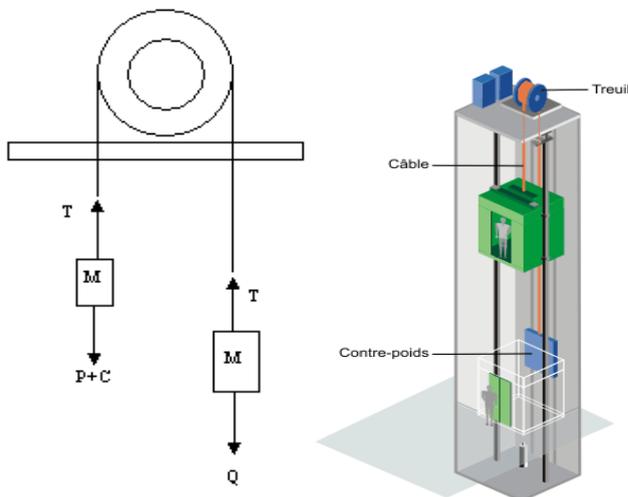


Figure .III.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère

**III.4 L'ascenseur**

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès au différent niveau du bâtiment, comportant une cabine et une gaine.

On propose la circulation de 8 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1m/s



**Figure.III.11.** Schéma statique et concept d'ascenseur.

**III.4.1 Etude de la dalle l'ascenseur :**

La dalle de l'ascenseur est soumise a un chargement plus important que celui des planchers, elle support son poids propre, poids des machines, surcharges... etc., donc on fixe une épaisseur e=15 cm

**III.4.1.1 Cas d'une charge répartie**

✓ **Évaluation des charges et surcharges**

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{KN/m}^2$  Poids de la dalle en béton armé.

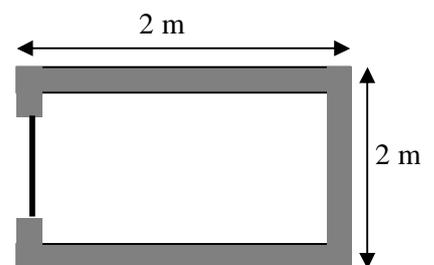
$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{KN/m}^2$  Poids du revêtement en béton (e=5cm).

$G' = G_1 + G_2 = 4.85 \text{KN/m}^2$ .

$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4} = 36.25 \text{KN/m}^2$  Poids de la machine.

$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 41.1 \text{KN/m}^2$ .

$Q = 1 \text{KN/m}^2$ .



**Figure.III.12.** Cage d'ascenseur.

**-Combinaisons des charges**

. A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 56.98 \text{KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

**-Calcul des moments réels**

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.38 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.38 \text{KNm}$$

**- Correction des moments**

$$\text{En travée} : \text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.123 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.123 \text{KNm}$$

$$\text{En appui} : M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.13 \text{KNm}$$

**-Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 12.5 \text{cm}$  et  $d_y = 11.5 \text{cm}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s}.$$

**Tableau .III.31.** Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	7.123	0.032	0.040	0.123	1.66	1.2
	y-y	7.123	0.037	0.047	0.112	1.82	1.2
Appui		2.13	0.0064	0.008	0.149	0.41	1.2

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA  $\Rightarrow f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 15\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 1$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.66\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.82\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.66\text{cm}^2 / \text{ml. Vérifié.}$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.82\text{cm}^2 / \text{ml. Vérifié.}$$

#### -Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x'} : S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \text{ On adopte } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \text{ On adopte } S_t = 25\text{cm}$$

#### -Vérification à l'ELS

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{totale}} + Q = 41.1 + 1 = 42.1\text{KN} / \text{m}^2$$

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.426\text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.426\text{KNm}$$

#### - Correction des moments

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.31\text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.31\text{KNm}$$

**-Vérification des contraintes :** Sens x-x' y-y' :

$$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 12,5 \text{ cm}; \quad y = 2,85 \text{ cm}; \quad I = 4295,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,23 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

**III.4.1.2 Cas d'une charge concentrée**

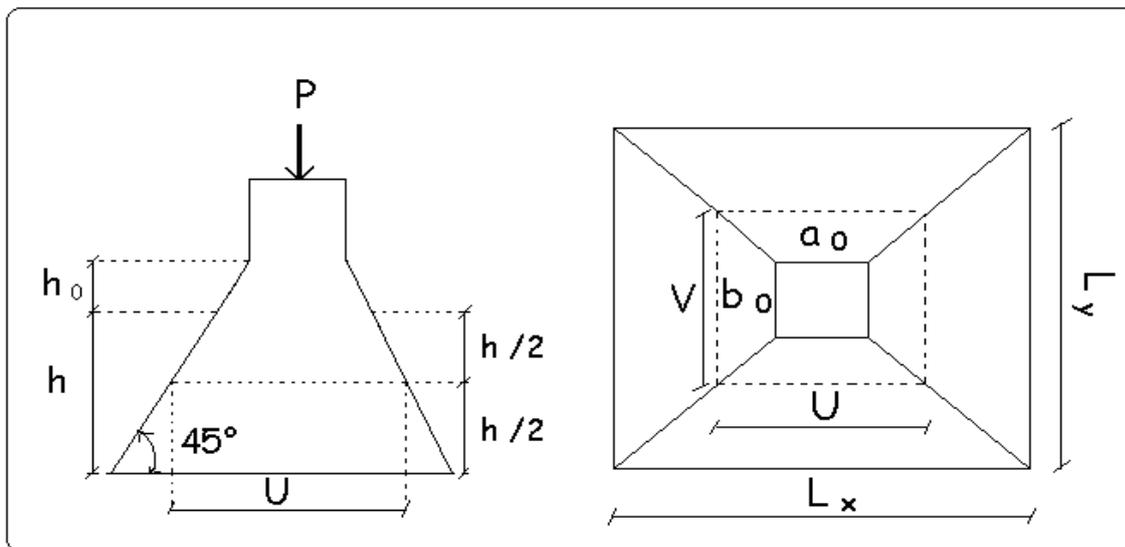
Charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire (a<sub>0</sub> × b<sub>0</sub>) elle agit uniformément sur une aire U × V située sur le plan moyen de la dalle.

a<sub>0</sub> × b<sub>0</sub> : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

u × v : Surface d'impact

a<sub>0</sub> et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b<sub>0</sub> et v : Dimensions suivant le sens y-y'



**Figure.III.13.**Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad [1]$$

On a une vitesse  $V = 2 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1.$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{cm.} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{cm.} \end{cases}$$

### -Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.52 \quad \text{et } \rho = 1$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.52 \quad \text{et } \rho = 1$$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve  $M_1 = 0.08$  et  $M_2 = 0.08$

Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6.3 = 64.3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 64.3 = 86.805 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.94 \text{KNm} \\ M_{y1} = 6.94 \text{KNm} \end{cases}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.18 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.18 \text{KNm}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnée par **l'annexe1**

$$\mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1$$

### • Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.12 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.12 \text{KNm} \end{cases}$$

Moments en E travées: Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.90 \text{KNm}$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.90 \text{KNm}$$

Moments en appui :  $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.43 \text{KNm}$

### -Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 12.5 \text{cm}$  et  $d_y = 11.5 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .III.32.**Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (cas d'une charge concentrée)

	$M_t$ (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'	6.90	2.43	1.66	0.57	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	6.90	2.43	1.80	0.57	4HA10=3,14	4HA10=3,14

### -Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_t^x = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.2 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{Vérfifié.}$$

- **En appui :**

$$A_a^x = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.20 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_a^y = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.20 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Épaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{cm.}$$

$$P_u = 86.805 \text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{KN}$$

$P_u < 472.5 \text{KN}$  Pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification de l'effort tranchant** :  $b=100 \text{cm}$  ;  $d_x=12,5 \text{cm}$ .

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 27.55 \text{KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 27.55 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.2204 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.2204 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{MPa} \quad \text{C'est vérifié (y'a pas de risque de cisaillement)}$$

**-Espacement des barres :**

$$\text{Sens } x-x' : S_t = 20 \text{cm} \leq \min(2e; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm.}$$

$$\text{Sens } y-y' : S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$$

**-Calcul à l'ELS :**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 64.3 \text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 64.3 \times (0.08 + 0.2 \times 0.08) = 6.17 \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 64.3 \times (0.08 + 0.2 \times 0.08) = 6.17 \text{KNm.} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.86 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.86 \text{KNm}$$

### -Correction des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.03 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.03 \text{KNm} \end{cases}$$

En travée :  $M_{tx} = M_{ty} = 0.85 M_x = 5.97 \text{KN.m}$

En appui:  $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_y = 2.10 \text{KN.m}$

### -Vérification des contraintes

Sens  $x-x'$  = Sens  $y-y'$

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 12,5 \text{ cm}$  ;  $y = 2,85 \text{ cm}$  ;  $I = 4295,8 \text{ cm}^4$

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

$\sigma_{bc} = 4.09 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$  C'est Vérifié

### - Etat limite d'ouverture des fissures

La FPN  $\longrightarrow$  pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Donc aucune vérification à faire.

### -Vérification de la flèche

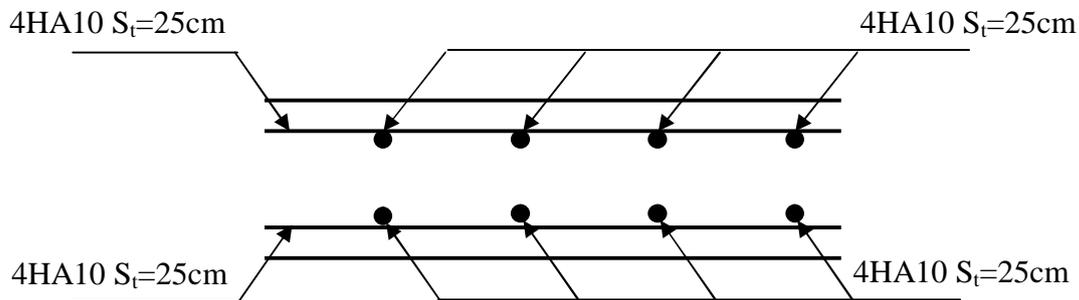
Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,075 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Leftrightarrow 0,0025 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.4.2 Schéma de ferrillage :



**Figure.III.14.** Vue en coupe du ferrillage de la dalle.

### III.5 Etude des escaliers :

**III.5.1 Définition :** Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

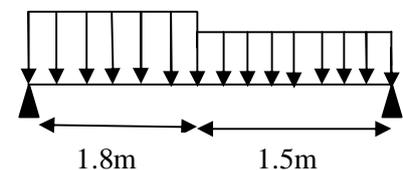
Dans notre structure on a deux types d'escalier et il est fait en béton armé.

#### III.5.2 Les charges

$$G_v = 8.52 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

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

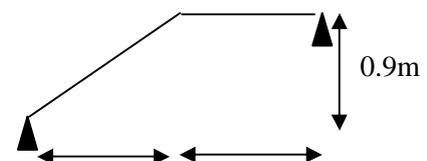


#### III.5.3 Combinaison des charges

##### 1) pour la volée

$$\text{À l'ELU : } q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 15.25 \text{ KN}$$

$$\text{À l'ELS : } q = G + Q = 11.02 \text{ KN}$$



**Figure.III.15.** Schéma statique d'escalier

##### 1) pour le palier

$$\text{À l'ELU : } q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.36 \text{ KN}$$

$$\text{À l'ELS : } q = G + Q = 7.4 \text{ KN}$$

$$q_u^{\text{eqv}} = \frac{15.25 \times 1.8 + 10.36 \times 1.5}{3.3} = 13.03 \text{ KN}$$

$$q_s^{\text{eqv}} = \frac{11.02 \times 1.8 + 7.4 \times 1.5}{3.3} = 9.37 \text{ KN}$$

**III.5.4 Les sollicitations :****-A l'ELU :**

$$M_0 = \frac{q_u^{eqv} \times l^2}{8} = \frac{13.03 \times 3.3^2}{8} = 17.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 17.73 = 13.29 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times 17.73 = -6.64 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13.03 \times 3.3}{2} = 21.50 \text{ KN}$$

**-A l'ELS :**

$$M_0 = \frac{q_s^{eqv} \times l^2}{8} = \frac{9.37 \times 3.3^2}{8} = 12.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 12.75 = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -0.5 \times 12.75 = -6.37 \text{ KN.m}$$

**Tableau .III.33.** Sollicitations sur la volée d'étage courant.

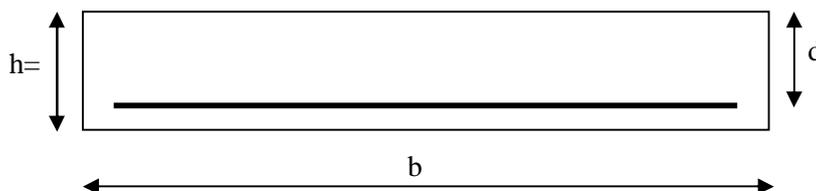
	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$M_A=M_B^{max}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
ELU	13.03	17.73	13.29	-6.64	21.50
ELS	9.37	12.75	9.56	-6.37	/

**-Ferrailage**

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

$$b=100\text{cm}$$

$$d=15\text{cm}$$

**Figure .III.16.** Section de calcul**➤ Ferrailage longitudinale**

- Les fissurations sont considérées comme peu nuisibles.
- La section est soumise à la flexion simple.
- L'enrobage :  $C \geq 1 \text{ cm}$  soit  $c = 2\text{cm}$ .

Le calcul du ferrailage est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau .III.34. Ferrailage d'escalier

	M(KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{Adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	13.29	0.053	0.053	0.146	2.6	1.81	<b>4HA10=3.14</b>
<b>Appui</b>	6.64	0.020	0.026	0.148	1.26	1.81	<b>4HA8=2.01</b>

**En travée**  $A_{cal} = 2.6 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$  condition vérifier

**En appui** :  $A_{cal} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$  condition non vérifier

Donc on ferraille avec  $A_{min}$

#### -Armatures de répartition

**En travée** :  $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_t \geq 0.785 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On choisit : 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>/m

**En appuis** :  $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_a \geq 0.785 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On choisit : 4HA8= 2.01cm<sup>2</sup>/m

- **Espacement :**

. **Armatures principaux:**

$$S_t \leq \min(3 \times h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(51; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33$$

On prend:  $S_t = 25 \text{ cm}$

. **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4 \times h; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(51; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 45$$

On prend :  $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.143 \text{ MPa} < 1.166 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **A 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'état limite de compression du béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

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

**En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.32 \text{ cm} \\ I = 7645.31 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = \frac{9.56 \times 10^6}{7645.31 \times 10^4} \times 33.2 = 4.15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$  (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

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

**En appui**

$$\left\{ \begin{array}{l} y = 2.7 \text{ cm} \\ I = 5217.5 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = \frac{6.37 \times 10^6}{5217.5 \times 10^4} \times 31.9 = 3.89 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$  (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

- **Vérification à l'état limite de déformation :**

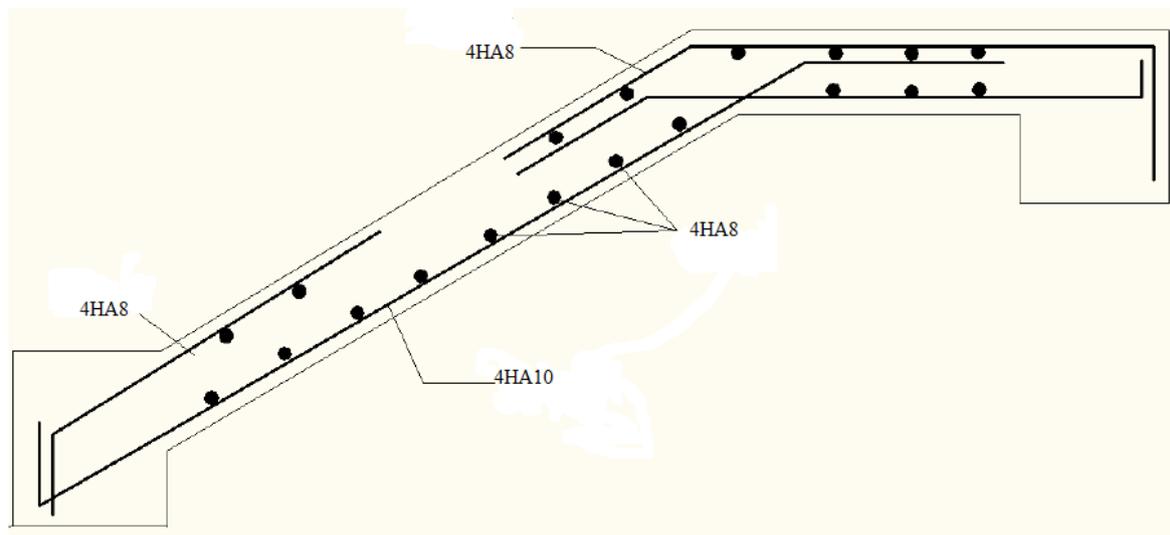
Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,051 > 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérfifié. BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0018 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérfifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

a) **Schéma de ferrailage**



**Figure III .17.** Disposition des armatures dans la volée 1.

**III.5.5 Etude de la volée encastrée à la poutre brisée :**

**-Calcul les sollicitations :**

$$G_v = 8.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$P = 0.6 \text{ KN/ml (charge de garde-corps)}$$

**-ELU**

$$M_{\max} = \frac{(1.35 \times G_v + 1.5 \times Q) \times l^2}{2} + 1.35Pl = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (1.35G_v + 1.5Q)l + p = 17.68 \text{ KN}$$

**-ELS**

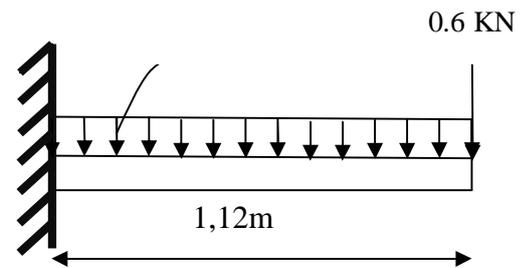
$$M_{\max} = \frac{(G_v + Q) \times l^2}{2} + Pl = 7.58 \text{ KN.m}$$

**III.5.5.1 Ferrailage**

**Armature principale**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 17 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$



**Figure.III.18.**schéma statique de la poutre brisée

**Tableau .III.35.** Calcul de ferrailages.

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
10.47	0.033	0.042	0.147	2.04	4HA10=3.14	1.81

**-Condition non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

**-Armature de répartition:**

$$A_r = A_s / 4 = 0.785 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

$$V_u = 17.68 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.118 \text{ Mpa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

**- Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

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

**En appui**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.86 \text{ cm} \\ I = 3348.78 \text{ m}^4 \\ \sigma_{bc} = \frac{7.85 \times 10^6}{3348.78 \times 10^{-5}} \times 0.0332 = 5.35 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

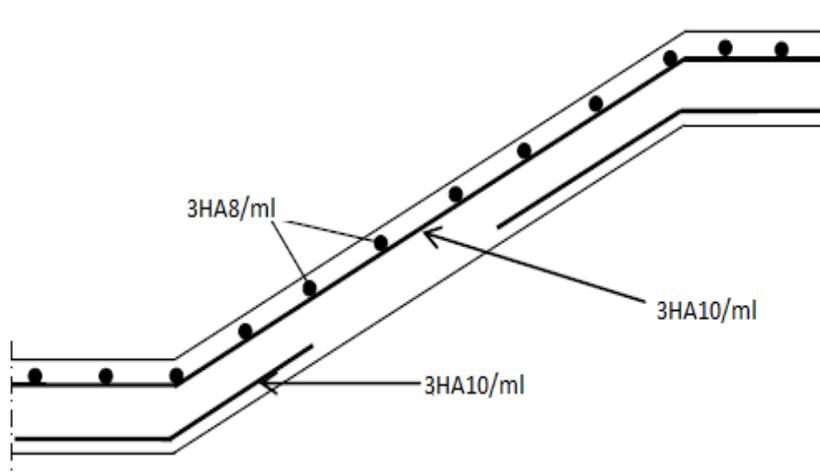
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$  (Y'a pas de risque de fissuration du béton en compression).

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \\ \frac{h}{l} = 0.15 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0.1 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0021 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \end{array} \right.$$

Les 3 conditions sont toutes vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**III.5.5.2. Schéma de ferrailage :**



**Figure.III.19:** schéma de ferrailage de la volée 2

**III.5.6 Etude de la poutre brisée :**

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.

**III.5.6.1 Dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}, \text{ avec } L = 4.30\text{m}$$

$$\frac{430}{15} < h < \frac{430}{10} \rightarrow 28.66 < h < 43 \text{ cm on opte pour } h = 35 \text{ cm et } b = 30\text{cm.}$$

**a) Selon le RPA99:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{ cm vérifier.} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{ cm vérifier.} \\ h / b \leq 4.00 \Rightarrow h/b = 1.16 \quad \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Sachant que:

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

### b) Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise aux charger suivantes :

- Son poids propre :  $g_p = \frac{0.4 \times 0.3 \times 25}{\cos 37.07} = 3.79 \text{ KN.m}$
- Poids de mur :  $P_m = 2.65 \times 2.85 = 7.55 \text{ KN/m}$
- Poids total :  $P_t = 11.34 \text{ KN/m}$
- La charge transmise par la volée  $V = 17.68 \text{ KN/ml}$

#### -Calcul des sollicitations :

$$p_u = (1.35 \times P_t) + V = 1.35 \times 11.34 + 17.68 = 32.98 \text{ KN}$$

**En travée :**

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{32.98 \times 4.3^2}{24} = 25.40 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$M_a = \frac{p_u \times l^2}{12} = \frac{32.98 \times 4.3^2}{12} = -50.81 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{32.98 \times 4.3}{2} = 70.90 \text{ KN}$$

Le tableau résume les sollicitations de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

**Tableau .III.36.**Les sollicitations dans la poutre

	Pu (KN/ml)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Vu (KN)
ELU	32.98	25.40	-50.81	70.90
ELS	29.02	22.35	-44.71	

Le tableau résume le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

**Tableau .III.37.**Le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$
En travée	25.40	0.041	0.052	0.372	1.96	1.37
En appuis	-50.81	0.082	0.108	0.363	4.01	1.37

**-Vérification à l'ELU****-L'effort tranchant**

$$V_u = 70.90 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{70.90 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.38} = 0.62 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

**-Calcul de l'espacement St**

$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 34.2 \text{ cm}$ . On opte pour :  $St = 20 \text{ cm}$  en travée et  $St = 15 \text{ cm}$  en appuis.

**III.5.6.2 Calcul a la torsion :**

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie dues aux différentes partie de l'escalier.

$$M_t^{\max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{10.47 \times 4.3}{2} = 22.51 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **B.A.E.L.91**

- U : périmètre de la section.
- $\Omega$  : section fictive.
- e : épaisseur de la paroi.

– Al : section d'acier.

$$e = \Phi / 6 = b / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 875 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec :}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{22.51 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.0875} = 4.43 \text{ cm}^2$$

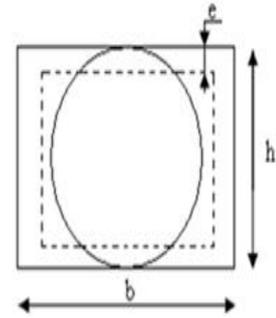


Figure.III.20: Section creuse

### -Calcul des armatures transversales à la torsion :

Soit  $S_t = 20$  cm en travée et 15 cm en appuis.

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

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{22.51 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} = 0.73 \text{ cm}^2$$

- **A la flexion**

$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 34.2 \text{ cm}$ . On opte pour :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.2 \times 0.3}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.73 + 0.6 = 1.33 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier de  $\phi 10 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### Section d'armature finale

– **En travée**

$$A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 1.96 + \frac{4.43}{2} \Rightarrow A^t = 4.17 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_t$  soit  $3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

– **En appuis**

$$A^a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 4.01 + \frac{4.43}{2} \Rightarrow A^a = 6.22 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_t$  soit  $3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

Avec :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$\tau_{\text{flexio}} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{T_u}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{22.51 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 2.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.64 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### -Vérification a l'ELS

#### ➤ Etat limite de compression de béton

#### • A L'ELS

#### . État limite de compression de béton:

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$$

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

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

$$\text{En appuis: } M_a = 44.71 \text{ KN.m ; } y = 13.89 \text{ cm ; } I = 96640.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{44.71 \times 10^6}{96640.51 \times 10^4} \times 138.9 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \text{ Condition vérifié}$$

$$\text{En travée : } M_t = 22.35 \text{ KN.m ; } y = 11.13 \text{ cm ; } I = 63821.88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}}$$

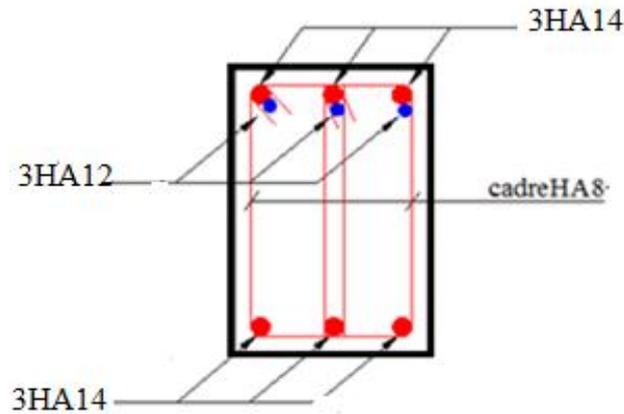
Condition vérifié

### -Évaluation de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 > 0.0625; \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.9 > 0.033 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.007 < 0.01 \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

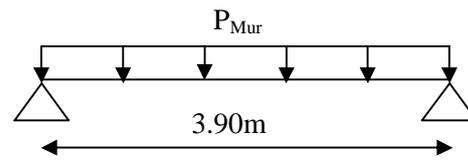
**III.5.6.3 Le ferrailage :**



**Figure.III.21:** Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

**III.6 Poutre de chaînage :**

**III.6.1 Dimensionnement :**



**Figure.III.22:** Schéma statique de la poutre de

On a :  $L_{max} = 3.90m$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 26cm \leq h \leq 39cm \dots\dots\dots \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

Soit :  $h_t = 35cm$

$b = 30cm$

• **Vérification :**

$h_t \geq 15cm \dots\dots\dots$  vérifiée.

$b \geq \frac{2h}{3} = 23.33cm \dots\dots\dots$  vérifiée.

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de **(30× 35)**.

• **Calcul A' ELU :**

**-Calcul des sollicitations :**

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN / m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.10 - 0.35) = 7.83 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.62 + 7.83) = 14.10 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.62 + 7.83 = 10.45 \text{ K/m}$$

$$M_u = \frac{P_u \times L_{\max}^2}{8} = 26.80 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M^t = 0.75 \times M_u = 20.1 \text{ KN.m} \\ M^a = -0.5 \times M_u = -13.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### -Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

**Tableau .III.38.** Armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	26.80	0.0185	0.023	0.317	2.42	2HA12+1HA10=3.05
En appui	13.40	0.009	0.011	0.318	1.20	2HA10+1HA8=2.07

### -Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

Soit un cadre  $\phi 8$  plus une épingle  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

### -Vérifications :

À l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15 \text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = P_u \times \frac{1}{2} = 14.10 \times \frac{3.9}{2} = 27.49 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.286 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = \min(3.25; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

### À L'ÉLÉ :

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_s = 0.75 \times \frac{P_s \times l^2}{8} \Rightarrow M_s = 0.75 \times \frac{10.45 \times (3.9)^2}{8} = 14.90 \text{KN.m}$$

Calcul de y:

$$A = 3.05 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 15y^2 + 45.75y - 1464 = 0 \Rightarrow y = 8.47 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 31406.44 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.01 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.089 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \\ \frac{h}{l} = 0.089 \geq \frac{M_t}{20 \times M_o} = 0.066 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0032 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## III.6.2 Schéma de ferrailage :

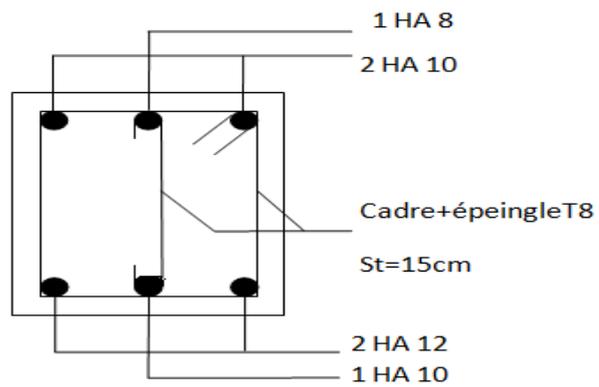


Figure.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

## **IV.1 Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000.V.14**

## **IV.2 Méthodes de calcul :**

Les règles parasismiques (RPA99) préconisent deux méthodes de calcul.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### **IV.2.1 Méthode statique équivalente:**

#### **IV.2.1.1 Principe de la méthode:**

**RPA art (4.2.1)**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### **IV.2.1.2 Calcul de la force sismique:**

**RPA art (4.2.3)**

L'effort sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et verticale selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le Tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$$

$$A = 0.15$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction.

Donc : **R = 5**

- Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Art 4.2.3)}$$

Avec :

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

**Tableau IV.1** : valeur des pénalités.

Critère Q	Valeurs de $P_q$	
	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en elevation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0.1

Donc  $Q_x = Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$

- 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 ( $i$ ) :

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA99 (Art 4.2.3)}$$

Avec:

- $W_{Gi}$ : 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. **Tableau 4.5 (RPA99/2003)**.

$\beta = 0.20$  : Pour les bâtiments à usage d'habitation.

$\beta = 0.60$  : Pour les bâtiments à usage commercial.

**$W = 50111.648 \text{KN}$**

- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient  $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ , et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 4.2.3)}$$

Avec  $T_1$  ;  $T_2$  : Période caractéristiques associée à la catégorie du site qui sont données par le **tableau 4.7 (RPA99/version 2003)**.

- D'après le rapport du sol, le site destiné pour la réalisation de notre projet est de classe S1 (Sol rocheux).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$ : Facture de correction d'amortissement donnée par ma formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Art: 4.2.3)}$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages; voir **Tableau 4.2 (RPA99/2003)**

On prend :  $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$$

T: Est la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante:

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (article 4.2.4)}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$C_t = 0.05$  Selon le cas n°4 d'après RPA99/2003 tableau 4.6 (art 4.2.4)

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 * 41.24^{3/4} = 0.81s$$

On peut aussi utiliser la formule suivante :

$D_x = 29.5\text{cm}$                        $D_y = 9\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \frac{41.24}{\sqrt{29.5}} = 0.68s \\ T_y = 0.09 \frac{41.24}{\sqrt{9}} = 1.24s \end{array} \right.$$

Soit :  $T_x = 0.68s$  ;  $T_y = 0.81s$

$$T_2 < T_x < 3.0s \text{ et } T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 * 0.81 \left(\frac{0.3}{0.68}\right)^{2/3} = 1.17s \\ D_y = 2.5 * 0.81 \left(\frac{0.3}{0.81}\right)^{2/3} = 1.04s \end{cases}$$

La période fondamentale statique majoré de 30% est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 * 0.68 = 0.884s \\ T_{sy} = 1.3 * 0.81 = 1.053s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{stx} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$\begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 * 1.17 * 1.15}{5} 50111.648 = 2022.75KN \\ V_{sty} = \frac{0.15 * 1.04 * 1.15}{5} 50111.648 = 1798KN \end{cases}$$

## IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale:

### IV.2.2.1 Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.2.2.2 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

D'après l'article 3.4.4.a. les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après l'article 4.2.4. Les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

D'après l'article 4.3.4. Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### IV.2.2.3 Modélisation et résultats:

##### ✓ Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- Schéma du spectre de calcul :

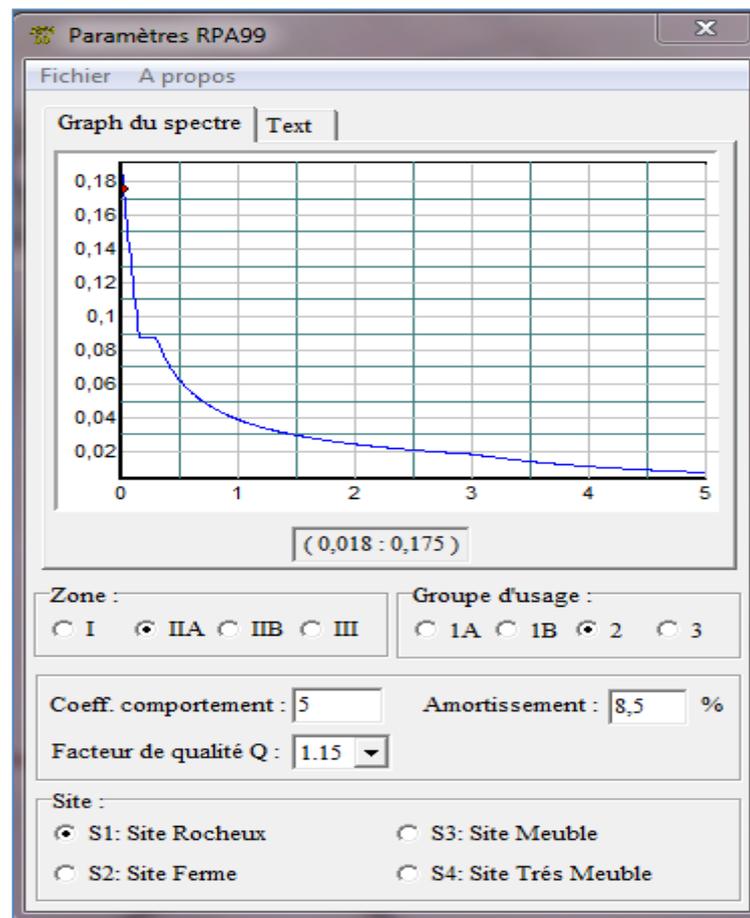


Figure IV.1: spectre de réponse.

✓ **Disposition des voiles:**

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. La forme architecturale très restrictive de notre projet, n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventements.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :

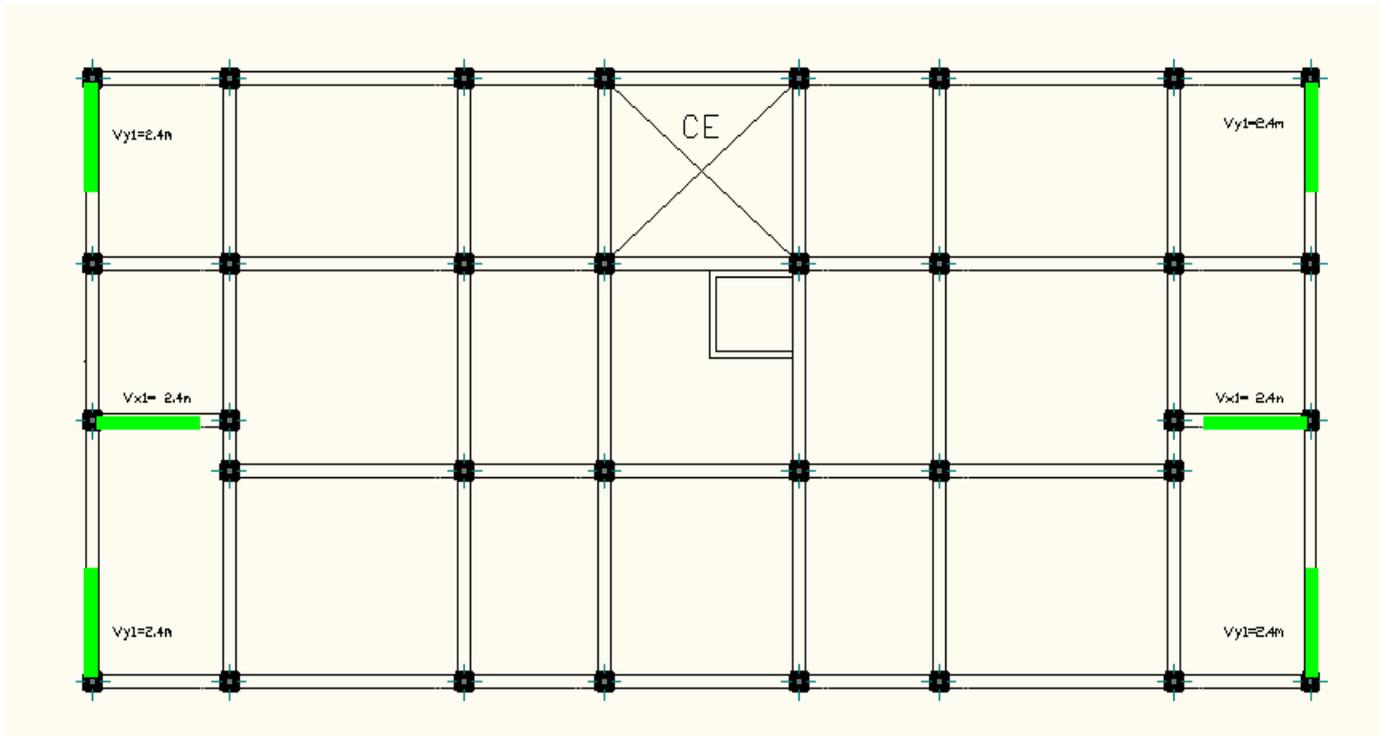


Figure IV.2 : disposition des voiles

## ✓ Résultats obtenus:

- Périodes de vibration et participation massique :

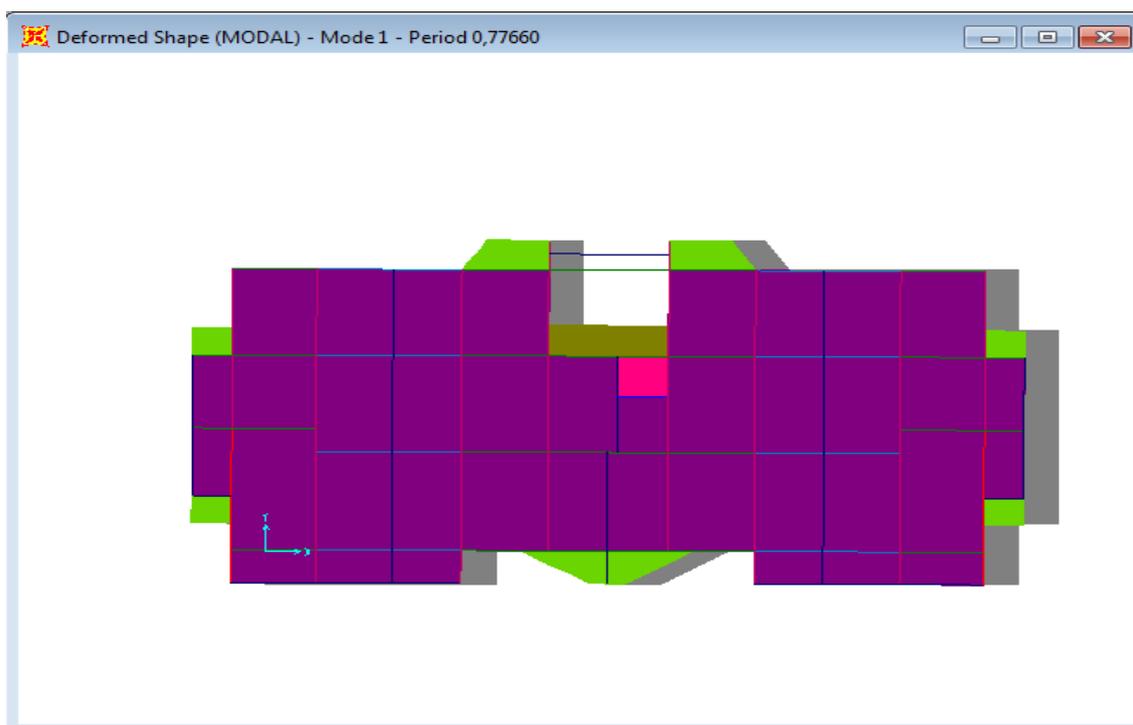
Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique.

Modes	Périodes	Individual mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
<b>Mode 1</b>	0.77	0.51	0.00018	0.51	0.506
<b>Mode 2</b>	0.70	0.00013	0.50	0.519	0.506
<b>Mode 3</b>	0.55	0.0004	0.0027	0.519	0.506
<b>Mode 4</b>	0.24	0.00252	0.000004	0.522	0.506
<b>Mode 5</b>	0.24	0.00604	0.000043	0.528	0.506
<b>Mode 6</b>	0.24	0.0000243	0.0000076	0.528	0.506
<b>Mode 7</b>	0.24	0.0000441	0.000098	0.528	0.506
<b>Mode 8</b>	0.24	0.00015	0.000001	0.528	0.506
<b>Mode 9</b>	0.24	8.052E-07	0.0000025	0.528	0.506
<b>Mode 10</b>	0.24	0.049	0.000054	0.577	0.506
<b>Mode 11</b>	0.24	0.00037	0.032	0.578	0.538

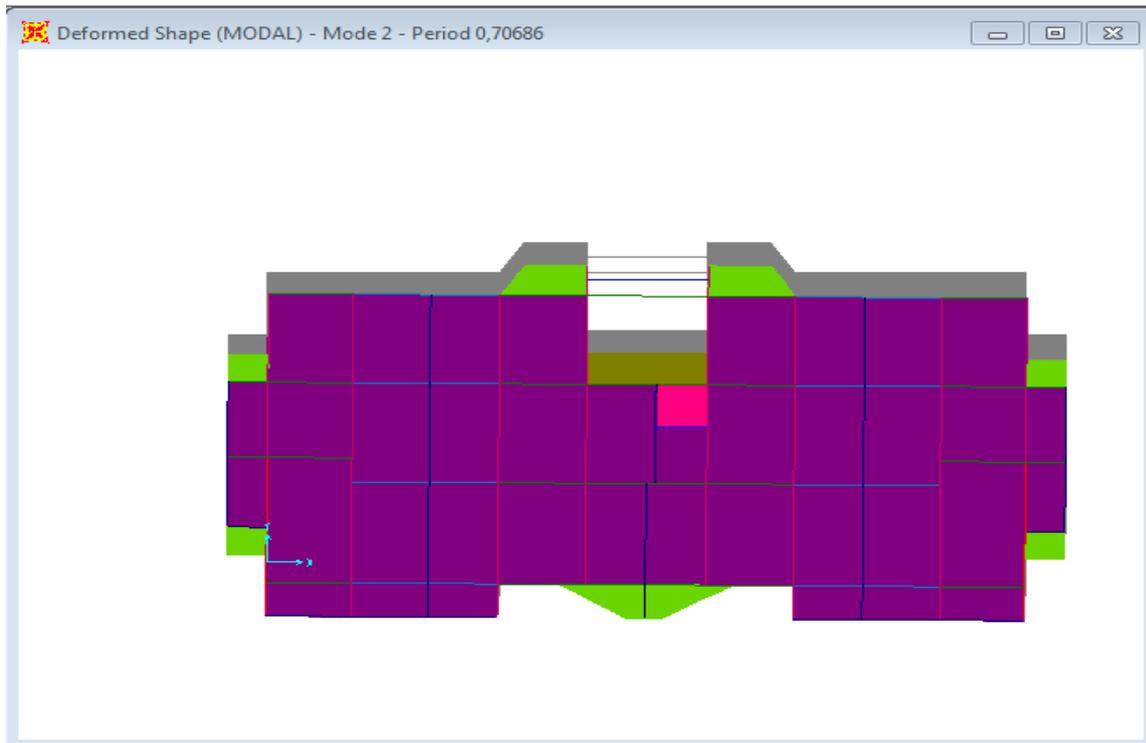
<b>Mode 12</b>	0.19	0.0000892	0.013	0.578	0.552
<b>Mode 51</b>	0.09	0.03	0.00027	0.91	0.84
<b>Mode 60</b>	0.08	0.000034	0.047	0.92	0.90

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées (la participation massique atteinte les 90%).

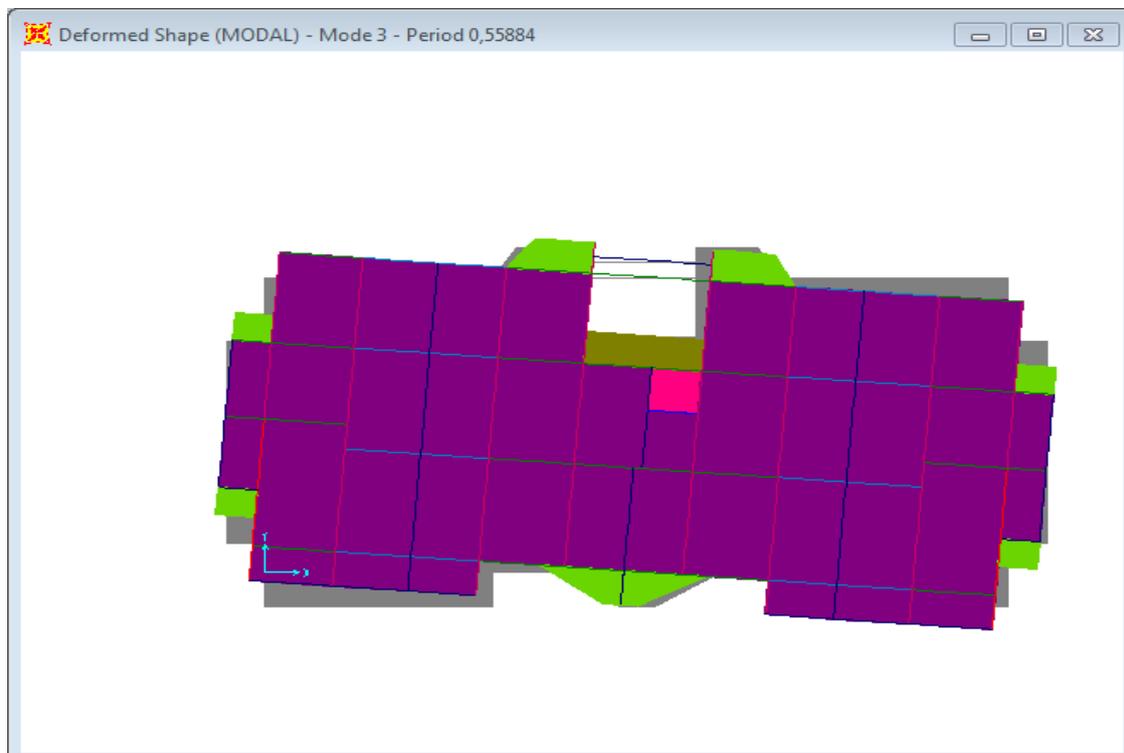
Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes:



**Figure IV.3:** 1<sup>er</sup> mode (translation selon X).



**Figure IV.4:** 2<sup>ème</sup> mode (translation selon Y).



**Figure IV.5:** 3<sup>ème</sup> mode (torsion autour de Z).

### IV.3 Interpolation des résultats de l'analyse dynamique :

#### IV.3.1 Sous charges verticales:

**Tableau IV.3 :** Vérification sous charges verticales.

	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE ≥ 80%	VOILE ≤ 20%
<b>Commerce</b>	57521.849	5846.006	90.77	9.23
<b>Service</b>	52587.804	3795.726	93.26	6.74
<b>Entre sol 1</b>	47671.555	5141.324	90.26	9.74
<b>Entre sol 2</b>	43046.495	4789.392	89.98	10.02
<b>Entre sol 3</b>	38282.079	4578.554	89.31	10.69
<b>RDC</b>	45503.707	6484.885	87.52	10.48
<b>Etage 1</b>	38292.984	6085.588	86.28	13.72
<b>Etage 2</b>	31746.33	5177.825	85.97	14.03
<b>Etage 3</b>	25006.12	4368.262	85.12	14.88
<b>Etage 4</b>	18844.981	2301.002	89.11	10.89
<b>Etage 5</b>	12532.599	2301.002	84.48	15.52
<b>Etage 6</b>	6554.213	1127.975	85.31	14.69

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dont tous les niveaux.

#### IV.3.2 Sous charges horizontales :

**Tableau IV.4 :** Vérification sous charges horizontales.

	Charges reprises (KN)				Percentages repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE ≥ 25%		VOILE ≤ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>Commerce</b>	248.204	259.28	410.997	416.105	35.65	38.38	62.35	61.62
<b>Service</b>	202.833	197.888	130.513	268.794	60.84	42.4	39.16	57.6
<b>Entre sol 1</b>	88.791	73.695	239.735	128.463	27.02	36.45	72.98	63.65

<b>Entre sol 2</b>	138.812	151.229	360.893	279.414	27.77	35.11	72.23	64.89
<b>Entre sol 3</b>	207.409	220.804	461.358	417.639	31.01	34.58	68.99	65.42
<b>RDC</b>	823.389	484.845	435.35	809.535	65.41	37.45	34.59	62.55
<b>Etage 1</b>	620.389	466.798	555.13	764.79	52.77	37.90	47.23	62.1
<b>Etage 2</b>	705.138	550.228	349.973	526.048	66.83	51.12	33.17	38.88
<b>Etage 3</b>	588.393	472.792	371.137	544.661	61.32	46.46	38.68	53.54
<b>Etage 4</b>	582.723	478.564	189.656	274.329	75.44	63.56	24.56	36.44
<b>Etage 5</b>	408.008	331.697	189.656	274.329	68.26	54.73	31.74	45.25
<b>Etage 6</b>	431.831	381.076	172.671	173.511	71.43	68.71	28.57	31.29

- **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dont tous les niveaux.

#### IV.3.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Où B est l'air de la section transversale du poteau considéré.

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

**Tableau IV.5 :** Vérification de la résultante de l'effort réduit.

NIVEAU	Type de Poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
<b>Commerce et service</b>	70x65	4550	3400.86	0.3	<b>vérifiée</b>
<b>Entre sol 1 et 2</b>	65x60	3900	2648.896	0.27	<b>vérifiée</b>
<b>Entre sol 3 et RDC</b>	60x55	3300	2340.94	0.28	<b>vérifiée</b>
<b>1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	55x50	2750	1749.033	0.25	<b>vérifiée</b>
<b>3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage</b>	50x45	2250	1219.908	0.22	<b>vérifiée</b>
<b>5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup></b>	45x40	1800	719.063	0.16	<b>vérifiée</b>

#### IV.3.4 Vérification de la résultante de l'effort réduit:

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99. La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

**Tableau IV.6 :** Vérification de la résultante des forces sismique.

Resultants des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
<b>Sens x-x</b>	1794.933	2022.75KN	0.88	<b>vérifiée</b>
<b>Sens y-y</b>	1927.023	1798KN	0.93	<b>vérifiée</b>

#### IV.3.5 Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le PRA99 (Art 5.10) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec:

$\delta_K$ : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure donné par le **RPA99 (Art 4.4.3)**

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$ (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (**R=5**)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7:** Vérification des déplacements.

Niv	Sens xx						Sens yy				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
<b>service</b>	0.033	0.165	0	0.17	408	0.04	0.03	0.16	0	0.17	0.04

<b>Entre sol 1</b>	0.062	0.31	0.165	0.15	306	0.047	0.55	0.27	0.165	0.11	0.036
<b>Entre sol 2</b>	0.068	0.34	0.31	0.03	310	0.01	0.06	0.30	0.275	0.03	0.01
<b>Entre sol 3</b>	0.048	0.24	0.34	0.1	310	0.032	0.04	0.21	0.305	0.1	0.031
<b>RDC</b>	0.002	0.010	0.24	0.23	310	0.074	0.00 03	0.00	0.21	0.21	0.67
<b>Étage 1</b>	0.1	0.5	0.01	0.49	310	0.158	0.08	0.4	0.002	0.4	0.129
<b>Étage 2</b>	0.24	1.2	0.5	0.7	310	0.226	0.2	1	0.4	0.6	0.194
<b>Étage 3</b>	0.39	1.95	1.2	0.75	310	0.242	0.35	1.75	1	0.75	0.242
<b>Étage 4</b>	0.55	2.75	1.95	0.8	310	0.258	0.5	2.5	1.75	0.75	0.242
<b>Étage 5</b>	0.7	3.5	2.75	0.75	310	0.242	0.65	3.25	2.5	0.75	0.242
<b>Étage 6</b>	0.84	4.2	3.5	0.7	310	0.226	0.78	3.9	3.25	0.65	0.21

#### IV.3.6 Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ :

**RPA99 (Art 5.9)**

Les effets du 2<sup>ém</sup> ordre (ou effet  $P-\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$$

**RPA99 (Art 5.9)**

Avec:

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

**RPA99 (Art 5.9)**

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau K

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

$h_K$ : Hauteur d'étage K

Si :  $0.1 < \theta_K < 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_K}$ .

Si :  $\theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

**Tableau IV.8** : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
service	408	36609.426	0.17	333.346	0.046	0.17	466.682	0.033
Entre sol 1	306	34269.288	0.15	328.526	0.051	0.11	202.158	0.061
Entre sol 2	310	31008.076	0.03	499.705	0.006	0.03	430.643	0.007
Entre sol 3	310	27749.076	0.1	668.767	0.013	0.1	638.445	0.014
RDC	310	33632.727	0.23	1258.739	0.02	0.21	1294.381	0.018
Etage 1	310	28711.008	0.49	1175.519	0.039	0.4	1231.588	0.03
Etage 2	310	23905.967	0.7	1055.11	0.051	0.6	1076.276	0.043
Etage 3	310	19041.994	0.75	959.53	0.005	0.75	1017.451	0.005
Etage 4	310	13744.489	0.8	772.379	0.046	0.75	752.893	0.044
Etage 5	310	9706.342	0.75	597.664	0.039	0.75	606.026	0.039
Etage 6	310	5131.015	0.7	604.505	0.019	0.65	545.586	0.019

La condition  $\theta < 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

**Conclusion :**

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000/version 11, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, donc nous avons opté pour les poteaux :

- Commerce et service (70x65) cm<sup>2</sup>.
- Entre sol 1 et 2 (65x60) cm<sup>2</sup>.
- Entre sol 3 et RDC (60x55) cm<sup>2</sup>.
- Etage 1 et 2 (55x50) cm<sup>2</sup>.
- Etage 3 et 4 (50x45) cm<sup>2</sup>.
- Etage 5 et 6 (45x40) cm<sup>2</sup>.

Pour cela nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donnée des meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction voiles-portiques (horizontales et verticales).

Dans notre cas, on a pu vérifier et justifier toutes les exigences de l'étude dynamique selon le RPA99/2003.

## Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

### V.1. Etude des poteaux :

#### V.1.1 Définition :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99Version 2003** suivantes

- \*  $1.35G+1.5Q$
- \*  $G+Q\pm E$
- \*  $0,8G\pm E$
- \*  $G+Q$

Le ferrillage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

#### V.1.2 Recommandations du RPA99/Version 2003

##### a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
  - ✓  $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
  - ✓  $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} > 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi_l$  en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA 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 recouvrement
Commerce +service	70x65	36.4	182	273
Entre sol 1et 2	65x60	31.2	156	234
Entre sol 3et RDC	60x55	26.4	132	198
Etage 1et 2	55x50	22	110	165
Etage 3et 4	50x45	18	90	135
Etage 5et 6	45x40	14.4	72	108

#### b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ **Dans la zone nodale**  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- ✓ **Dans la zone courante**  $t \leq 15\phi_l$  en zone IIa

Où :

$\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

#### - La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t * b_1}$  en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min}=0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g > 5$
- $A_t^{\min}=0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

Interpolation entre les valeurs si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants  $\phi_{\min}$  che min ées  $\geq 12\text{cm}$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

### V.1.3 Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
<b>Commerce et Service</b>	3478.203	11.759	393.615	7.969	77.522	2314.904
<b>Entre sol 1et 2</b>	2919.819	42.641	102.019	5.514	69.985	1785.334
<b>Entre sol 3 et RDC</b>	2340.943	43.601	2.423	27.888	122.970	1598.923
<b>Etage et 1et 2</b>	1749.033	42.803	2.95	15.108	88.561	719.207
<b>Etage 3et 4</b>	1219.908	26.645	1.973	2.886	85.223	415.915
<b>Etage 5 et 6</b>	719.063	14.026	6.205	9.060	99.525	120.099

### V.1.4 Ferrailage des poteaux:

#### V.1.4.1. Les armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

## ❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du commerce et service, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 3478.203\text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 11.759\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{ELU.}$
- $N_{\min} = 393.615\text{KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 7.969\text{KN.m} \dots \dots \dots 0.8\text{G} + \text{EY}$
- $M_{\max} = 77.522\text{KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 2314.904\text{KN} \dots \dots \dots \text{ELU}$

• Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$  :

$$d = 0.65\text{m}, d' = 0.05\text{m}.$$

$N = 3478.203\text{KN}$  (de compression).....(ELU).

$M = 11.759\text{KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.003\text{m}.$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35\text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$A = N(d - d') - M_A \geq B = (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 11.759 + 3478.203 \left(0.65 - \frac{0.7}{2}\right) = 1055.219\text{KN.m}$$

$$A = 3478.203 \times 10^{-3}(0.65 - 0.05) - 1055.219 \times 10^{-3} = 1.03\text{MN}$$

$$B = (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.7 \times 14.2 = 1.49\text{MN}$$

$$A = 1.03 < B = 1.35$$

Donc la section partiellement comprimée. la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1055.219 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.27$$

$$\mu_{bu} = 0.27 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.4$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54 \rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 56.15\text{cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -44.81\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0$$

• Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  :

$$M = 77.522\text{KN.m}; N = 2314.904\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.033\text{m} < \frac{h}{2} = 0.35\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$A = 0.616 < B = 1.49 \rightarrow$  Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 771.993 \text{KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{771.993 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.197 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.27 \Rightarrow z = 0.58 \text{m} \rightarrow A_1 = 38.24 \text{cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

- **Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$  :**

$$N = 393.615 \text{KN}; M = 7.969 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = 0.02 \text{m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$A = 0.11 < B = 1.49 \rightarrow$  Calcul d'une section entièrement comprimée.

$$M_A = 126.05 \text{KN} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{126.05 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.04 \rightarrow z = 0.63 \text{m} \rightarrow A_1 = 5.75 \text{cm}^2 \rightarrow A = 0$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

**Tableau V.3 1.** Calcul des armatures longitudinales :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )
Commerce et service	70x65	0	0	36.4	<b>4HA20+12HA16=36.7</b>
Entre sol 1 et 2	65x60	0	0	31.2	<b>16HA16=32.17</b>
Entre sol 3 et RDC	60x55	1.42	1.42	26.4	<b>8HA16+8HA14=28.4</b>
Etage 1 et 2	55x50	0.82	0.82	22	<b>12HA16=24.13</b>
Etage 3 et 4	50x45	0.15	0.15	18	<b>8HA14+4HA16=20.36</b>
Etage 5 et 6	45x40	0	0	14.4	<b>12HA14=18.47</b>

#### V.1.4.2. Les armatures transversales:

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

##### ➤ Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (**70x65**) cm<sup>2</sup>:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 4.08}{0.7} = 4.08 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_1^{\max} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{1\min}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_{1\min} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

**Tableau V.4.** Calcul des armatures transversales:

Niveaux	Commerce	Service	Entre sol 1+2	Entre sol 3+RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6
Section (cm <sup>2</sup> )	<b>70x65</b>	<b>70x65</b>	<b>65x60</b>	<b>60x55</b>	<b>55x50</b>	<b>50x45</b>	<b>45x40</b>
$\phi_1^{\max}$ (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
$\phi_1^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	285.6	214.2	217	217	217	217	217
$\lambda_g$	4.08	3.06	3.33	3.61	3.94	4.34	4.82
$V_u$ (KN)	144.16	144.16	43.98	90.685	114.72	101.46	76.147
$l_r$ (cm)	80	80	64	64	64	56	56
t z.nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t z.courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t$	2.76	2.75	0.95	2.13	2.93	3.17	2.38
$A_t^{\min}$ cm <sup>2</sup>	3.25	3.25	3	2.75	2.5	2.25	2
$A_t^{\text{adop}}$ cm <sup>2</sup>	4.02	4.02	4.08	3.02	3.02	3.02	3.02
Barres	<b>8HA8</b>	<b>8HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

→ la condition est vérifiée.

**V.1.4.3. Vérifications:****➤ Vérification au flambement:**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

- $A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.15$ .
- $\alpha$  : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha/1.10$ .

L'élanement mécanique est donné :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f/b & \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f/b & \text{Pour les sections circulaires} \end{cases}$$

$l_f = 0.7 l_0$  Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3478.203 \text{KN}$$

$$l_f = 2.856 \text{m} \rightarrow \lambda = 15.20 < 50 \rightarrow \alpha = 0.85/1.03 = 0.82$$

$$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.4284 \text{m}^2$$

$$N_u = 0.82 \left[ \frac{0.4284 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{36.4 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 7.48 \text{MN}$$

$$N_d = 3.478 \text{MN} < N_u = 7.48 \text{MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm)	I <sub>f</sub> (cm)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obser
Commerce	70x65	408	285.6	15.2	0.82	36.4	0.4284	7.54	3.478	Vérifier
service	70x65	306	214.2	11.4	0.83	36.4	0.4284	7.63	3.478	Vérifier
Entre sol 1+2	65x60	310	217	12.51	0.82	32.17	0.3654	6.46	2.919	Vérifier
Entre sol 3+RDC	60x55	310	217	13.65	0.82	28.4	0.3074	5.47	2.340	Vérifier
Etage 1+2	55x50	310	217	15.01	0.81	24.13	0.2544	4.49	1.749	Vérifier
Etage 3+4	50x45	310	217	16.68	0.81	20.36	0.2064	3.66	1.219	Vérifier
Etage 5+6	45x40	310	217	18.77	0.80	18.47	0.1976	3.44	0.719	Vérifier

➤ Vérification des contraintes:

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

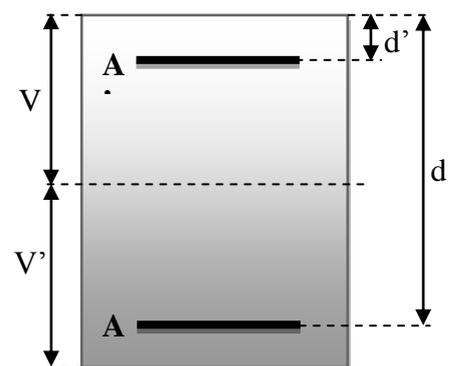
$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A' (V - d')^2 + 15 \times A (d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :



**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	Commerce +service	Entre sol 1+2	Entre sol 3+ RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 4+5
Section (cm <sup>2</sup> )	70x65	65x60	60x55	55x50	50x45	45x40
d (cm <sup>2</sup> )	65	60	55	50	45	40
A (cm <sup>2</sup> )	36.7	32.17	28.4	24.13	20.36	18.47
V (cm)	38.23	35.52	33.19	30.31	27.36	24.83
V' (cm)	31.77	29.48	26.81	24.69	22.64	20.16
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.018	0.016	0.013	0.0087	0.0074	0.0037
N <sub>ser</sub> (KN)	2532.415	2158.74	1707.217	1276.105	890.762	526.222
M <sub>ser</sub> (KN. m)	55.869	50.806	53.526	55.156	55.500	72.591
σ <sub>bc</sub>	5.56	5.53	5.17	4.64	3.95	2.92
σ <sub>bc</sub> (MPA)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

➤ **Vérification aux sollicitations tangentes :**

D'après le **RPA version 2003 article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 \text{ Si} & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 \text{ Si} & \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d}$$

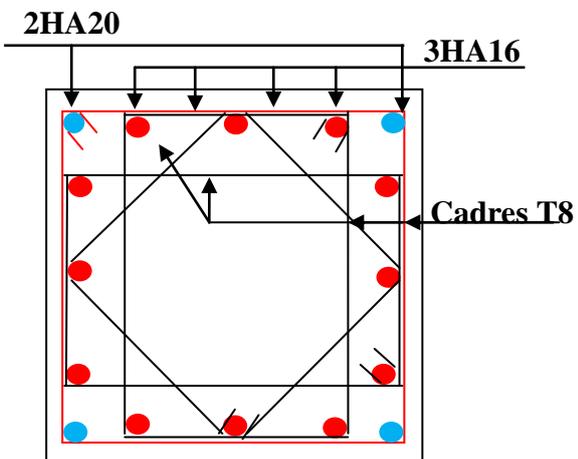
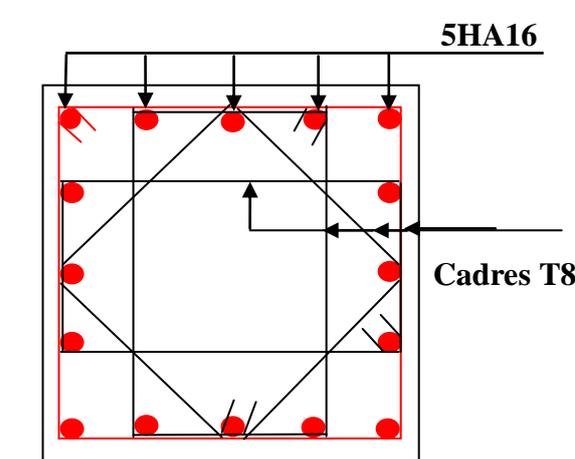
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	I <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPA)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPA)	Obs
Commerce +Service	70x65	285.6	4.08	0.04	0.65	144.16	0.31	1	Vérifier
Entre sol 1+2	65x60	217	3.33	0.04	0.60	43.98	0.11	1	Vérifier
Entre sol 3+RDC	60x55	217	3.61	0.04	0.55	90.685	0.27	1	Vérifier
Etage 1+2	55x50	217	3.94	0.04	0.50	114.72	0.41	1	Vérifier
Etage 3+4	50x45	217	4.34	0.04	0.45	101.46	0.45	1	Vérifier
Etage 5+6	45x40	217	4.82	0.04	0.40	76.147	0.42	1	Vérifier

V.1.5 .Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.8.Ferrailage des poteaux :

Commerce + Service	Entre sol 1+2
	
Poteaux (70x65)	Poteaux (65x60)
Entre sol 3+ RDC	Etage 1+2

<p>Poteaux (60x55)</p>	<p>Poteaux (55x50)</p>
<p>Poteaux (60x55)</p>	<p>Poteaux (55x50)</p>
<p>Etage 3+4</p>	<p>Etage 5+6</p>
<p>Poteaux (50x45)</p>	<p>Poteaux (45x40)</p>

**V.2. Etude des poutres**

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui Sont :

- 1.35G+1.5Q

- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40) cm<sup>2</sup>.
- poutres principales (30×45) cm<sup>2</sup>.
- poutres secondaires (30×40) cm<sup>2</sup>.
- poutres secondaires (30×45) cm<sup>2</sup>.

### V.2.1. Les recommandations du RPA99/version2003

#### a. Les armatures longitudinale RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :
  - 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40∅ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

Types	Section des poutres (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 recouvrement
Poutre (30x40)	30x40	6	48	72
Poutre (30x45)	30x45	6.75	54	81

#### b. Les armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

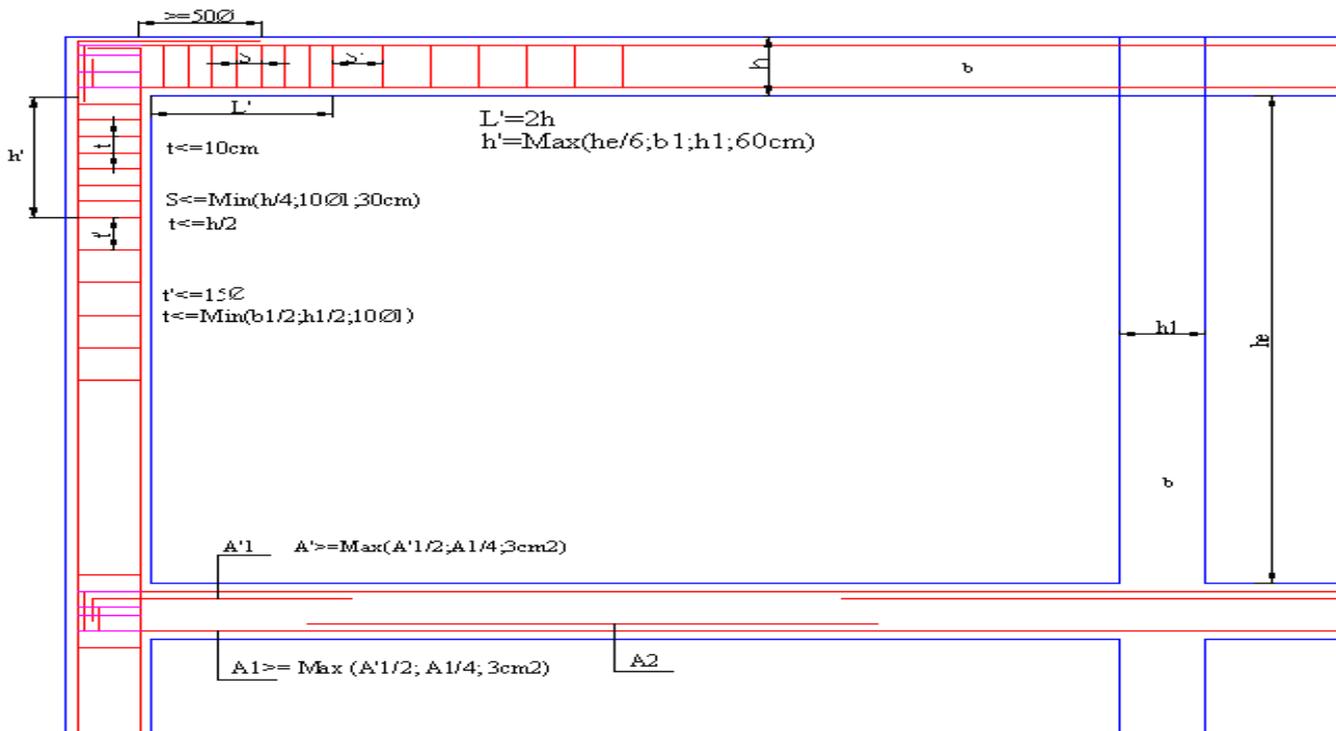
- \*  $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right)$  en zone nodale,
- \*  $St \leq \frac{h}{4}$  en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

$\phi_1$  : Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5) :**



**Figure V.1. Dispositions constructives des portiques.**

**Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL 91 (art F.IV.2)}$$

**V.2.3. Calcul du ferrailage :****V.2.3.1. Méthode de calcul des armatures à l' ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

→ Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Si } \mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) \quad \rightarrow \quad z = d \cdot (1 - 0.4\alpha)$$

- Si  $\mu_{bu} \geq \mu_l$  alors :

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Et} \quad A_s = \frac{M_l}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}$$

**❖ Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30x40) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 39.3816 \text{ KN.m} & (30 \times 40) \\ M_a = 79.8113 \text{ KN.m} & (30 \times 40) \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible :  $d' = 3 \text{ cm}$ .

**- Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39.3816 \cdot 10^6}{300 \cdot 370^2 \cdot 14.2} = 0.067$$

$$\mu_{bu} = 0.067 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A} \quad \rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.086$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.357 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{39.3816 \times 10^6}{357 \times 348} = 3.17 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{79.8113 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.137$$

$$\mu_{bu} = 0.137 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.185$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.342 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{79.8113 \times 10^6}{318 \times 348} = 6.7 \text{ cm}^2$$

- Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

**Tableau .V.9.** Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Types de poutre	Section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Service	Poutre principale	30x40	Appui	79.8113	113.085	6.7	6	<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
			Travée	39.3816		3.17		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	76.805	55.795	6.41	6	<b>3HA14+2HA12=6.88</b>
			Travée	40.1289		3.23		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	131.9003	102.001	10	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	126.8953		9.57		<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
Entre sol 1+2	Poutre principale	30x40	Appui	97.6309	106.982	8.35	6	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	102.8214		8.84		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	52.949	117.98	4.32	6	<b>3HA14+2HA12=6.88</b>
			Travée	50.4454		4.1		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	115.1742	89.834	8.59	6.75	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	111.2859		8.28		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
ES3+ RDC	Poutre principale	30x40	Appui	103.5159	106.037	8.9	6	<b>6HA 14=9.24</b>
			Travée	106.3557		9.2		<b>6HA 14=9.24</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	48.6789	102.623	3.95	6	<b>3HA14+2HA12=6.88</b>
			Travée	45.4827		3.68		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre	30x45	Appui	113.6335		8.48		<b>3HA14+2HA16=8.64</b>

	secondaire		Travée	111.2387	88.112	8.28	6.75	<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
Etagé1+2	Poutre principale	30x40	Appui	109.6949	129.714	9.52	6	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	108.351		9.4		<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	98.2904	207.868	8.4	6	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	87.3684		7.4		<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
	Poutre principale	30x45	Appui	117.8274	121.624	8.82	6.75	<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
			Travée	63.1116		4.52		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	129.306	87.52	9.78	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	114.4407		8.54		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
Etagé 3+4	Poutre principale	30x40	Appui	115.4192	134.6	10.08	6	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	108.7475		9.44		<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	92.3536	193.888	7.85	6	<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
			Travée	80.7373		3.39		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre principale	30x45	Appui	122.232	123.636	9.17	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	66.2349		4.76		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	131.3428	89.366	9.96	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	117.4346		8.79		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
Etagé 5+6	Poutre principale	30x40	Appui	100.5537	116.143	8.62	6	<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
			Travée	70.7286		5.87		<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	82.3717	133.457	6.92	6	<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
			Travée	69.7759		5.79		<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
	Poutre principale	30x45	Appui	114.4139	118.581	8.54	6.75	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	57.696		4.11		<b>3HA12=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	131.0752	90.448	9.94	6.75	<b>3HA16+3HA14=10.65</b>
			Travée	119.7645		8.98		<b>3HA16+2HA14=9.11</b>
Terrasse	Poutre principale	30x40	Appui	93.1987	128.734	7.94	6	<b>3HA12+3HA14=8.01</b>
			Travée	71.0587		5.9		<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
	Poutre secondaire	30x40	Appui	79.9816	108.443	6.72	6	<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
			Travée	89.7717		7.61		<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
	Poutre principale	30x45	Appui	91.1104	104.558	6.66	6.75	<b>2HA12+3HA14=6.88</b>
			Travée	31.2866		2.19		<b>3HA14=4.62</b>
	Poutre secondaire	30x45	Appui	112.8347	86.918	8.4	6.75	<b>3HA14+2HA16=8.64</b>
			Travée	127.4171		9.61		<b>3HA16+3HA14=10.65</b>

**V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :****V.2.4.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante :  $A_{\max} = 4\% * b * h = 0.04 * 30 * 40 = 48\text{cm}^2$ .

$$A_{\max} = 4\% * b * h = 0.04 * 30 * 45 = 54\text{cm}^2.$$

En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\% * b * h = 0.06 * 30 * 40 = 72\text{cm}^2$ .

$$A_{\max} = 0.06 * 30 * 45 = 81\text{cm}^2.$$

**V.2.4.2. Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$   $L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$  on adopte  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$   $L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$  on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$   $L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$  on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

**V.2.4.3. Les armatures transversales :****a) Calcul de  $\Phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par:

$$\phi \leq \min(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.4; 3)$$

$\phi \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow$  Soit  $\phi_t = 10\text{mm}$

Donc on opte pour  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres.

**b) Calcul des espacements des armatures transversales :**

- $S_t < \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:

$$\checkmark S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}).$$

$$\checkmark S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

$$\checkmark S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})}$$

- Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$\checkmark \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right)$$

. Poutres principales et secondaires (30x40) :  $S_t \leq \min(10; 14.4)$  soit:  $S_t = 10\text{cm}$ .

. Poutres principales et secondaires (30x45) :  $s_t \leq \min(11.25; 14.4)$  soit :  $S_t = 10\text{cm}$

✓ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

. Poutres principales et secondaires (30x40) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} ; \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

. Poutres secondaires et secondaires (30x45) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} ; \text{Soit } S_t = 15\text{cm}.$$

### c) Vérification des sections d'armatures transversales

On vérifie que :  $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2. \quad \text{Vérifiée.}$$

### V.2.5. Vérification à l'ELU :

#### V.2.5.1. Vérification des Contraintes tangentielles:

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

**Tableau .v.10.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales (30x40)	134.6	1.212	3.33	<b>vérifiée</b>
Secondaires (30x40)	207.868	1.872	3.33	<b>vérifiée</b>
Principales (30x45)	123.636	0.981	3.33	<b>vérifiée</b>
Secondaires (30x45)	102.001	0.809	3.33	<b>vérifiée</b>

#### V.2.5.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

- Appuis de rives :  $A_l \geq \frac{V^* \gamma_s}{f_e}$  **BAEL91 (Art H.IV.2)**
- Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$  tel que :  $\gamma_s = 1.15$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales (30x40)	10.65	134.6	115.4192	3.87	-6.09	vérifiée
Secondaires (30x40)	8.64	207.868	98.2904	5.97	-2.51	vérifiée
Principales (30x45)	10.65	123.636	122.232	3.55	-5.74	vérifiée
Secondaires (30x45)	10.65	102.001	131.9003	2.93	-7.1	vérifiée

### V.2.6. Vérification à l'ELS :

#### V.2.6.1 État limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s - 15 * A_s * d = 0 \quad ;$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Art .E.III.1)}$$

Tableau .v.12. État limite de compression du béton

Poutres	Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Poutres principales (30x40)	Appuis	77.6382	15.23	111037.2	10.65	Vérifiée
	Travées	79.1142	15.23	111037.2	10.85	Vérifiée
Poutres secondaires (30x40)	Appuis	60.0926	14.07	95995.38	8.807	Vérifiée
	Travées	49.3354	13.67	90941.29	7.41	Vérifiée
Poutres principales (30x45)	Appuis	52.4881	16.48	148798.54	5.81	Vérifiée
	Travées	15.6111	14.77	121309.15	1.9	Vérifiée
Poutres secondaires (30x45)	Appuis	94.9155	14.77	121309.15	11.55	Vérifiée
	Travées	91.1971	14.77	121309.15	11.1	Vérifiée

$M_{ser}$  : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

#### V.2.6.2 État limite de déformation (évaluation de la flèche):

Selon le **BAEL99**, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

BAEL91 (Art B.6.5)

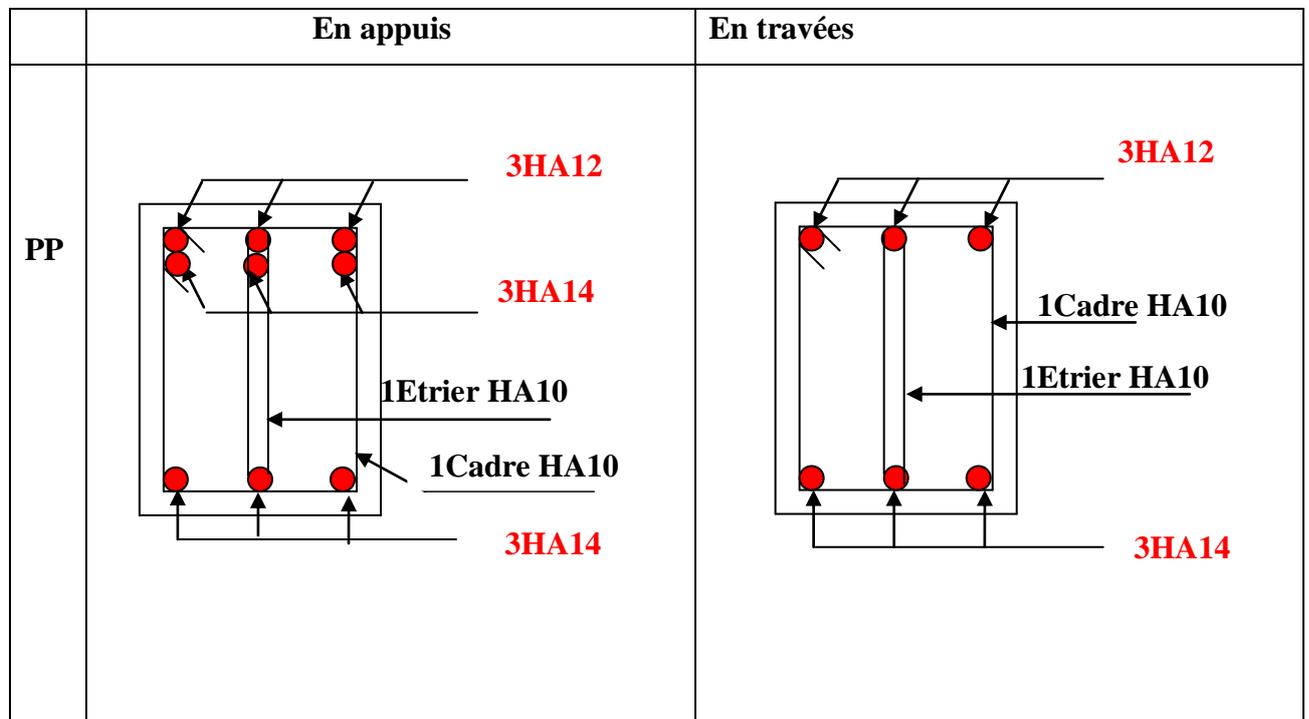
Tel que :  $M_t = 0.75 \cdot M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{0.75 \cdot M_0}{10 \cdot M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075$

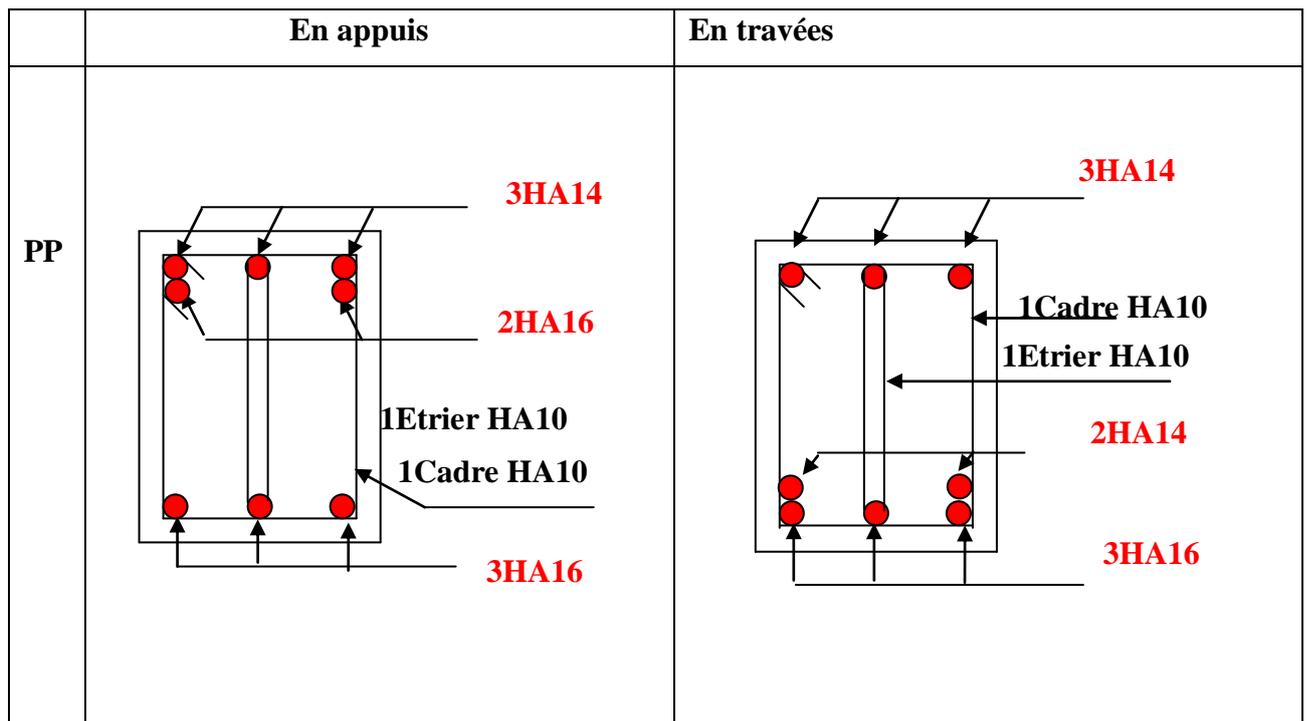
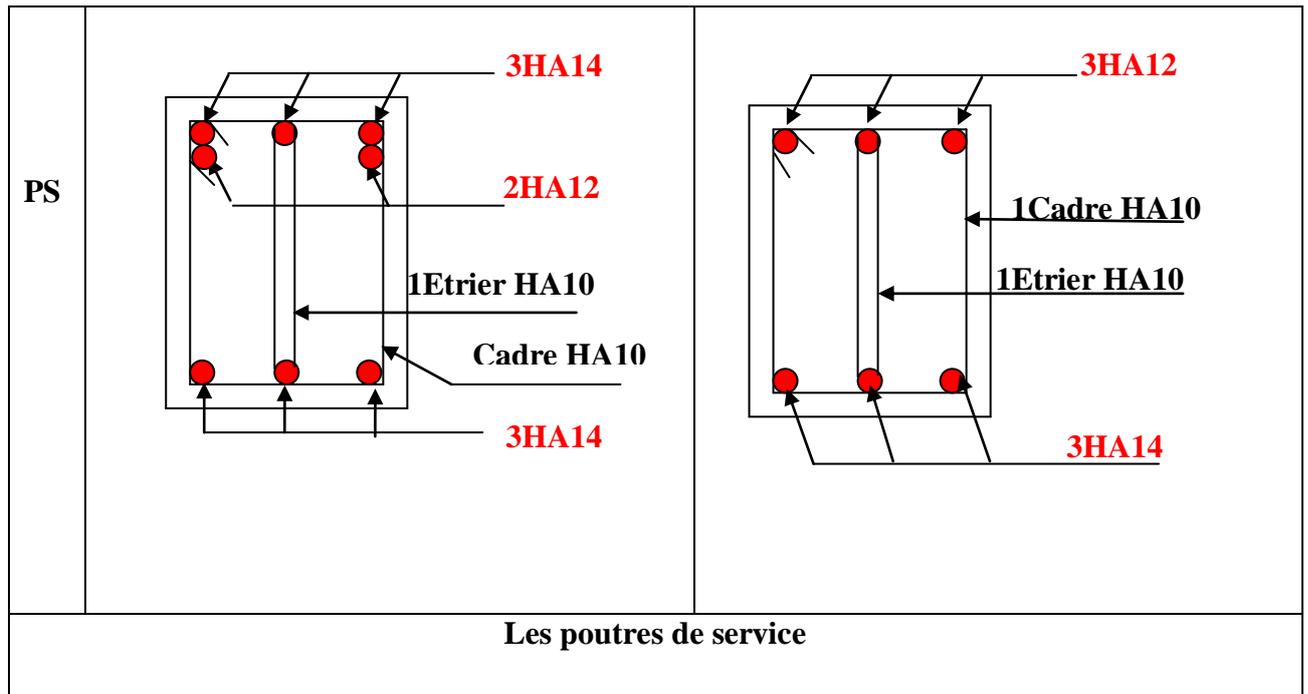
Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres :

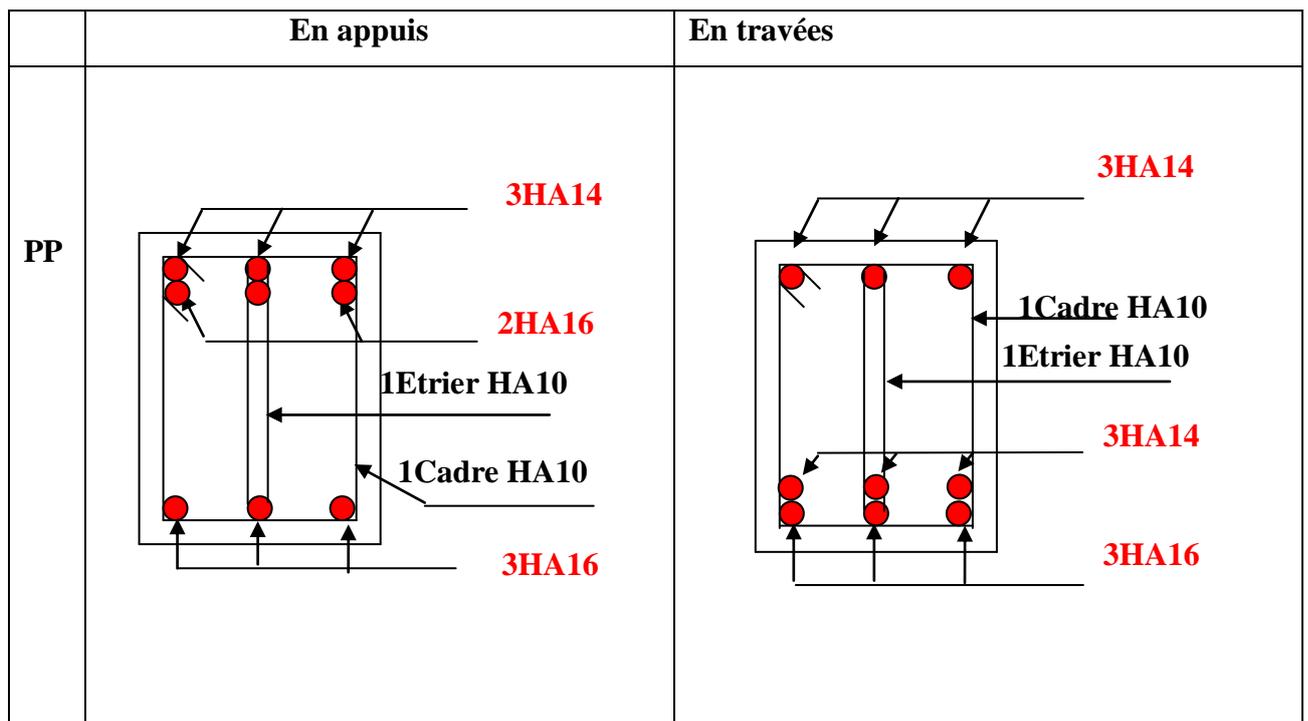
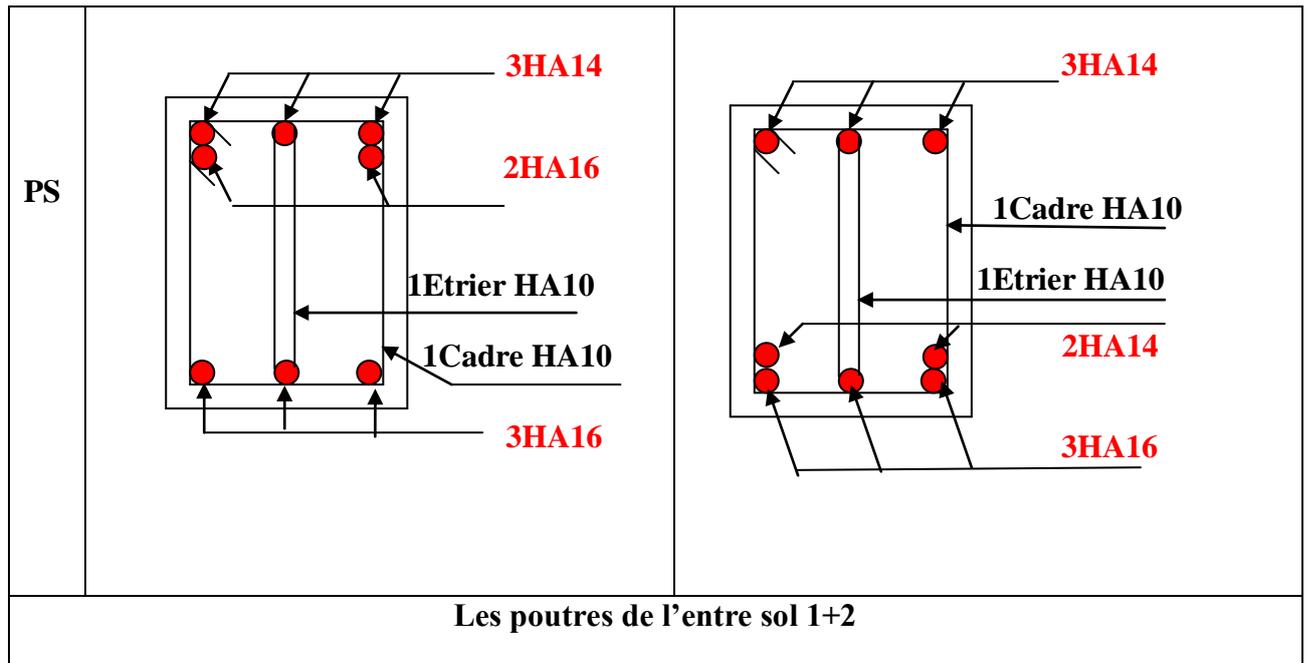
	$h_t$ cm	$b$ Cm	$L$ cm	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$\frac{h_t}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
<b>Pp (30x40)</b>	40	30	485	10.65	0.082	0.075	0.009	0.01	Vérif.	Vérif.	Vérif.
<b>PS (30x40)</b>	40	30	470	8.64	0.085	0.075	0.007	0.01	Vérif.	Vérif.	Vérif.
<b>Pp (30x45)</b>	45	30	600	10.65	0.075	0.075	0.008	0.01	Vérif.	Vérif.	Vérif.
<b>Ps (30x45)</b>	45	30	570	10.65	0.079	0.075	0.008	0.01	Vérif.	Vérif.	Vérif.

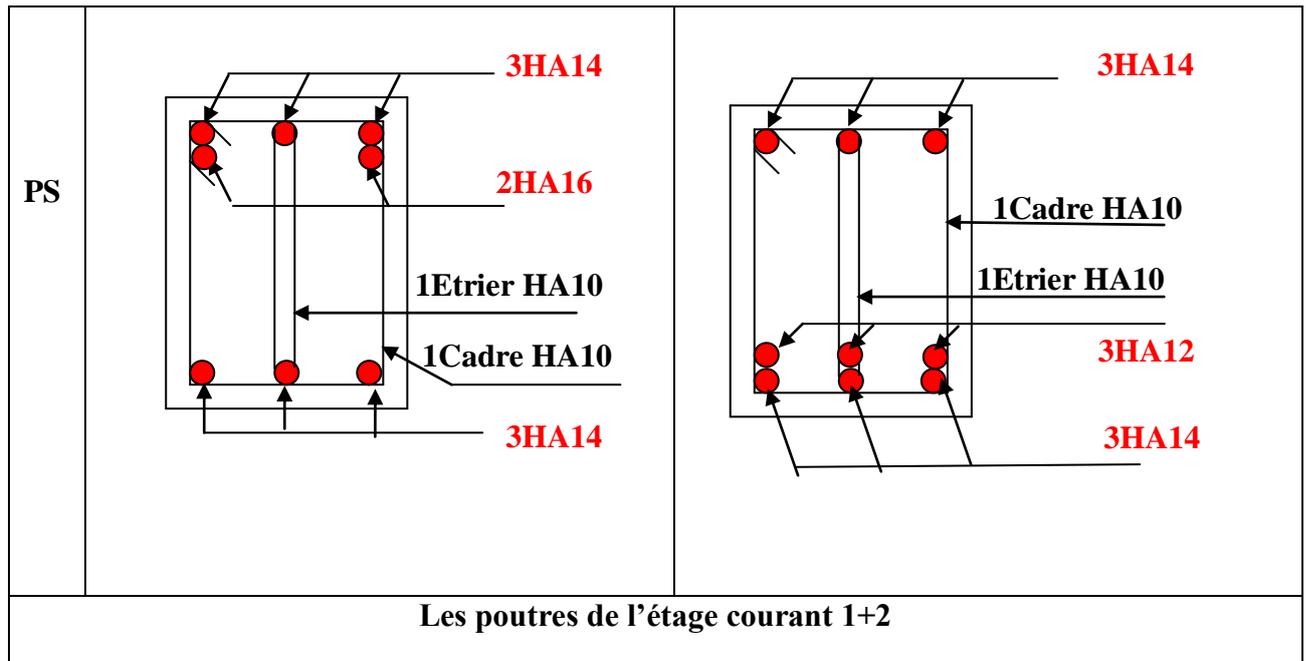
V.2.7. Schéma de ferrailage des Poutres

Tableau V.14. Section de ferrailage des poutres









### V.2.8. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

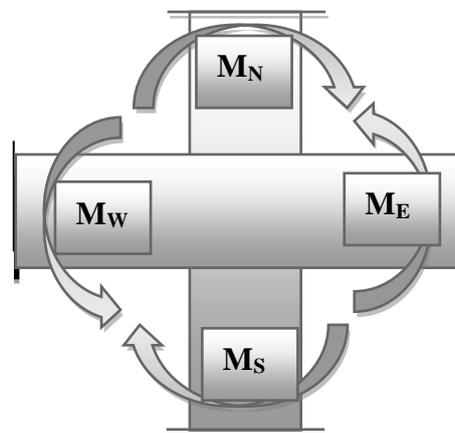


Figure V.2. Les moments dans zone nodale.

#### V.2.8.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.
- de la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s; \text{ Avec : } Z = 0.9h ; \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348\text{Mpa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15** Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
<b>Commerce et service</b>	70x65	63	36.7	<b>459.77</b>
<b>Entre sol 1+2</b>	65x60	58.5	32.17	<b>654.91</b>
<b>Entre sol 3+ RDC</b>	60x55	54	28.4	<b>533.69</b>
<b>Etage 1+2</b>	55x50	49.5	24.13	<b>415.66</b>
<b>Etage 3+4</b>	50x45	45	20.36	<b>318.83</b>
<b>Etage 5+6</b>	45x40	40.5	18.47	<b>260.31</b>

#### V.2.8.2 Détermination du moment résistant dans les poutres :

**Tableau V.16.** Les moments résistants dans les poutres :

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KNm)
<b>Service</b>	<b>PP</b>	30×40	36	8.01	<b>100.35</b>
	<b>PS</b>	30×40	36	6.88	<b>86.19</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	10.65	<b>150.10</b>
<b>Entre sol 1et2</b>	<b>PP</b>	30×40	36	9.11	<b>114.13</b>
	<b>PS</b>	30×40	36	6.88	<b>86.19</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	9.11	<b>128.39</b>
<b>Entre sol 3 et RDC</b>	<b>PP</b>	30×40	36	9.24	<b>115.76</b>
	<b>PS</b>	30×40	36	6.88	<b>86.19</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	9.11	<b>128.39</b>
<b>Etage 1 et 2</b>	<b>PP</b>	30×40	36	10.65	<b>133.42</b>
	<b>PS</b>	30×40	36	8.64	<b>108.24</b>
	<b>PP</b>	30x45	40.5	9.11	<b>128.39</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	10.65	<b>150.10</b>
<b>Etage 3 et 4</b>	<b>PP</b>	30×40	36	10.65	<b>133.42</b>
	<b>PS</b>	30x40	36	8.01	<b>100.35</b>
	<b>PP</b>	30x45	40.5	10.65	<b>150.10</b>

	<b>PS</b>	30x45	40.5	10.65	<b>150.10</b>
<b>Etage 5 et 6</b>	<b>PP</b>	30x40	36	9.11	<b>114.13</b>
	<b>PS</b>	30x40	36	8.01	<b>100.35</b>
	<b>PP</b>	30x45	40.5	8.64	<b>121.77</b>
	<b>PS</b>	30x45	40.5	8.01	<b>112.89</b>

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.17.** Vérification des zones nodales

<b>Niveau</b>	<b>Sens</b>	<b>M<sub>W</sub>=M<sub>e</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>n</sub>=M<sub>s</sub> (KN.m)</b>	<b>1.25×(M<sub>W</sub>+ M<sub>e</sub>) (KN.m)</b>	<b>M<sub>n</sub>+M<sub>s</sub> (KN.m)</b>	<b>observation</b>
<b>Service</b>	<b>XX</b>	100.35	459.77	250.875	919.54	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	86.19		215.475		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	150.10		450.3		<b>Vérifiée</b>
<b>Entre sol 1+2</b>	<b>XX</b>	114.13	654.91	285.325	1309.82	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	86.19		215.475		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	128.39		320.975		<b>Vérifiée</b>
<b>Entre sol 3+RDC</b>	<b>XX</b>	115.76	533.69	289.4	1067.38	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	86.19		215.475		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	128.39		320.975		<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1+2</b>	<b>XX</b>	133.42	415.66	333.55	831.32	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	108.24		270.6		<b>Vérifiée</b>
	<b>XX</b>	128.39		320.975		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	150.10		450.3		<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3+4</b>	<b>XX</b>	133.42	318.83	333.55	637.66	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	100.35		250.875		<b>Vérifiée</b>
	<b>XX</b>	150.10		450.3		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	150.10		450.3		<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5+6</b>	<b>XX</b>	114.13	260.31	285.325	520.62	<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	100.35		250.875		<b>Vérifiée</b>
	<b>XX</b>	121.77		304.425		<b>Vérifiée</b>
	<b>YY</b>	112.89		282.225		<b>Vérifiée</b>

La formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux car les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres.

### V.3. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité). Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composées avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes:

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

#### V.3.1 Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

##### a. Armatures verticales :

##### RPA99 (Art 7.7.4.1)

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{\min} = 0.2 \times L_t \times e$$

Avec:

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. Les armatures horizontales :**

**RPA99 (Art 7.7.4.2)**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . En plus des épingles sont prévus 4 par  $1m^2$ .

**c. Les armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e}$$

**d. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% e \times h$  ..... dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0.10\% e \times h$  ..... dans la zone courante

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- L'espacement  $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$  avec  $a$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $m^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓  $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**e. La contrainte limite de cisaillement dans le béton:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit:

- $\tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$

Avec:

- $b_0$  : épaisseur du voile.
- $d$  : hauteur utile ( $d=0.9 \times h$ ).
- $h$  : hauteur total de la section.

**V.3.2 Sollicitations de calcul:**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant (pour le voile  $V_{x1}$ ) :

**Tableau V.18.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x1}$ .

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_d$ (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Commerce + service	$V_{x1,(1,2)}$	1526.01	100.77	647.01	805.355	408.93	624.84	241.569
Entre sol 1+2	$V_{x1,(3,4)}$	1410.65	2.769	153.16	579.54	579.54	153.16	124.28
Entre sol 3+RDC	$V_{x1,(5,6)}$	1282.60	30.747	255.83	1003.99	590.33	219.29	239.473
Etage 1+2	$V_{x1,(7,8)}$	924.254	8.919	343.93	552.99	349.89	342.76	173.561
Etage 3+4	$V_{x1,(9,10)}$	596.646	2.55	142.20	537.687	204.22	141.82	96.036
Etage 5+6	$V_{x1,(11,12)}$	421.81	16.100	189.77	386.205	139.77	171.01	88.339

**Tableau V.19.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y1}$ .

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$V_d$ (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Commerce + service	$V_{y1,(1,2)}$	1395.50	101.06	646.14	734.91	438.85	622.69	230.338
Entre sol 1+2	$V_{y1,(3,4)}$	1150.28	110.69	231.32	1038.38	405.18	99.356	103.314
Entre sol 3+RDC	$V_{y1,(5,6)}$	986.786	136.23	354.88	842.077	393.51	190.25	247.138
Etage 1+2	$V_{y1,(7,8)}$	827.851	182.09	486.40	362.148	357.14	37.737	154.404
Etage 3+4	$V_{y1,(9,10)}$	465.212	62.699	172.50	408.578	101.08	99.29	125.449
Etage 5+6	$V_{y1,(11,12)}$	352.92	207	207	352.92	45.41	112.84	121.239

**Tableau V.20.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y2}$ .

Niveau	Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$V_d$ (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
<b>RDC+ etage 1+2</b>	$V_{y2}$	1272.49	1226.3	1226.3	1272.49	140.36	820.61	327.494
<b>Etage 3+4</b>	$V_{y2}$	556.452	111.13	184.28	299.961	180.52	157.52	118.11
<b>Etage 5+6</b>	$V_{y2}$	390.573	35.58	199.08	172.716	90.982	172.21	103.513

**V.3.3 Calcul du ferrillage:**

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' (voile commerce et service) et les autres seront résumés dans un tableau.

- **Armatures verticales:**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée A sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

- \* **Le voile  $V_{x1}$ :**

L=2.40 m; d=2.16 m; e=20 cm.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les différents niveaux.

**Tableau V.21.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$ .

Niveau	Commerce + service	Entre sol 1+2	Entre sol 3+ RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4
<b>M(KN.m)</b>	100.77	2.769	30.747	8.919	142.20	16.1
<b>N(KN)</b>	1526.01	1410.65	1282.60	942.254	537.687	421.81
<b>V(KN)</b>	241.569	124.28	239.473	173.561	96.036	88.339
<b><math>\tau</math> ( Mpa )</b>	0.78	0.40	0.32	0.56	0.31	0.28
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5	5
<b><math>A_v^{\text{cal}}</math> (cm<sup>2</sup>)/face</b>	23.74	22.125	18.99	13.70	10.28	6.35
<b><math>A_v^{\text{min}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
<b><math>A_v^{\text{adp}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>24.12</b>	<b>24.12</b>	<b>20.36</b>	<b>14.38</b>	<b>13.56</b>	<b>10.56</b>

<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	<b>12HA16</b>	<b>12HA16</b>	<b>4HA16+ 8HA14</b>	<b>2HA16+ 10HA10</b>	<b>12HA12</b>	<b>10HA10+ 2HA12</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	25	25	25	25	25	25
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.98	0.76	1.46	1.05	0.77	0.54
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
<b>A<sub>h</sub><sup>adp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>
<b>N<sup>bre</sup> /par ml</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	30	30	30	30	30	30

\* Le voile V<sub>y1</sub>:

L=2.40 m; d=2.16 m; e=20 cm.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les différents niveaux.

**Tableau V.22.** Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>y1</sub>.

<b>Niveau</b>	<b>Commerce + service</b>	<b>Entre sol 1+2</b>	<b>Entre sol 3+ RDC</b>	<b>Etage 1+2</b>	<b>Etage 3+4</b>	<b>Etage 5+6</b>
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4
<b>M(KN.m)</b>	101.0663	231.32	136.23	182.09	122.5291	67.26
<b>N(KN)</b>	1395.505	1038.38	986.786	827.851	606.05	252.92
<b>V(KN)</b>	230.338	103.314	247.132	154.404	125.449	92.239
<b>τ (Mpa)</b>	0.756	0.335	0.801	0.5	0.407	0.393
<b><math>\bar{\tau} = 0.2f_{c28}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5	5
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)/face</b>	21.87	19.083	16.63	15.172	10.91	9.431
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
<b>A<sub>v</sub><sup>adp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>21.9</b>	<b>20.01</b>	<b>17.57</b>	<b>17.57</b>	<b>11.59</b>	<b>10.13</b>
<b>N<sup>bre</sup> /par face</b>	<b>4HA16 +9HA14</b>	<b>13HA14</b>	<b>6HA12 +7HA14</b>	<b>6HA12 +7HA14</b>	<b>9HA10 +4HA12</b>	<b>9HA10 +4HA12</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20

$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.95	0.42	1	0.63	0.51	0.49
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>
N <sup>bre</sup> /ml	<b>3HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>
S <sub>t</sub> (cm)	30	30	30	30	30	30

\* Le voile V<sub>y2</sub>:

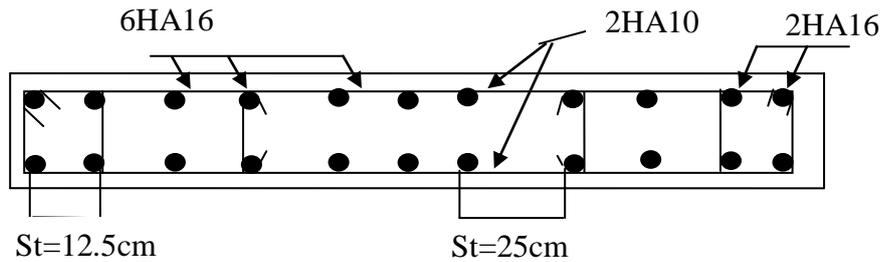
L=2.40 m; d=2.16 m; e=20 cm.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les différents niveaux.

**Tableau V.23.** Sollicitations de calcul dans le voile V<sub>y2</sub>.

Niveau	RDC+1+2	Etage 3+4	Etage 5+6
Section (m <sup>2</sup> )	0.2x2.4	0.2x2.4	0.2x2.4
M(KN.m)	820.615	111.137	35.58
N(KN)	140.362	556.452	390.573
V(KN)	327.494	118.11	103.513
τ (Mpa)	1.06	0.38	0.33
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )/face	10.09	9.99	6.25
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9.6	9.6	9.6
$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>10.68</b>	<b>10.68</b>	<b>10.68</b>
N <sup>bre</sup> /par face	<b>4HA14+</b> <b>4HA12</b>	<b>4HA14+</b> <b>4HA12</b>	<b>4HA14+</b> <b>4HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	30	30	30
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.99	0.72	0.63
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2.36</b>	<b>1.51</b>	<b>1.51</b>
N <sup>bre</sup> /ml	<b>3HA10</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>
S <sub>t</sub> (cm)	30	30	30

❖ Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V<sub>x1</sub> (commerce et service)



**Figure .v.3.** 1Schéma de ferrailage du voile  $V_{x1}$  (commerce et service).

### Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée les sollicitations données par le SAP.

Le ferrailage adopté répond aux recommandations de RPA et le BAEL.

**Introduction :**

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (fondation superficielles : semelles ou radiers), soit indirectement (fondation profondes : les pieux par exemple). c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

**VI.1 Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les Charges transmises au sol (l'importance de l'ouvrage).
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 3.5 bars pour une profondeur 3m.

**VI.2 Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le **RPA (art.10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Et d'après le BAEL on utilise la combinaison d'action suivante :

- $1.35G+1.5Q$

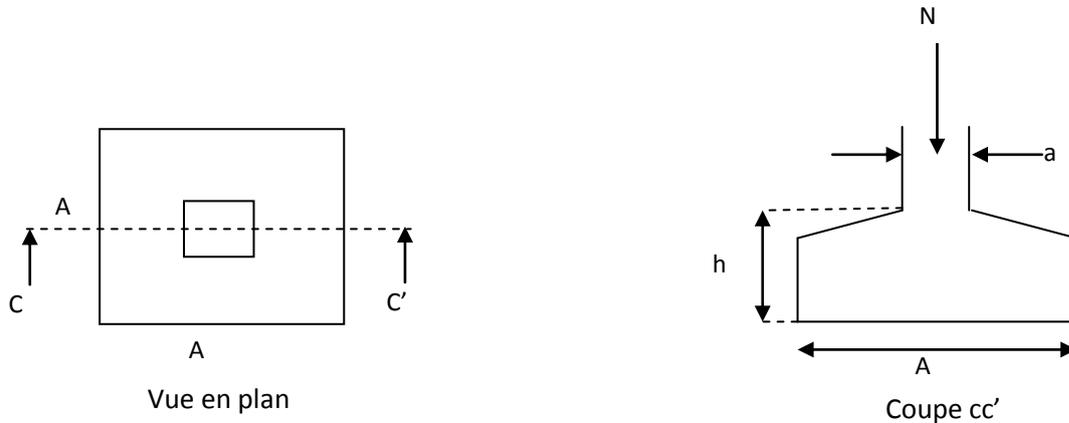
**VI.3 Etudes des fondations :****VI.3.1 Semelles isolées :**

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} = \bar{\sigma}_{sol}$

N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$ : contrainte admissible du sol.



**Figure VI.1** : Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire (a\*b) / S=a\*b

N = 1951.332KN.  $\bar{\sigma}_{sol} = 0.3\text{MPa}$ .

$$\sigma = \frac{N}{A*B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1) :

$$\frac{b}{h} B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N * h}{b * \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{3541.501 * 0.7 * 10^3}{0.65 * 0.3}} \Rightarrow B \geq 3.5\text{m}$$

$$\Rightarrow B = 3.4\text{m}.$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x' varie entre 3.3m et 5.7m.

On remarque qu'il n'y a pas chevauchement entre les semelles.

**VI.3.2 Semelle filante :****VI.3.2.1 Dimensionnement :**

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante de largeur B et de longueur L, situé sous un portique formé de 8 poteaux. Les autres semelles seront calculées de la même manière.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

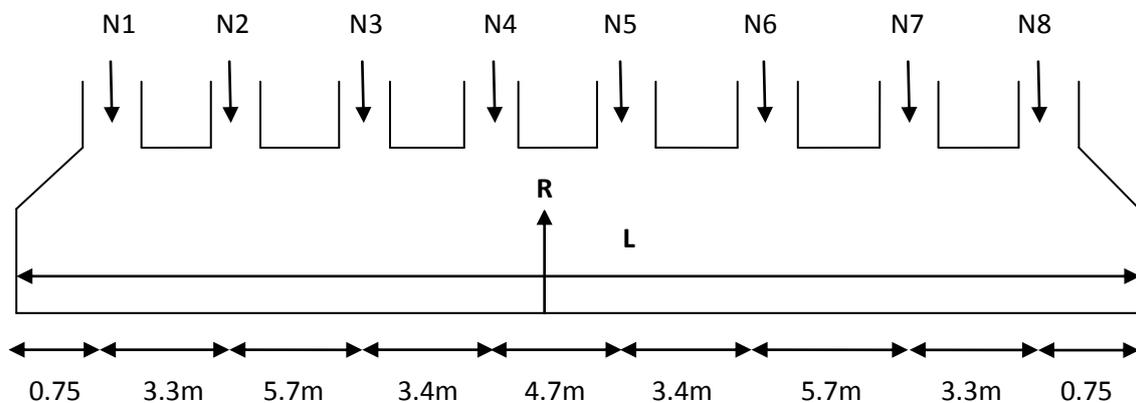
On raisonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1595.172\text{KN}$  ;  $N_2 = 2616.561\text{KN}$  ;  $N_3 = 3276.516\text{KN}$  ;  $N_4 = 3541.501\text{KN}$  ;

$N_5 = 3462.847\text{KN}$  ;  $N_6 = 3239.398\text{KN}$  ;  $N_7 = 2556.286\text{KN}$  ;  $N_8 = 1593.02\text{KN}$  .



**Figure VI.2:** semelle filante.

$$R = \sum N_i = 21881.302\text{KN}.$$

$$L = \sum l_i + b + 15\text{cm} = 29.5 + 0.7 + 1.5 = 31\text{m}.$$

$$\frac{N}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{21881.302}{31 \cdot 0.3} = 2.35\text{m}.$$

$$\Rightarrow B = 2.4\text{m}$$

$$\begin{cases} B = 2.4\text{m} \\ L = 31\text{m} \end{cases}$$

**La hauteur de la****semelle :**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \Rightarrow h \geq \frac{2.4-0.65}{4} + 5\text{cm} \Rightarrow h \geq 48.75\text{cm.}$$

$$\Rightarrow h = 50\text{cm.}$$

**VI.3.2.2 Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 * h * \mu_c * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2)}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 * h) * 2 = (0.7 + 0.65 + 2 * 0.5) * 2 = 4.7\text{m.}$$

$$0.045 * 0.5 * 4.7 * \frac{25}{1.5} * 10^3 = 1762.5\text{KN}$$

$$Q_u = 3541.501\text{KN} < 1762.5\text{KN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

On augmente la hauteur de la semelle  $\Rightarrow h = 85\text{cm.}$ **VI.3.2.3 Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 * h * \mu_c * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 * h) * 2 = (0.7 + 0.65 + 2 * 0.85) * 2 = 6.1\text{m.}$$

$$0.045 * 0.85 * 6.1 * \frac{25}{1.5} * 10^3 = 3888.75\text{KN}$$

$$Q_u = 3541.501\text{KN} < 3888.75\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**VI.3.2.4 Vérification de la contrainte du sol :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

$$\text{On a : } I_x = 35.71\text{m}^4 ; I_y = 5958.2\text{m}^4 ; X_G = \frac{31}{2} = 15.5\text{m} ; Y_G = \frac{2.4}{2} = 1.2\text{m}$$

**Sens X-X:**  $N=21881.302\text{KN}; M_x=294.02\text{KN.m}$ 

$$\sigma_{\max} = \frac{21881.302 * 10^{-3}}{2.4 * 31} + \frac{294.02 * 10^{-3}}{35.71} * 1.2 = 0.29 + 0.0098 = 0.304\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{21881.302 * 10^{-3}}{2.4 * 31} - \frac{294.02 * 10^{-3}}{35.71} * 1.2 = 0.29 - 0.0098 = 0.284\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 * 0.304 + 0.284}{4} = 0.299\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Sens Y-Y:**  $N=21881.302\text{KN}; M_y=2657.122\text{KN.m}$ 

$$\sigma_{\max} = \frac{21881.302 * 10^{-3}}{2.4 * 31} + \frac{2657.122 * 10^{-3}}{5958.2} * 15.5 = 0.29 + 0.0069 = 0.296\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{21881.302 * 10^{-3}}{2.4 * 31} - \frac{2657.122 * 10^{-3}}{5958.2} * 15.5 = 0.29 - 0.0069 = 0.283\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 0.296 + 0.283}{4} = 0.293 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

### VI.3.2.5 Vérification de la stabilisée au renversement :

Selon le **RPA99 (article 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$$\text{sens X - X: } e = \frac{294.02}{21881.302} = 0.013 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

$$\text{sens Y - Y: } e = \frac{2657.122}{21881.302} = 0.121 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

⇒ il n'y a pas risque de renversement

### VI.3.2.6 Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut assurer que :  $N \geq F_s * H * S_s * \gamma_w$

$F_s$  : Coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ) .

$S_s$  : Surface de la semelle ( $S_s = 74.4 \text{ m}^2$ ).

$\gamma_w = \frac{10 \text{ KN}}{\text{m}^3}$  (poids volumique) .

H: La hauteur d'ancrage de la semelle ( $H = 2 \text{ m}$ ).

$$N = 21881.302 \text{ KN} > 1.5 * 74.4 * 10 * 2 = 2232 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

### VI.3.2.7 Ferrailage :

#### a. Principale : (|| B)

$$A_{s \parallel B} = \frac{N(B-b)}{8 * d_B * \sigma_{st}} = \frac{21.881(2.4-0.65)}{8 * 0.82 * 400} = 38.29 \text{ cm}^2$$

#### b. secondaire : (|| L)

Il y'a une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents  $N_i$ , donc on met seulement

les armatures de construction.  $A_r = \frac{A_s^{\parallel B}}{3} = 12.76 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $S_{\parallel B} = 90 \text{ HA}10 = 71.1 \text{ cm}^2$  ,  $S_t = 35 \text{ cm}$ .

$S_{\parallel L} = 8 \text{ HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$  ,  $S_t = 35 \text{ cm}$ .

### VI.3.2.8 Calcul de la poutre de rigidité :

#### • Dimensionnement :

$$\frac{L_{\text{max}}}{9} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{6} \Rightarrow \frac{570}{9} \leq h \leq \frac{570}{6} \Rightarrow 63.33 \text{ cm} \leq h \leq 95 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow h = 85 \text{ cm}; \quad b = 65 \text{ cm}.$$

• Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :

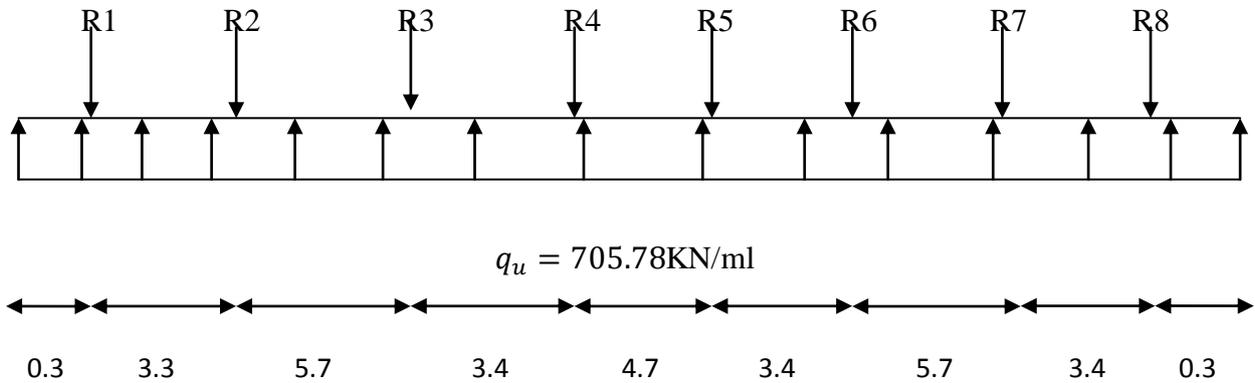


Figure VI.3: schéma statique de la poutre de rigidité.

$$q_u = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{21881.302}{31} = 705.85 \text{ kN/m}$$

$$q_s = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{14141.21}{31} = 456.17 \text{ kN/m}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot minorée. Le ferrailage se fait a la flexion simple. les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: ferrailage de la poutre de rigidité

	M(KN.m)	$A^{calculée} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{adoptée} (cm^2)$
Travée	1520.45	45.31	6.43	2HA32+6HA25=45.54cm <sup>2</sup>
Appui	1381.44	40.36	6.43	6HA25+4HA20=42.02cm <sup>2</sup>

• A l'ELU :

Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.43 \text{ cm}^2$ .

- vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \geq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{2024 * 10^3}{650 * 820} = 3.79 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée.}$$

- **A L'ELS :**

- **Etat limite de compression de béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est nuisible; la contrainte de traction des armatures est limitée (cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{F.N: } \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right) \quad \text{avec : } \eta = 1.6 \text{ acier HA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$M_{ser}$ : moment max à l'ELS.

Y: position de l'axe neutre.

I: moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2:** résumé des résultats (vérification des contraintes).

	$M_{ser}$ (KN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	982.63	36.67	3050857.36	11.81	15	14.6	201.63
Appui	892.78	35.35	2852378.87	11.06	15	14.6	201.63

### VI.3.2.9 Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.3 ; 65 ; 25) \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \varnothing_t \leq 24.3\text{mm.}$$

$$\text{Soit : } \varnothing_t = 10\text{mm} \quad \Rightarrow \quad 4\varnothing_{10} = 3.16\text{cm}^2.$$

### VI.3.2.10 Espacement des aciers transversaux :

$$1-S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 * 82 ; 40\text{cm}).$$

$$\mathbf{S_t \leq 40\text{cm.}}$$

$$2-S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{3.16 * 400}{0.4 * 65}$$

$$\mathbf{S_t \leq 48.61\text{cm.}}$$

$$3-S_t \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b(\tau_u - 0.3 * f'_{tj} * K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \text{ (flexion simple + cadres droits).} \\ f'_{tj} = \min(f_{tj} ; 3.3\text{MPa}) = 2.1\text{MPa.} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{S_t \leq 11.59\text{cm.}}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{S_t = 10\text{cm.}}$$

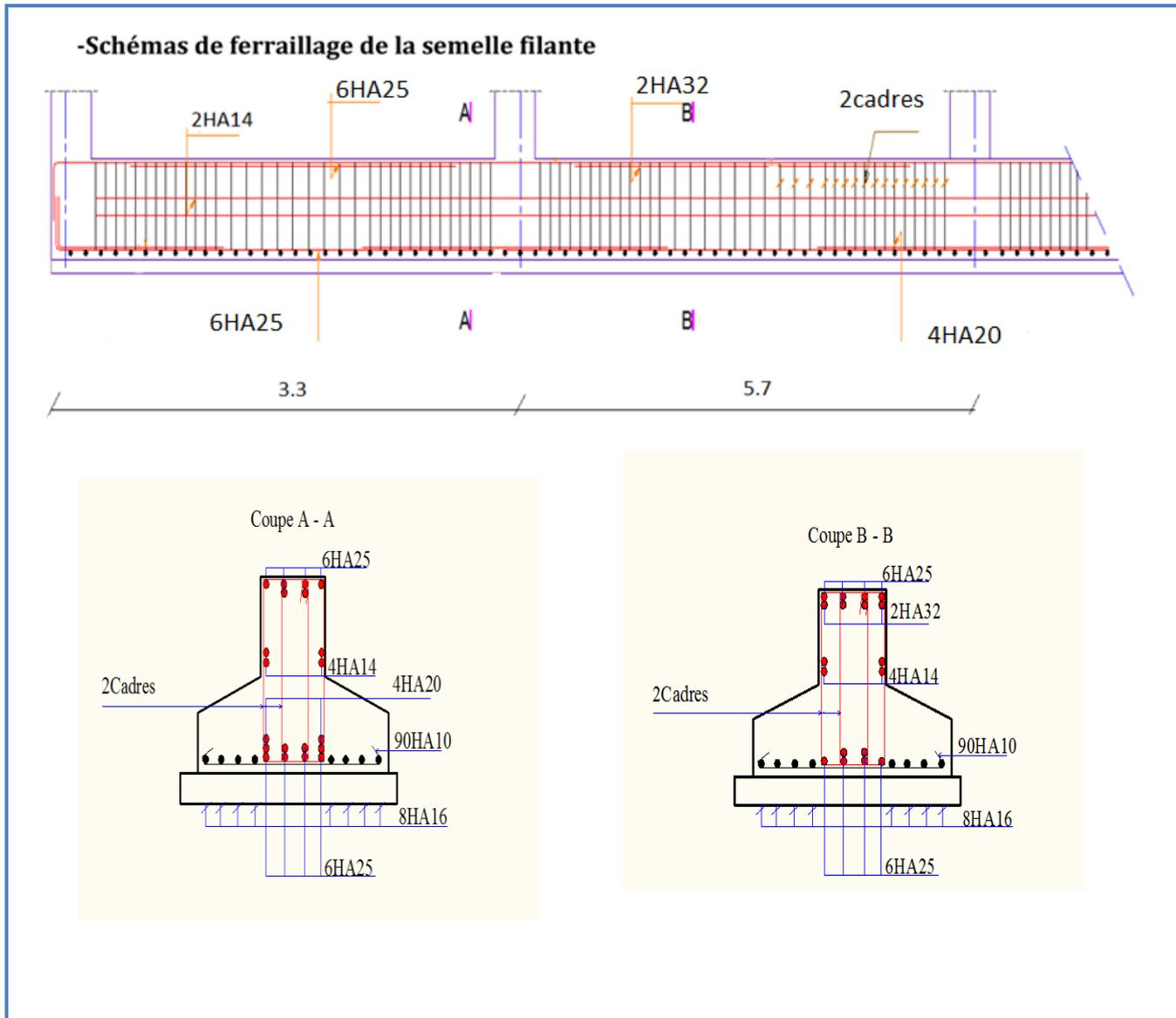
### VI.3.2.11 Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 85cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures

de peau de section  $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$  de hauteur.

$$H=85\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_p = 3 * 0.85 = 2.55\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14}=3.08\text{cm}^2/\text{ face.}$$



**Figure VI.4 :** schéma de ferrailage de la semelle filante.

#### VI.4 Voile périphérique :

Selon le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**VI.4.1 Dimensionnement du voile :**

La hauteur  $h=4.08\text{m}$

La longueur  $L=5.7\text{m}$

L'épaisseur  $e=20\text{ cm}$

**VI.4.2 Caractéristique du sol :**

D'après le rapport de sol on a eu ces données :

Le poids spécifique  $\gamma =22\text{KN/m}^3$

L'angle de frottement  $\varphi = 36^\circ$

La cohésion  $c=0\text{ KN/m}^2$

**VI.4.3 Évaluation des charges et surcharges:**

Le voile périphérique est soumis à :

**a. La poussée des terres**

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 22 \times 4.08 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{36}{2}\right) = 23.30\text{KN/m}^2$$

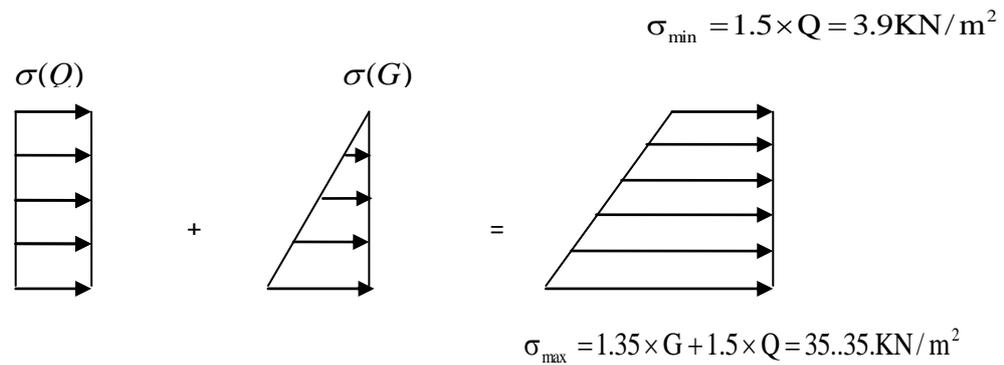
**b. Surcharges accidentelles :**

$$q=10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 2.60\text{KN/ml}$$

**VI.4.4 Ferrailage du voile:**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.



**Figure VI.5 :** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.48 \text{KN/m}^2$$

$$q = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 27.48 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{aligned} L_x &= 4.08 \text{ m} & b &= 100 \text{ cm} \\ L_y &= 5.7 \text{ m} & h &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

**a) Calcul des sollicitations :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 26.02 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = 11.63 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9.88 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 22.11 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ap}^x = -0.5 \times M_{0x} = -13.01 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ap}^y = -0.5 \times M_{0y} = -5.81 \text{KN} \cdot \text{m}$$

**b) Ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 \times 0.30) \text{ m}^2$ , et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 :** Section des armatures le voile périphérique.

Localisation		$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (m)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Sens XX	En travée	22.11	0.048	0.061	0.175	3.63	1.83	4T12=4.52
	En appuis	13.01	0.028	0.035	0.177	2.11		4T10=3.14
Sens YY	En travée	9.88	0.021	0.026	0.178	1.59	1.6	4T8=2.01
	En appuis	5.81	0.012	0.015	0.178	0.93		4T8=2.01

Condition de non fragilité suivante : Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\alpha \geq 0.4$  :

$$\begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 bh \end{cases}$$

- Les espacements:**

- Armatures //  $L_x$ :  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$
- Armatures //  $L_y$ :  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

- Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa, fissuration nuisible.}$$

On a

$$V_{u_x} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{27.48 \times 4.08}{2} \times \frac{5.7^4}{4.08^4 + 5.7^4} = 44.40 \text{ KN}$$

$$V_{u_y} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 \times L_y^4} = \frac{27.48 \times 5.7}{2} \times \frac{4.08^4}{4.08^4 + 5.7^4} = 16.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{44.40}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérifications à l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = Q = 2.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 2.6 + 23.30 \Rightarrow \sigma_{\max} = 25.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 20.07 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 20.07 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 24.42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = 14.50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 12.32 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap}^x = -0.5 \times M_{0x} = -12.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap}^y = -0.5 \times M_{0y} = -7.25 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes:**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Dans l'acier : La fissuration est considérée nuisible.

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

**Tableau VI.4:** Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

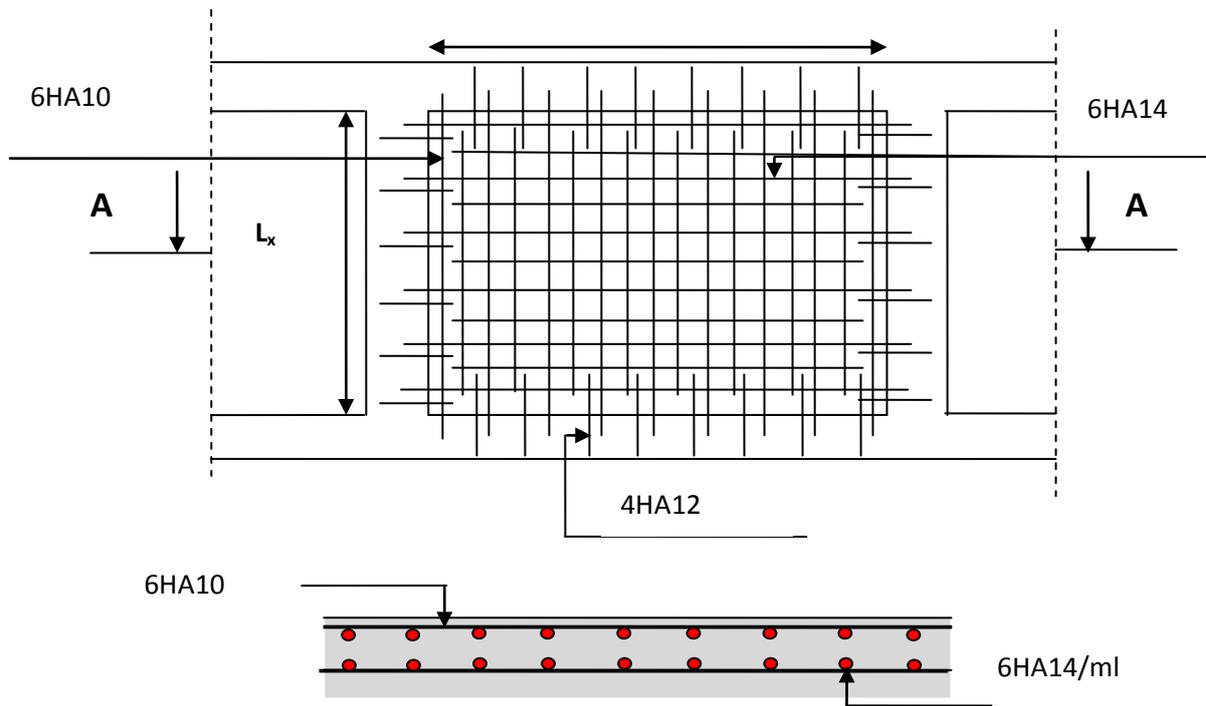
		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
En travée	XX	20.75	4.17	14610.45	5.92	294	Non vérifiée
	YY	12.32	4.3	11490.43	4.61	220.33	Non vérifiée
En appui	XX	12.21	3.67	9688.41	4.62	270.89	Non vérifiée

**Tableau VI.5:** Augmentation des sections d'armatures pour le voile périphérique.

		A adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	XX	6HA14=9.24
	YY	4HA12=4.52
En appui		6HA10=4.71

**Tableau VI.6:** Vérification des contraintes pour le voile périphérique après augmentation des sections d'armature.

		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
En travée	XX	20.75	5.81	27132.85	4.44	199.81	Vérifiée
	YY	12.32	4.3	12751.88	4.15	198.54	Vérifiée
En appui		12.21	4.38	15906.80	3.69	156.81	Vérifiée

**VI6.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique:****Figure VI.6 :** Schéma de ferrailage du voile périphérique

# Conclusion générale

---

## Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Pour les fondations on a opté à des fondations superficielles de type filantes avec des poutres de rigidités afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol.
- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# Bibliographie

- : **BAEL91** (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997).
- : **CBA93** Code du béton armé.
- : Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2.**
- : Règles parasismique Algériennes/ version **2003[RPA99]**.
- Méthode de calcul des fondations superficielles **DTR.BC2.33.1.**
  - **Autres documents consultés :**
  - Mémoire de fin d'étude.
  - Cahiers de cours béton du cursus.
  - **Logiciels :**
  - SAP 2000 V14.
  - Auto CAD 2010 Auto desk Inc.

## Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec  $Lx < Ly$ .

$$\rho = 1$$

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>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

### Annexe 3

#### Tableau des Armatures (en Cm<sup>2</sup>)

<b>Ø</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	14.70	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