

*République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil*

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

*Étude d'un bâtiment en (R+9) à usage habitation
contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

DEBBOU Siham

KRIMAT Fatima

Encadré par :

M^r M.OURTEMACHE

Membres de jury :

M^{me}: OURABAH

M^r : HADI

Promotion 2014 / 2015

Remerciements

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

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

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promoteur Mr OURTEMACHE pour son encadrement, ses conseils et sa disponibilité.

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

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

Enfin nous remercions tous nos amis.

Siham et Fatima

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers frères et sœurs.

A toute ma famille.

A ma binôme Fatima.

A madame atroune.

A mes amis et mes copines de chambre.

D. SIHAM

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.*

A mon très cher frère Rezek.

A mes très chère Sœurs Assma, Katia, Soraya.

A toute ma famille.

A madame Atroune.

A mes amies,

Et A mes copines de chambre.

K. FATIMA

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités

1.1	Aperçu sur le projet.....	1
1.2	Situation géographique et reconnaissance géologique.....	1
1.3	Caractéristique structural.....	2
1.4	Règlements et normes utilisées.....	2
1.5	Les caractéristiques des matériaux.....	3
1.6	Les actions.....	8
1.7	Les combinaisons d'action.....	9

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

2.1	Introduction	11
2.2	Les planchers	11
2.3	Les escaliers	15
2.4	Acenseur.....	19
2.5	Les voiles.....	20
2.6	Les poutres	20
2.7	Les poteaux.....	21
2.8	Conclusion	31

Chapitre 3 : Étude des éléments secondaires

3.1	Introduction.....	32
3.2	Etude des planchers	32
3.3	Etude de l'acrotère.....	63
3.4	Etude des escaliers.....	69
3.5	Etude de la poutre palier (brisée).....	78
3.6	Etude de l'ascenseur.....	82
3.7	Calcul de la poutre de chaînage.....	91
3.8	Conclusion.....	95

Chapitre 4 : Étude dynamique

4.1	Introduction.....	96
4.2	Méthodes de calcul.....	96
4.3	Analyse sismique de la structure.....	96
4.4	Disposition des voiles	102
4.5	Mode de vibration et taux de participation des masses.....	103
4.6	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000.....	104
4.7	Condition vérifier pour les modes de vibrations.....	104
4.8	Conclusion.....	111

Chapitre 5 : Étude des éléments structuraux

5.1	Introduction.....	112
5.2	Etude des poteaux.....	112
5.3	Etude des poutres	122
5.4	Vérification des zones nodales.....	130
5.5	Etude des voiles.....	132
5.6	Conclusion.....	142

Chapitre 6 : Étude des fondations

6.1	Introduction.....	143
6.2	Choix du type des fondations.....	143
6.3	Combinaisons d'actions à considérer.....	143
6.4	Etude des fondations.....	144
6.5	Conclusion.....	158

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités

1.1	Aperçu sur le projet.....	1
1.2	Situation géographique et reconnaissance géologique.....	1
1.3	Caractéristique structural.....	2
1.4	Règlements et normes utilisées.....	2
1.5	Les caractéristiques des matériaux.....	3
1.6	Les actions.....	8
1.7	Les combinaisons d'action.....	9

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

2.1	Introduction	11
2.2	Les planchers	11
2.3	Les escaliers	15
2.4	Ascenseur.....	19
2.5	Les voiles.....	20
2.6	Les poutres	20
2.7	Les poteaux.....	21
2.8	Conclusion	31

Chapitre 3 : Étude des éléments secondaires

3.1	Introduction.....	32
3.2	Etude des planchers	32
3.3	Etude de l'acrotère.....	63
3.4	Etude des escaliers.....	69
3.5	Etude de la poutre palier (brisée).....	78
3.6	Etude de l'ascenseur.....	82
3.7	Calcul de la poutre de chaînage.....	91
3.8	Conclusion.....	95

Chapitre 4 : Étude dynamique

4.1	Introduction.....	96
4.2	Méthodes de calcul.....	96
4.3	Analyse sismique de la structure.....	96
4.4	Disposition des voiles	102
4.5	Mode de vibration et taux de participation des masses.....	103
4.6	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000.....	104
4.7	Condition vérifier pour les modes de vibrations.....	104
4.8	Conclusion.....	111

Chapitre 5 : Étude des éléments structuraux

5.1	Introduction.....	112
5.2	Etude des poteaux.....	112
5.3	Etude des poutres	122
5.4	Vérification des zones nodales.....	130
5.5	Etude des voiles.....	132
5.6	Conclusion.....	142

Chapitre 6 : Étude des fondations

6.1	Introduction.....	143
6.2	Choix du type des fondations.....	143
6.3	Combinaisons d'actions à considérer.....	143
6.4	Etude des fondations.....	144
6.5	Conclusion.....	158

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Figure 1.1: Evaluation de résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton	4
Figure 1.2: Diagramme des contraintes de béton.....	5
Figure 1.3: Diagramme des contraintes limite de béton	6
Figure 2.1: Schéma de disposition des poutrelles.....	12
Figure 2.2: Schéma descriptif d'un plancher à corps creux.....	12
Figure 2.3: Coupe transversal d'une poutrelle.....	13
Figure 2.4: Dalle sur quatre appuis.....	14
Figure 2.5: Dalle sur trois appuis.....	14
Figure 2.6 : Dalle sur deux appuis.....	15
Figure 2.7: Schéma de l'escalier.....	15
Figure 2.8: Schéma de l'escalier sur trois volées.....	16
Figure 2.9: Schéma statique de volée (A-C) et (H-F) de l'escalier.....	16
Figure 2.10: schéma statique de la consol(C-F).....	17
Figure 2.11: schéma statique de poutre brisé.....	18
Figure 2.12: Schéma de l'ascenseur.....	19
Figure 2.13: Coupe de voile en élévation.....	20
Figure 2.14 : Exemple d'une poutre principale.....	20
Figure 2.15: Exemple d'une poutre secondaire.....	21
Figure 2.16: Coup d'un poteau.....	21
Figure 2.17: Surface revenant au poteau cage escalier.....	26
Figure 2 .18 : Surface revenant au poteau centrale.....	29
Figure 2.19: Section brute (B_r).....	30
Figure 3.1 : Schéma statique des poutrelles.....	33
Figure 3.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	52
Figure 3.3 : Dalle sur deux appuis D1.....	52
Figure 3.4 : Schéma de ferrailage de D1.....	55
Figure 3.5 : Dalle sur trois appuis D2.....	55
Figure 3.6 : Schéma de ferrailage de D2.....	57
Figure 3.7 : Panneau de dalle sur quatre appuis D5.....	58
Figure 3.8: Section de la dalle pleine à ferrailé.....	58
Figure 3.9 : Schéma de ferrailage de la dalle D5.....	63

Figure 3.10: Schéma statique de l'acrotère.....	63
Figure 3.11: schéma de ferrailage de l'acrotère.....	69
Figure 3.12: Schéma de l'escalier.....	69
Figure 3.13: Schéma statique des volées (1 et 3) de l'escalier.....	70
Figure 3.14 : Schéma statique de la volée (2) de l'escalier.....	75
Figure 3.15: Schéma de ferrailage des volées (1et3).....	77
Figure 3.16: Schéma de ferrailage des volée (2).....	78
Figure 3.17: Schéma de l'escalier.....	78
Figure 3.18: Schéma statique de poutre brisé.....	79
Figure 3.19: Schéma de ferrailage de poutre brisé.....	82
Figure 3.20: Dalle sur quatre appuis (d'ascenseur).....	83
Figure 3.21 : L'ascenseur.....	86
Figure 3.22: Schéma de ferrailage de la dalle du local des machines.....	90
Figure.3.23 : Schéma de ferrailage de poutre de chaînage.....	94
Figure 4.1: Spectre de repense.....	101
Figure 4.2: Disposition des voiles.....	102
Figure 4.3: Modes1 (translation selon X).....	104
Figure 4.4: Modes2 (translation selon Y).....	104
Figure 4.5: Modes3 (rotation selon Z).....	105
Figure 5.1: Section d'un poteau.....	118
Figure 5.2: Schéma de ferrailage des poteaux.....	121
Figure 5.3: Schéma de ferrailage des poutres.....	129
Figure 5.3: Schéma de ferrailage des poutres principales.....	130
Figure 5.4: La zone nodale.....	130
Figure 5.5: Schéma d'un voile plein.....	134
Figure 5.6: Schéma de d'un voile plein.....	136
Figure 5.8: Schéma de ferrailage de voile ($V_y= 1.5$ m) de 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages.....	142
Figure 6.1: Semelle isolée de fondation.....	144
Figure 6. 2: Semelle filante de fondation.....	145
Figure 6.3: Zone de contact poteau-radier.....	147

Figure 6.4: schéma de ferrailage de radier.....	152
Figure 6.5: Schéma statique de la nervure dans le sens x-x.....	154
Figure 6.6: Schéma statique de la nervure dans le sens y-y.....	155
Figure 6.7: Section à ferrailée	155
Figure 6.8: Schéma de ferrailage des nervures.....	158

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

A_s: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

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

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

E_v: : Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

F: Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L: Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_G: Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

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

b₀: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

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

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

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

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

g: Densité des charges permanentes.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

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

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

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

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

s_t: Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

C_τ : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

W: poids propre de la structure.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ψ : Coefficient de poison

Introduction générale

Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance tout en respectant l'aspect économique. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale), à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur une étude d'un bâtiment en R+9 à usage d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles-portiques) étant donné qu'il est situé en zone II_a à Akbou, et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur, faisant partie de l'office de promotion et de gestion immobilier de Bejaia (O.P.G.I) .

Notre travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre expose les généralités. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois donne le calcul des éléments secondaire. Dans le quatrième chapitre, nous avons effectué une étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre est consacré en une étude des éléments structuraux. Le dernier chapitre portera sur une étude d'un type de fondation adéquat pour notre structure afin d'assurer une bonne transmission de charge de la super structure vers le sol.

En outre le RPA99 version 2003, les différents éléments constituant notre projet ont été dimensionné et calculé tout en respectant les différents règlements à savoir le BAEL91 modifié 99. CBA les différents DTR.

Chapitre 1 :

Généralités

CHAPITRE 1 : Généralités

1.1 Aperçu sur le projet:

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R+9) contreventé par un système mixte (voiles+ portiques) de forme en plan irrégulière, faisant partie de l'office de promotion et de gestion immobilière de Bejaia (OPGI).

D'après la nouvelle classification du CGS (RPA99, modifié en 2003), la wilaya de Bejaia est classée dans la zone II_a de sismicité moyenne.

Le bâtiment présente une hauteur totale hors sol de 30.6m, une longueur de 31.7m et une largeur 14.9m.

La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé et un ascenseur.

1.2 Situation géographique et reconnaissance géologique :

Le terrain devant recevoir le projet (relief plat) est situé à la sortie d'Akbou de côté droite de la RN26 en allant vers Alger, au lieu dit AZAGHAR, il est entouré par un terrain vague, sauf au sud par de nouvelles constructions allant jusqu'à la route RN26.

Suite à la demande du maître de l'ouvrage, une étude géotechnique du site était précédée par la société de laboratoire de l'habitat et de la construction « LHC-EST ». Une série sur site et au laboratoire a été effectuée dans le but d'apprécier les caractéristiques du sol.

Les essais concernant la parcelle réservée à notre ouvrage in situ et en laboratoire se résument comme suit :

- Six(06) sondages carottés de différentes profondeurs.
- Quarante (40) essais au P.D.L.
- Des essais au laboratoire effectués sur les échantillons prélevés par carottage.
- D'après ces essais au PDL ont révélé clairement l'homogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne.

À la base de ces résultats et les observations faites lors d'une visite du site, nous préconisons :

- Prévoir des fondations superficielles.
- Une contrainte admissible du sol de 1.5 bar pour un ancrage de 2.4 m de profondeur.

1.3. Caractéristique structurales :

1.3.1. Ossature et système de contreventement :

En se basant sur l'article (3-4-a) du *RPA99/Version 2003* qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone *Ila*, Nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction.

1.3.2. Les planchers :

Les planchers utilisés sont de type corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales aux éléments verticaux, tout en assurant la compatibilité des déformations.

1.3.3. La maçonnerie :

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

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

1.3.4. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé ; contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse.

1.4. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003(Règles Parasismique Algériennes).
- CBA93 (Code du Béton armé).
- DTR B.C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91 (Eyrolles troisième tirage 1997)

1.5. Les caractéristiques des matériaux :

➤ Béton :

Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Composition du béton:

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

- 350 Kg de ciment (CPA 325).
- 400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).
- 800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

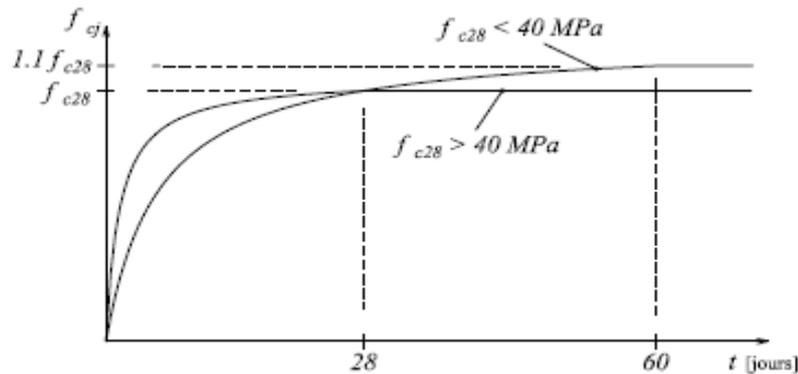


Figure 1.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

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

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

b. Résistance à la traction f_{tj} :

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

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

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} . \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} . \end{cases}$$

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

C. Contrainte limite :

C.1 Etat limite ultime :

➤ Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

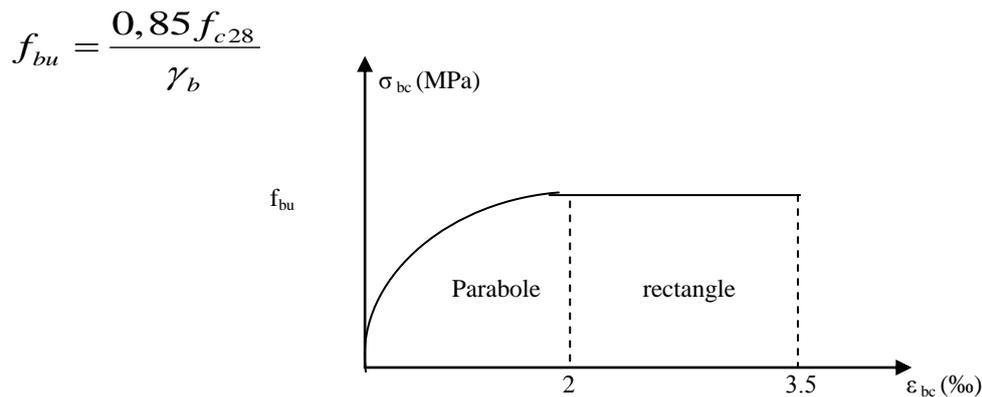


Figure 1.2 : Diagramme des contraintes du béton

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

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,17$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$ 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 :

$\tau_{Adm} = 3,33 \text{ Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5 \text{ Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

C.2 Etat limite de service :

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

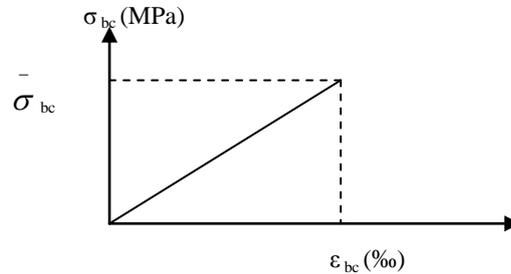


Figure 1.3 : Diagramme des contraintes limite du béton

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

d. 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 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

➤ 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 donnée 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 :**

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

Avec : E : module de Young
 ν : Coefficient de poisson

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

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν 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:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_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.

Le ciment :

Pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA

➤ **L'acier :**

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, il a pour rôle d'équilibrer les efforts de traction, cisaillement, torsion et de compression quand le béton seul ne peut y suffire.

On utilisera trois types d'armatures :

- Hautes adhérences de nuance Fe400
- Treilles soudés de nuance Fe500
- Ronds lisses de nuance Fe235

1.6. Les actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction, ou résultant de déformations imposées.

1.6.1. Les actions permanentes (G) :

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

- Poids propre de la structure.
- Le poids propre des cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- L'action active des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

1.6.2. Les actions variables (Q) :

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

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

1.6.3. Les actions accidentelles (FA) :

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

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

1.7. Combinaison d'actions :

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

1.7.1. Combinaison d'action à l'ELU

Situation durable ou transitoire :

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

- $1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$ BAEL91 (Article A.3.3, 2.1).
- ψ_{0i} : Coefficient de pondération.
- $\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant. BAEL91 (Article D.1.2, 3).

Situations accidentelles :

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

Tableau 1.1 : les valeurs de Ψ .

Nature des charges		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Vent		0.77	0.2	0
Neige pour une altitude	< 500m	0.77	0.15	0.1
	> 500	0.77	0.3	0.1
Température		0.6	0.5	0

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99/2003

Considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q\pm E$ (1)

- $0.8G\pm E$ (2)

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

$$G+Q\pm 1.2E$$

1.7.2. Combinaison d'action à l'E L S :

- $G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$ *BAEL91 (Article A.3.3.3).*
- $\psi_{0i}=0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

Chapitre 2 :

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments :

2.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

- **Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :**

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

2.2. Les planchers :

Ce sont des aires généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'une construction. Ils sont conçus pour supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation comme ils doivent assurer une bonne isolation thermique et phonique.

On distingue deux type de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

2.2.1. Plancher a corps creux :

Le plancher a corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée tel que: $Q \leq \min(2G, 5) \text{ KN/m}^2$

Il est composé de poutrelles, de l'hourdis et de la dalle de compression.

Pré dimensionnement du plancher se fait par la vérification de la condition de rigidité

suivante: $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$ CBA93 (article B.6.8.4.2.4)

- L_{\max} : étant la Portée libre de la plus grande portée dans le sens de la disposition des poutrelles.

- h_t : la hauteur totale du plancher.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la plus petite porté.
- Le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure ci-dessous.

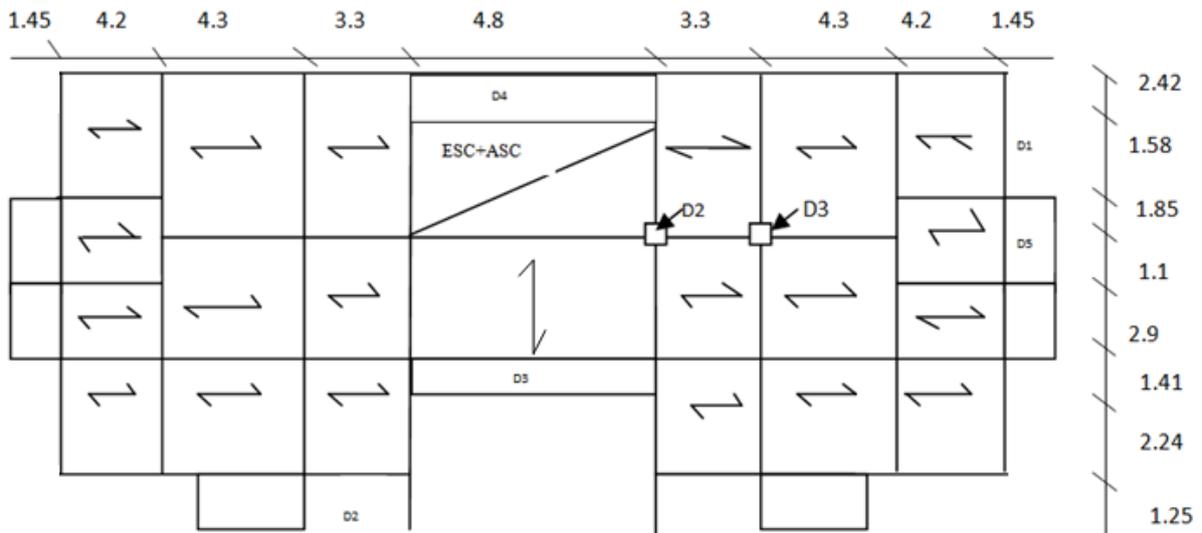


Figure 2.1 : Schéma de disposition des poutrelles.

Suite à cette disposition :

On a $L_{max} = 480 - 40 = 440$ cm

D'où $ht \geq \frac{440}{22,5} = 19,55$ cm

On adopte un plancher de hauteur : $h_t = 20$ cm

Soit un plancher de, corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

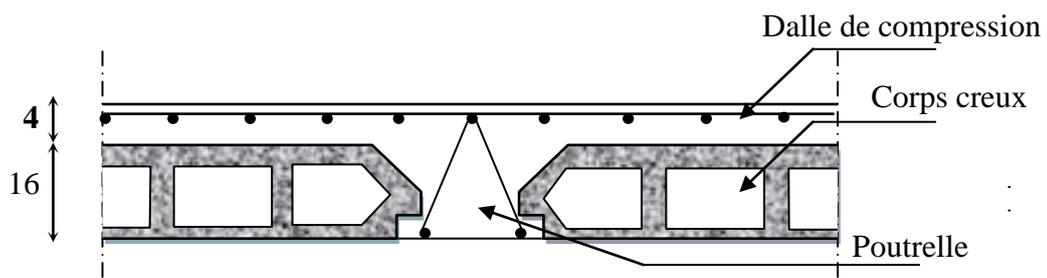


Figure 2.2 . Schéma descriptif d'un plancher à corps creux.

2.2.1.1 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles se calculent comme des sections en T.

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

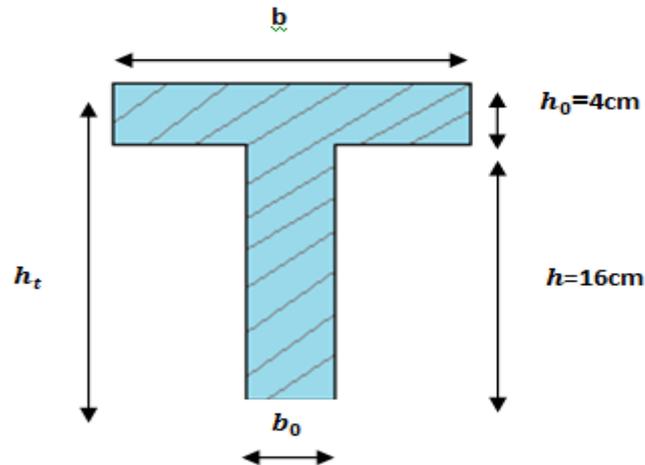


Figure 2.3. Coupe transversale d'une poutrelle

b : largeur de la table de compression.

b_0 : Largeur de la nervure,

$b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$ Alors on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles successives. ($l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$)

l_y : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale d'un élément calculé

$$(l_y = 330 - 40 = 290 \text{ cm})$$

A partir de l'équation (1) on trouve : $b \leq \min(55 ; 58) + 10 \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$

On adopte: $b = 65 \text{ cm}$

2.2.1.2. Dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.
- On admet que : $e = 12 \text{ cm}$.

b. isolation phonique :

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

On limite donc notre épaisseur à : **e = 14 cm**

c. Résistance a la flexion :

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

1. Dalle reposant sur quatre appuis(DP5) :

$L_x = 120\text{cm}$

On aura donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40} \Rightarrow 2.4 \leq e \leq 3 \\ e \geq 11\text{cm (critère de coupe feu)} \end{array} \right.$$

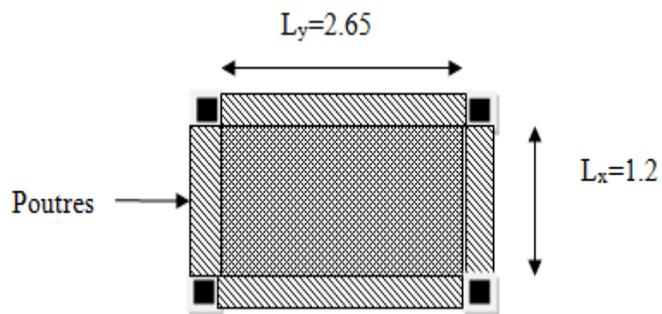


Figure 2.4. Dalle sur quatre appuis

2. Dalle reposant sur trois appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ 2.52 \text{ cm} \leq e \leq 3.15\text{cm} \\ e \geq 11(\text{critère de coupe feu}). \end{array} \right.$$

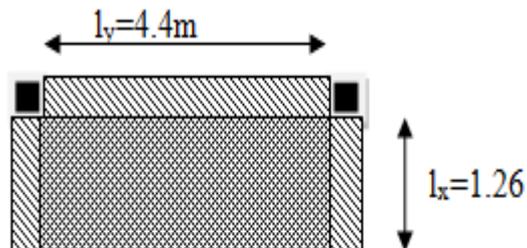


Figure. 2.5. Dalle sur trois appuis

3. Dalle sur deux appuis :

$$l_x = 1.45 \text{ m} \cdot l_y = 4 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$2.9 \text{ cm} \leq e \leq 3.62$$

$$e \geq 11 \text{ (critère de coupe feu).}$$

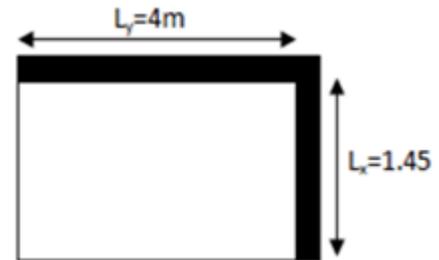


Figure .2.6. Dalle sur deux appuis

Toutes les dalles pleines ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de l'isolation phonique et thermique est la plus défavorable.

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

2.3 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

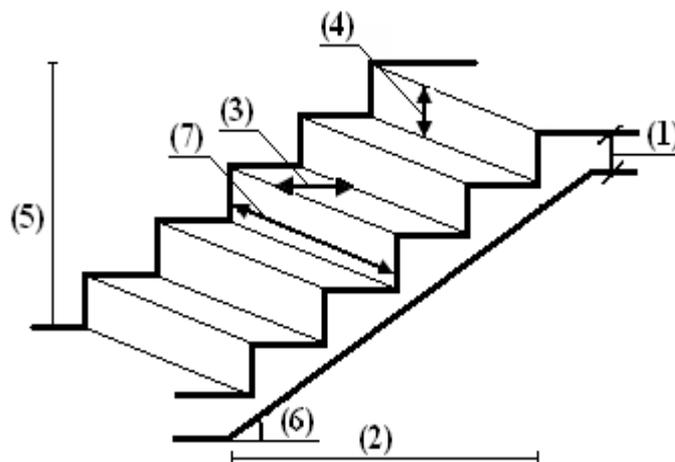


Figure .2.7. Schéma de l'escalier

Dans notre projet on a un seul types d'escalier à trois volées qui se localise a toute les niveaux

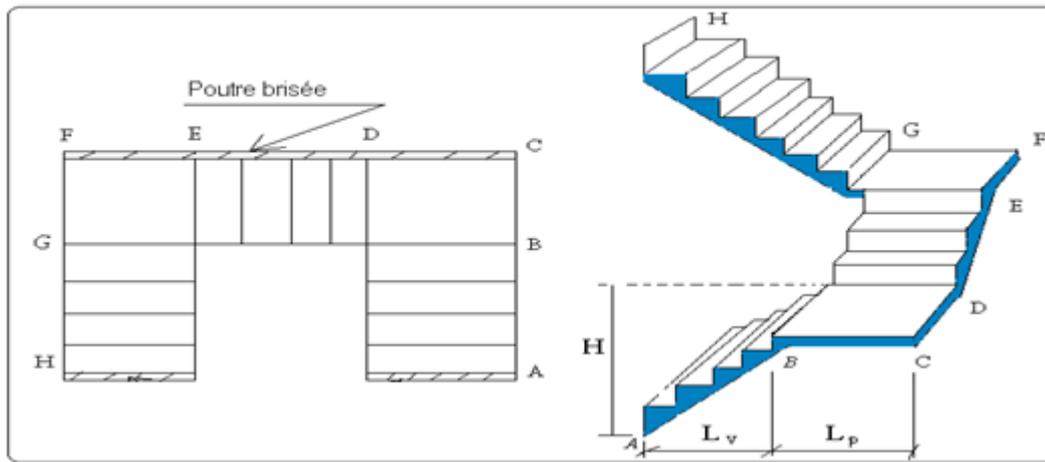


Figure .2.8. Schéma de l'escalier à trois volées

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

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

Avec

$$\begin{cases} 60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \\ h = h_0/n \\ g = l_0/(n - 1) \end{cases} \quad n : \text{ est le nombre de marches sur la volée.}$$

➤ **La volée (A-c) (H-F) :**

Epaisseur de la paillasse :

La longueur développe est :

$$l = l_v + l_p$$

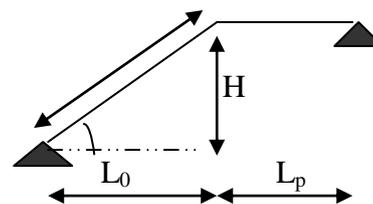


Figure .2.9. Schéma statique de la volée (A-c) (H-F) : de l'escalier

Avec :

L_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers

$$\left\{ \begin{array}{l} l = \sqrt{1.55^2 + 1.02^2} + 1.6 = 3.45 \\ \frac{1}{30} \leq e < \frac{1}{20} \\ \frac{345}{30} \leq e < \frac{345}{20} \Rightarrow 11.5\text{cm} \leq e < 17.27\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \text{ pour deux heure de coupe feu on prend } e = 14\text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul de h et g :

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} l_0 = 1.55\text{m} \\ h_0 = 1.02\text{m} \end{array} \right.$$

En résoudront l'équation :

$$64 n^2 - (64 + 2 h_0 + l_0) n + 2 h_0 = 0$$

$$64 n^2 - 423 n + 204 = 0$$

$$\text{On trouve } n=6 \text{ c-à-d } \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ contre marches} \\ 5 \text{ marches} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{1.02}{5} \Rightarrow g = \frac{155}{5} = 31\text{cm} \\ h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 33.34$$

La volée (C-F) :

Calcul de l'épaisseur de la volée : la volée travaille comme une console .

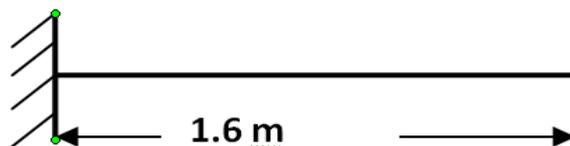


Figure. 2.10.schéma statique de la console.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_0}{20} \Rightarrow e \geq 8\text{ cm}, \\ e \geq 11\text{cm} \text{ pour deux heure de coupe feu on prend } e = 14\text{cm} \end{array} \right.$$

Pré dimensionnement de la poutre brisée:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \\ \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad \text{soit : } h=40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon les recommandations du RPA/ Version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{RPA (ART.7.5.1)} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ \text{Soit } h=40\text{cm et } b=35\text{cm} \end{array} \right.$$

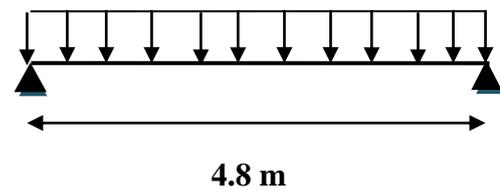


Figure.2.11.Schéma statique de la poutre brisée

on opte pour une section rectangulaire : (bxh)=(35x40) cm²

Calcul de h et g :

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 1.53\text{m} \\ h_0 = 1.02\text{m} \end{array} \right.$$

En résolvant l'équation :

$$\left\{ \begin{array}{l} 64 n^2 - (64 + 2 h_0 + l_0) n + 2 h_0 = 0 \\ 64 n^2 - 421 n + 204 = 0 \end{array} \right.$$

On trouve n=6 :

c-à-d :

$$\left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ contre marches} \\ 5 \text{ marches} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g \frac{10}{n-1} = \frac{10}{5} \Rightarrow g = \frac{153}{5} = 30.6cm \\ h = \frac{h0}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17cm \end{array} \right.$$

L'inclinaison α : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{l}\right) = 33.69^\circ$

2.4. Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis (voir hors-structure) d'une construction. 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+9) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- l : Largeur de l'ascenseur
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN. (**Annexe 4**)
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.
- Donc : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

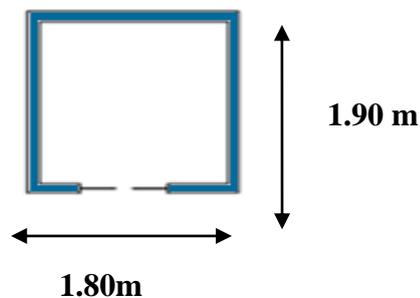


Figure. 2.12. Schéma de l'ascenseur

2.5. Les Voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$
- $e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots(2).$ **RPA (article 7.7.1)**

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

RDC et etges courants : $h_e = 3.06 - 0,20 = 2.86 \text{ m}$

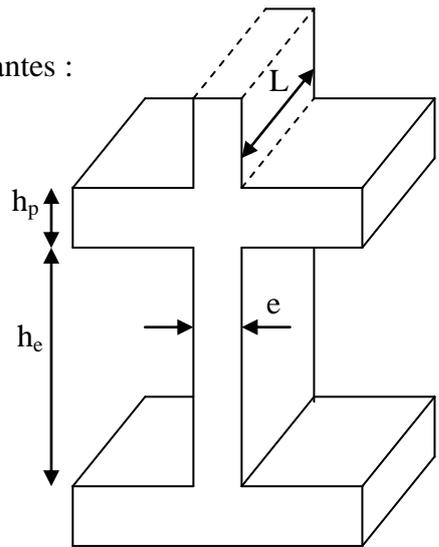


Figure. 2.13. Coupe de voile en élévation

- RDC et étages courant: $e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow 14.3\text{cm}$ donc on opte pour $e = 15 \text{ cm}$.

2.6.. Les poutres :

Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 525 - 45 \Rightarrow L_{\max} = 480\text{cm}$$

$$\Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

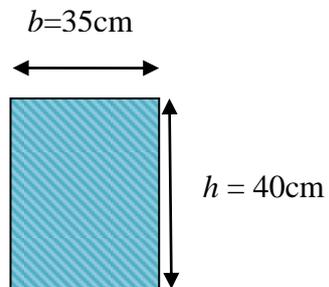


Figure 2.14. Exemple d'une poutre principale

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

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1,142 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de flèche suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$L_{\max} = 480 - 40 \Rightarrow L_{\max} = 440 \text{ cm}$$

$$29,33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

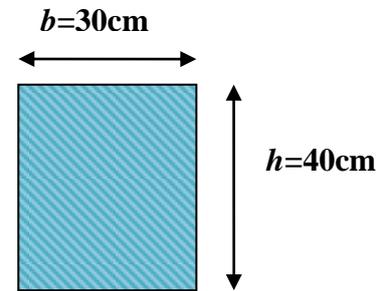


Figure .2.15. Exemple d'une poutre secondaire

On adopte pour une section rectangulaire (b × h) = (30x40) cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1})$$

Après la vérification en adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : b×h = (35×40) cm².
- Poutres secondaires : b×h = (30× 40) cm².

2.7 Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait a la compression centré selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance, le critère de stabilité de forme est suivant les exigences du RPA99 version 2003.

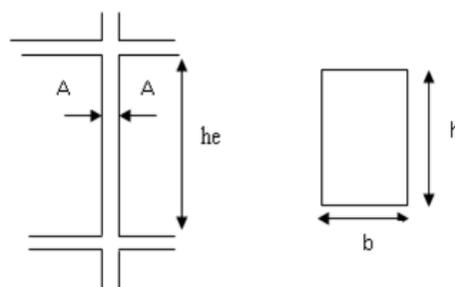


Figure. 2.16. Coupe d'un poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{Pour un poteau rectangulaire} \quad \text{RPA99 (Art 7.4.1)}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Tel que :

- h_e : hauteur libre d'étage.
- $h_e = 3.06\text{m}$
- $h_{\text{RDC}} = h_e = 3.06$

Les sections des poteaux préalablement adoptés sont :

Tableau 2.1. Section des poteaux préalable.

Etages	RDC et 1	2et3	4et5	6et7	8 et 9
Section (b×h) cm ²	55x50	50x50	50x45	45x45	45 x40

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

a) Charges permanentes :

Terrasse inaccessible :

Tableau 2.2. Evaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique en liège	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit en ciment	0.02	0.36
Forme de pente	0.1	2.2
Dalle pleine	0.12	3

La charge permanente totale pour le plancher terrasse inaccessible à corps creux est :

$$G = 6.69\text{KN/m}^2.$$

La charge permanent totale pour le plancher terrasse inaccessible a dalle pleine est :

$$G = 6.84 \text{ KN/m}^2.$$

Plancher étage courant :

Tableau 2.3. Evaluation des charges du plancher étage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.1	1
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.2
Dalle pleine	0.12	3

La charge permanent totale pour le plancher étage courant a corps creux est : $G = 5.25 \text{ KN/m}^2$.

La charge permanent totale pour le plancher terrasse inaccessible a dalle pleine est : $G = 5.4 \text{ KN/m}^2$.

Murs extérieurs:

Tableau 2.4.Evaluation des charges des murs extérieures

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	/
Brique creuse	0.10	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.02	0.4
Enduit de plâtre intérieur	0.02	0.2

La charge permanent totale qu'on a est : $G = 2.85 \text{ KN/m}^2$

➤ Les escaliers :

Tableau 2.5. Evaluation des charges de la volée :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.013	0.26
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Marches	0.17/2	1.87
Paillasse	0.14/cos (α)	3.75
Enduit de plâtre	0.02	0.2

La charge permanent totale qu'on a est : $G = 7.69 \text{KN/m}^2$

Palier :**Tableau 2.6. Evaluation des charges du palier**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	0,40
Mortier de pose	0 .02	0,40
Lit de sable	0.02	0,36
Dalle en BA	0.14	3,50
Enduit plâtre	0.2	0.20

La charge permanent totale qu'on a est : $G = 4.86 \text{KN/m}^2$

b) charge d'exploitation :**Tableau 2.7. Les charges d'exploitation**

Désignation des éléments	Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Balcon	3 .5
Escalier	2.5

➤ **La descente des charges :**

A fin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente de charges permet l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure, en aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieure et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquant les lois de dégression uniquement pour les étages à usage d'habitation.

Tableau 2.8. Section des poteaux préalable et les charges permanentes

Etages	RDC et 1	2et3	4et5	6et7	8 et 9
Section (b × h) cm ²	55x50	50x50	50x45	45x45	45 x40
G (KN)	21.04	19.125	17.21	15.49	13.77

Niveau 10 : Q_0

Niveau 09 : Q_0+Q_1

Niveau 08: $Q_0+ 0,95(Q_1+Q_2)$

Niveau07: $Q_0+ 0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$

Niveau06 : $Q_0+ 0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Niveau05 : $Q_0 + 0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ Q_5)$

Niveau04 : $Q_0 + 0,714(Q_1+Q_2+Q_3+.... + Q_6)$

Niveau03: $Q_0 + 0,687(Q_1+Q_2+....+ Q_7)$

Niveau02 : $Q_0 + 0.66(Q_1+Q_2+....+ Q_8)$

Niveau 01 : $Q_0 + 0.65(Q_1+Q_2+....+ Q_9)$

➤ Poteau cage d'escalier (D-3)

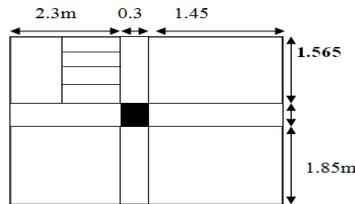


Figure 2.17. Surface revenant au Poteau cage d'escalier

$$S_{CC} = 9.21 \text{ m}^2 \quad ; \quad S_{\text{escalier}} = 2.19 \text{ m}^2$$

Tableau 2.9 tableau de la descente de charge du poteau de la cage d'escalier (D3).

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N9	Plancher Terrasse inaccessible (16+4)	77.73	
	Poutre (PP+PS)	20.08	11.4
	Poteau (45×40)cm ²	13.77	
	TOTAL	1	11.4
N8	Venant de N1	112.3	11.4
	Corps creux (16+4)	48.35	13.81
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (45×40) cm ²	13.77	
	Escalier	16.84	5.47
TOTAL	211.34	30.68	
N7	Venant de N2	211.34	30.68
	Corps creux (16+4)	48.35	13.81
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Escalier	16.84	5.47
TOTAL	312.1	48.03	
N6	Venant de N3	312.1	
	Corps creux (16+4)	48.35	
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (50×45) cm ²	15.49	
	Escalier	16.84	
TOTAL	412.86	63.45	

N5	Venant de N4	412.86	
	Corps creux (16+4)	48.35	
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (50×45) cm ²	17.21	
	Escalier	16.84	
	TOTAL	515.34	76.95
N4	Venant de N5	515.34	
	Corps creux (16+4)	48.35	
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (45x40) cm ²	17.21	
	Escalier	16.84	
	TOTAL	617.82	88.51
N3	Venant de N6	617.82	
	Corps creux (16+4)	48.35	
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (50x50) cm ²	19.12	
	Escalier	16.84	
	TOTAL	722.21	98.15
N2	Venant de N7	722.21	
	Corps creux (16+4)	48.35	
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (50x50) cm	19.12	
	Escalier	16.84	
	TOTAL	826.6	107.79
N1	Venant de N8	826.6	
	Corps creux (16+4)	48.35	
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (55x50) cm	21.04	
	Escalier	16.84	
	TOTAL	932.91	117.43
RDC	Venant de N9	932.91	
	Corps creux (16+4)	48.35	
	Poutre (PP+PS)	20.08	
	Poteau (55x50) cm	21.04	
	Escalier	16.84	
	TOTAL	1022.38	127.07
$N_u=1.35G_t+1.5Q_t$; $N_s=G_t+Q_t$		$G_t=1022.38\text{KN}$;	$Q_t=105.96\text{ KN}$
$N_s=1128.34\text{KN}$		$N_u=1539.15\text{ KN}$	

Poteau centrale E 3 (voir la figure 2.1) :

- Pour le poteau P1 :

$$S=15.96\text{m}^2$$

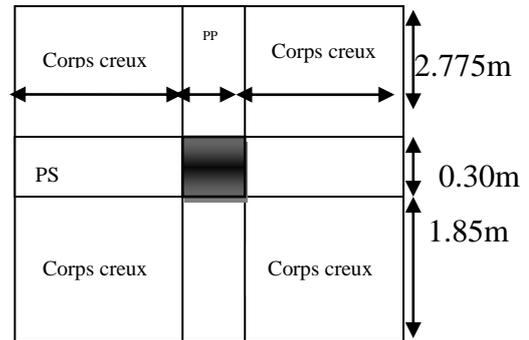


Figure 2.18. Surface revenant au Poteau central

Tableau 2.10. Tableau de la descente de charge du poteau centrale .D2 le plus défavorable

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N9	Plancher Terrasse (16+4)	106.77	
	Poutre (PP+PS)	22.93	
	Poteau (45×40)cm ²	13.77	
	TOTAL	143.47	15.96
N8	Venant de N1	143.47	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.93	
	Poteau (45×40) cm ²	13.77	
TOTAL	263.96	39.9	
N7	Venant de N2	263.96	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.77	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
TOTAL	386.01	61.45	
N6	Venant de N3	386.01	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.77	
	Poteau (50×45) cm ²	15.49	
TOTAL	508.06	80.59	
N5	Venant de N4	508.06	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.77	
	Poteau (50×45) cm ²	17.212	

	TOTAL	631.832	92.57
N4	Venant de N5	631.832	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.77	
	Poteau (45x40) cm ²	17.212	
	TOTAL	755.604	105.73
N3	Venant de N6	755.604	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.77	
	Poteau (50x50) cm ²	19.125	
	TOTAL	881.289	118.52
N2	Venant de N7	881.289	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.77	
	Poteau (50x50) cm	19.125	
	TOTAL	1006.974	131.09
N1	Venant de N8	1006.974	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.77	
	Poteau (55x50) cm	21.04	
	TOTAL	1134.395	142.36
RDC	Venant de N9	1134.395	
	Corps creux (16+4)	83.79	
	Poutre (PP+PS)	22.77	
	Poteau (55x50) cm	21.04	
	TOTAL	1261.994	156.01
$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t$		$G_t = 1261.994 \text{ KN}$	
$N_s = G_t + Q_t$		$Q_t = 156.01 \text{ KN}$	
$N_s = 1418 \text{ KN}$		$N_u = 1937.7 \text{ KN}$	

2.1.6.3. La vérification cas de poteau le plus sollicité :

➤ **Vérification de la condition de résistance :**

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{N'_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$.

Selon le **CBA93** (article B.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime : $N_u = (1.35 N_G + 1.5 N_Q) \times \beta$

β : Coefficient de majoration qui tient compte de la position du poteau.

Tableau 2.11. Tableau résume les vérification a la compression à tous les niveaux

Niveaux	G [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	B _{cal} [m ²]	B _{adp} [m ²]	Observation
9 ^{ème} étage	143.47	15.96	239.39	0.016	0.18	Vérifiée
8 ^{ème} étage	263.96	39.9	457.81	0.032	0.18	Vérifiée
7 ^{ème} étage	386.01	61.45	674.62	0.047	0.20	Vérifiée
6 ^{ème} étage	508.06	80.59	887.44	0.062	0.20	Vérifiée
5 ^{ère} étage	631.832	92.57	1091.04	0.076	0.22	Vérifiée
4 ^{ère} étage	755.604	105.73	1296.52	0.091	0.22	Vérifiée
3 ^{ère} étage	881.289	118.52	1504.27	0.1	0.25	Vérifiée
2 ^{ère} étage	1006.974	131.09	1711.66	0.12	0.25	Vérifiée
1 ^{ère} étage	1134.394	142.36	1919.47	0.13	0.27	Vérifiée
RDC	1261.994	156.01	2131.47	0.15	0.27	Vérifiée

Vérification au flambement :

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

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{Article B.8.2.1[2]}).$$

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

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

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

$$A_s \geq 0.8\% \times B_r. \quad \text{On prend } A_s = 1\% \times B_r.$$

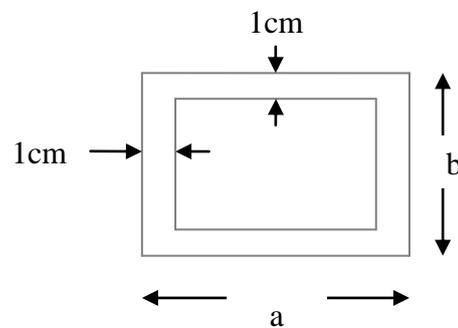


Figure 2.19. Section brute (B_r).

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad (\text{Art 7.4.2[4]}).$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$, Il faut vérifier que : $B_{r \text{ adop}} \geq B_{rcal}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 2.12. Résumé de vérification au flambement dans tous les niveaux du poteau

Niveaux	$l_0(\text{m})$	$l_r(\text{m})$	$I(\text{m}^4)10^{-3}$	$i(\text{m})$	λ	α	$N_u[\text{KN}]$	$B_{r \text{ cal}}[\text{m}^2]$	$B_{r \text{ adop}}[\text{m}^2]$
9 ^{ème} étage	2.86	2	2.4	0.115	17.39	0.81	239.39	0.013	0.163
8 ^{ème} étage	2.86	2	2.4	0.115	17.39	0.81	457.81	0.025	0.163
7 ^{ème} étage	2.86	2	3.42	0.129	15.5	0.817	674.62	0.037	0.185
6 ^{ème} étage	2.86	2	3.42	0.129	15.5	0.817	887.44	0.049	0.185
5 ^{ère} étage	2.86	2	3.8	0.129	15.5	0.817	1091.04	0.06	0.206
4 ^{ère} étage	2.86	2	3.8	0.129	15.5	0.817	1296.52	0.072	0.206
3 ^{ère} étage	2.86	2	5.21	0.144	13.88	0.824	1504.27	0.083	0.230
2 ^{ère} étage	2.86	2	5.21	0.144	13.88	0.824	1711.66	0.094	0.230
1 ^{ère} étage	2.86	2	5.73	0.144	13.88	0.824	1919.47	0.103	0.254
RDC	2.86	2	5.73	0.144	13.88	0.824	2131.47	0.117	0.254

On remarque que $B_r \geq B_{r \text{ calc}}$ donc les poteaux ne risquent pas de flamber

2.8. 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 : (35x40) cm².
- poutres secondaires : (30x40) cm².
- poteaux du RDC et 1^{er} : (55x50) cm².
- poteaux de 2^{ème} et 3^{ème} étage : (50x50) cm².
- poteaux de 4^{ème} et 5^{ème} étage (50x45) cm².
- poteaux de 6^{ème} et 7^{ème} étage (45x45) cm².
- poteaux de 8^{ème} et 9^{ème} étage (45x40) cm².

Chapitre 3 :
Étude des éléments
secondaires

CHAPITRE 03 : Calcul des éléments secondaires :

3.1. Introduction :

La structure est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. L'objectif de ce présent chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur. L'étude se fait par l'évaluation des charges sur l'élément considéré, le calcul des sollicitations les plus défavorables ensuite la détermination de la section d'acier pour reprendre les charges en question en respectant la réglementation (BAEL91, RPA99/2003, CBA93).

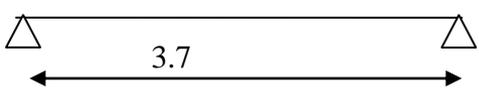
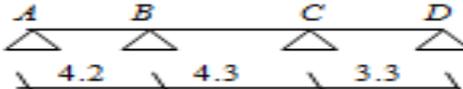
3.2. Calcul des planchers :

3.2.1. Planchers à corps creux :

Pour les planchers à corps creux, le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

Les différents types de poutrelles :

Tableau 3.1 différent types de poutrelles.

Types	Planchers	Schéma statique
Type1	Etages courants+terrasse inaccessible	
Type2	Etages courants +terrasse inaccessible	

Calcul des charges des différents types de poutrelles :

À l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$, $q_u = 0.65P_u$

À l'ELS : $P_s = G + Q$, $q_s = 0.65 P_s$

Tableau 3.2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	p _s (KN/m ²)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.69	1.00	10.53	6.84	7.69	4.99
Plancher d'étages courant	5.25	1.50	9.34	6.07	6.75	4.39

Sollicitations pour chaque type de poutrelles des différents planchers :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on applique la méthode forfaitaire pour le 1^{er} type et Caquot minorée pour le 2^{ème} type.

Exemple illustratif : Poutrelle (Type 2) :

Plancher étage courant :

$G=5.25\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2$

$q_u=6.07\text{KN/ml}$

$q_s= 4.39\text{KN/ml}$

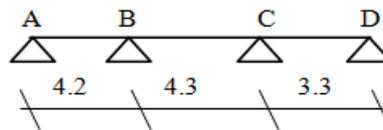


Figure 3.1. Schéma statique de poutrelle type 2

- 1) $Q \leq \min(2G, 5) = 5\text{KN/m}^2$ Vérifiée.
- 2) $0,8 \leq \frac{4,3}{3,3} \leq 1,25$ non vérifiée.
- 3) moment d'inertie de la poutrelle sur toutes les travées est constant.
- 4) FPN.

La 2ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée on utilise la méthode de Caquot minoré.

Calcul à l'ELU :

Calcul des sollicitations :

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,25 = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

Les charges revenant aux poutrelles :

$$\begin{cases} q_u = (1,35 \times 3,5 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 4,53 \text{ KN/m} \\ q_s = (3,5 + 1,5) \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments aux appuis :

➤ Les appuis de rive :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{(4,53 \times 4,2^2)}{8} = 9,98 \text{ KN.m} \quad , \quad M_A^U = M_C^U = -0,15 \times 9,98 = -1,5 \text{ KN.m}$$

➤ Les appuis intermédiaires :

$$l'_g = 4,2 \text{ m}, \quad l'_d = 0,8 \times 4,3 = 3,44 \text{ m} \quad , \quad M_B^U = - \left[\frac{(4,53 \times 4,2^3 + 4,53 \times 3,44^3)}{8,5 \times (4,2 + 3,44)} \right] = -8 \text{ KN.m}$$

$$l'_g = 0,8 \times 4,3 = 3,44 \text{ m} \quad l'_d = 3,3 \text{ m} \quad , \quad M_C^U = - \left[\frac{(4,53 \times 3,44^3 + 4,53 \times 3,3^3)}{(8,5 \times (3,44 + 3,3))} \right] = -6,06 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

➤ Travée (AB) :

$$X = \frac{(4,2)}{2} - \frac{8}{6,07 \times 4,2} = 1,786 \text{ m} \quad , \quad M_0(1,78) = \frac{6,07 \times 1,786}{2} (4,2 - 1,786) = 13,08 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB) = 13,08 - 8 \times \frac{1,786}{4,2} = 9,68 \text{ KN.m}$$

➤ Travée (BC) :

$$X = \frac{4,3}{2} + \frac{(8 - 6,06)}{6,07 \times 4,3} = 2,22 \text{ m} \quad , \quad M_0(2,22) = \frac{6,07 \times 2,22}{2} (4,3 - 2,22) = 14,01 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 14,01 - 8 \left(\frac{1 - 2,22}{4,3} \right) - 6,06 \times \left(\frac{2,22}{4,3} \right) = 7,01 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée (CD):**

$$X = \frac{3.3}{2} + \frac{6.06}{6.07 \times 3.3} = 1.95 \text{ m} \quad , \quad M_0(1.95) = \frac{6.07 \times 1.95}{2} \times (3.3 - 1.95) = 7.99 \text{ KN.m}$$

$$M_t(CD) = 7.99 - 6.06 \left(1 - \frac{1.95}{3.3} \right) = 5.51 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELS :

De la même manière, on calcule les moments en remplaçant q_u par q_s , on trouve les résultats suivants :

Les moments aux appuis :

➤ **les appuis de rive :**

$$M_0 = 4.42 \text{ KN.m} \quad , \quad M_A^U = M_C^U = -0.66 \text{ KN.m}$$

➤ **les appuis intermédiaires :**

$$l'_g = 4.2 \text{ m} \quad , \quad l'_d = 3.44 \text{ KN.m} \quad , \quad M_B^S = -5.75 \text{ KN.m}$$

$$l'_g = 3.44 \text{ m} \quad , \quad l'_d = 3.3 \text{ m} \quad , \quad M_C^S = -4.35 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

➤ **travée (AB) :**

$$X = 1.79 \text{ m} \quad , \quad M_0(1.79) = 9.47 \text{ KN.m}; \quad M_t(AB) = 7.02 \text{ KN.m}$$

➤ **travée (BC) :**

$$X = 2.22 \text{ m} \quad , \quad M_0(2.22) = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB) = 5.11 \text{ KN.m}$$

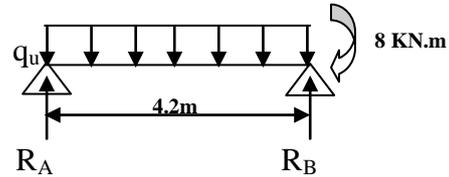
➤ **travée (CD) :**

$$X = 1.95 \text{ m} \quad , \quad M_0(1.95) = 5.78 \text{ KN.m}. \quad M_t(AB) = 4.43 \text{ KN.m}$$

Evaluation de l'effort tranchant :**Calcul à l'ELU :**➤ **travée (AB) :**

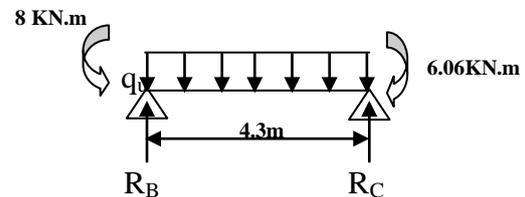
$$V_A = \frac{6.07 \times 4.2}{2} - \frac{8}{4.2} = 10.84 \text{ KN},$$

$$V_B = -\frac{6.07 \times 4.2}{2} - \frac{8}{4.2} = -14.65 \text{ KN}$$

➤ **Travée (BC) :**

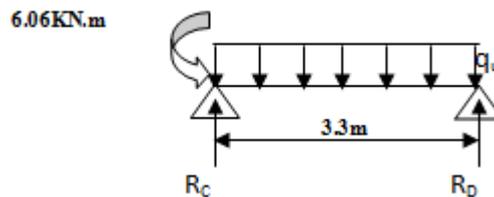
$$V_B = \frac{6.07 \times 4.3}{2} + \frac{-6.06 + 8}{4.3} = 13.50 \text{ KN},$$

$$V_C = -\frac{6.07 \times 4.3}{2} + \frac{-6.06 + 8}{4.3} = -12.59 \text{ KN}$$

➤ **travée (CD) :**

$$V_C = \frac{6.07 \times 3.3}{2} + \frac{6.06}{3.3} = 11.85 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.07 \times 3.3}{2} + \frac{6.06}{3.3} = -8.18 \text{ KN}$$

**Calcul à l'ELS :**

De la même manière, on calcule l'évaluation de l'effort tranchant en remplaçant q_u par q_s , on trouve les résultats suivants :

➤ **travée (AB) :**

$$V_A = 7.85 \text{ KN}, \quad V_B = -10.58 \text{ KN}$$

➤ **Travée (BC) :**

$$V_B = 9.76 \text{ KN}, \quad V_C = -9.11 \text{ KN}$$

➤ travée (CD) :

$$V_c = 8.56 \text{ KN} ; V_D = -6.83 \text{ KN}$$

Sollicitations pour chaque type de poutrelle :

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

• **Type 1 :**

a). Etages courants :

Calcul à l'ELU :

Tableau 3.3 : les sollicitations à l'ELU, poutrelle type1 (étages courants)

Travée	L(m)	q_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	3.7	6.07	10.38	0	0	11.071	11.22	-11.22

Calcul à l'ELS :

Tableau 3.4. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type1 (étages courants)

Travée	L(m)	q_S (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	3.7	4.38	7.51	0	0	8.01	8.1	-8.1

b) Terrasse inaccessible :

Calcul à l'ELU :

Tableau 3.5. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type1 (terrasse inaccessible).

Travée	L(m)	q_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	3.7	6.84	11.7	0	0	12.15	12.66	-12.66

Calcul à l'ELS :

Tableau 3.6: les sollicitations à l'ELS, poutrelle type1 (terrasse inaccessible).

Travée	L(m)	q_S (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	3.7	4.99	8.55	0	0	8.88	9.23	-9.23

Type2 :

a). Etages courants :

Calcul à l'ELU :

Tableau 3.7. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type2 (Etages courants)

Travée	L(m)	q_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	4.2	6.07	13.07	0	-8	9.68	10.84	-14.65
B-C	4.3	6.07	14.01	-8	-6.06	7.01	13.50	-12.59
C-D	3.3	6.07	3.13	-6.06	0	2.49	10.31	-8.17

Calcul à l'ELS :

Tableau 3.8. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type2 (Etages courants)

Travée	L(m)	q_S (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KNm)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.2	4.39	9.47	0	-5.75	7.02	7.85	-10.59
B-C	4.3	4.39	10.14	-5.75	-4.35	5.13	9.76	-9.11
C-D	3.3	4.39	5.78	-4.35	0	4.43	7.22	-7.27

Type 2 :

b). Terrasse inaccessible:

Calcul à l'ELU :

Tableau 3.9. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type2 (terrasse inaccessible).

Travée	L(m)	q_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	4.2	6.84	14.82	0	-8	11.35	12.45	-16.27
B-C	4.3	6.84	15.79	-8	-6.06	8.79	15.15	-14.25
C-D	3.3	6.84	14.93	-6.06	0	12.20	11.36	-11.21

Calcul à l'ELS :

Tableau 3.10. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type2 (terrasse inaccessible).

Travée	L(m)	q_S (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	4.2	4.99	10.81	0	-5.75	8.32	9.11	-11.85
B-C	4.3	4.99	11.52	-5.75	-4.35	6.49	11.06	-10.40
C-D	3.3	4.99	10.89	-4.35	0	8.93	11.52	-9.44

➤ **Sollicitation maximal :**

Le tableau 3.11. Résume les sollicitations maximales dans les planchers :

Tableau 3.11. Les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS.

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher étages courants	$M_t^{\max} = 11.071$ $M_{\text{int}}^a = -8$ $M_{\text{rive}}^a = -1.56$ $V_u = 14.65$	$M_t^{\max} = 8.01$ $M_{\text{int}}^a = -5.75$ $M_{\text{rive}}^a = -1.125$ $V_s = 10.59$
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 12.2$ $M_{\text{int}}^a = -6.06$ $M_{\text{rive}}^a = -2.36$ $V_u = 16.27$	$M_t^{\max} = 8.93$ $M_{\text{int}}^a = -5.75$ $M_{\text{rive}}^a = -1.72$ $V_s = 11.85$

Ferraillage des poutrelles :

Calcul de la section d'armatures longitudinales :

• **Exemple de calcul :**

Plancher d'étage courant:

$$M_t^{\max} = 11.071 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

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

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

➤ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad ; d=0.9h.$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.071 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.037 < \mu_1 = 0.3916 \blacklozenge \quad A' = 0$$

$$- \mu_{bu} = 0.037 < 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivo A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Calcul de A :

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.176\text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{11.071 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} \text{ cm}^2 \Rightarrow A^{\text{travée}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{BAEL (Article A.4.2.1)}$$

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

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On opte pour : $A_{\text{travée}} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

➤ **En appuis :**

La table de compression se trouve dans la zone tendu car le moment négatif en appui, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension b_0 et h (0.1×0.2) m^2 .

Ferraillage d'appuis intermédiaires :

$$M^{\max}_{\text{appui}} = -8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.173 < \mu_l = 0.392$$

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

$$- \mu_{bu} = 0.173 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivo A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Calcul de A :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.241$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.241) = 0.163 \text{ m}$$

$$A_{\text{int}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 1.4 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{min}} < A_{\text{int}} \Rightarrow$ condition est vérifiée

On opte : $A_1 = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Ferraillage de l'appui de rive :

$$M^{\text{max}}_{\text{appui}} = -1.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.56 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0339 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu_{bu} = 0.0339 < 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivo A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Calcul de A :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0431$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.0431) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.56 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.253 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

On opte : $A_1 = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V^{\max} = 14.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.65 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.813 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

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

Choix des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_1^{\min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier $\Phi 6$

$$A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

L'espacement:

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 124.9 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{(CBA.Art A.5.1.2.3)}$$

Avec $k=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peut nuisible)

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

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :

➤ **L'appui intermédiaire :**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (14.65 + \frac{8}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3\text{HA}10 + 2\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Au niveau de l'appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{14.65 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{0.275 \times 14.65 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1 \times 0.18 \times 0.04} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

Vérification de la bielle dans le béton :

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0.277 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \quad \text{avec } a = 0.9 \times d ; V_u \leq 108.13 \text{ KN} \dots\dots \text{Vérifier}$$

Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

➤ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 8.01 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \quad \text{BAEL(article A.4.5.2)}$$

$$\Rightarrow H = 2.44 \times 10^{-5}$$

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

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

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 3.92 \text{cm}$$

Calcul de l'inertie I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.92^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.92)^2 \Rightarrow I = 8323.042 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.01 \times 10^{-3}}{8323.042 \times 10^{-8}} \times 0.0392 = 3.77 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.77 \text{Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

➤ **En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 5.75 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$y = 7.15 \text{cm}$$

$$I = 2784.549 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 14.76 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5)

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

Evaluation de la flèche :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

BAEL91 (Article L.VI, 2)

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

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

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0.042 < \frac{1}{16}$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \left(\frac{1}{500}\right) = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$

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

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

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

Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre $y = 3.92$ cm

Moment d'inertie:

$$I_0 = \frac{65 \times 3.92^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 = 45600 \text{ cm}^2$$

$$I = 8323.042 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A_s}{d \times b} = 0.013$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \rightarrow \quad E_i = 32164.2 \text{ MPA}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad \rightarrow \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0 \cdot 0 \cdot 5 \cdot 2}{\left(2 \cdot \frac{0 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 0}{0 \cdot 6 \cdot 5}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 3.27 \dots \dots \dots \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.31 \dots \dots \dots \text{ Déformation différée.}$$

Contraintes :

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

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

Inerties fictives (I_f) :

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

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

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

Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.853 \text{ KN/m} ;$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.25 = 3.41 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.25 + 1.5) = 4.39 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{1.853 \times 4.8^2}{8} = 4 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{3.41 \times 4.8^2}{8} = 7.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{4.39 \times 4.8^2}{8} = 9.48 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I_0 = 45600 \text{ cm}^4$$

$$I = 8323.042 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = 0.013$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^{-3}}{8323.042 \times 10^{-8}} = 101.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.36 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.042 \times 10^{-8}} = 186.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.48 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.042 \times 10^{-8}} = 240.56 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 101.5 + 2.1} = 0.5 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 186.76 + 2.1} = 0.69 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 240.56 + 2.1} = 0.75 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 45600}{1 + 3.27 \times 0.5} = 19036.05 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 45600}{1 + 3.27 \times 0.69} = 15403.99 \text{cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 45600}{1 + 3.27 \times 0.75} = 14528.6 \text{cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 45600}{1 + 1.3 \times 0.69} = 26441.75 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 32164.2 \times 19036.05 \times 10^{-8}} = 0.0015 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.36 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 32164.2 \times 15403.99 \times 10^{-8}} = 0.0034 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.48 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 32164.2 \times 14528.6 \times 10^{-8}} = 0.0047 \text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{7.36 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 10721.4 \times 26441.75 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.006 - 0.0015 + 0.0047 - 0.0034 = 0.0058 \text{m}$$

$$\Delta f = 0.58 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.96 \text{cm} \dots\dots\dots C' \text{ est vérifié.}$$

Ferrailage des différents types des poutrelles :

Les résultats de ferrailage des différents types des poutrelles dans les différents planchers sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. 3.12. Résumé de ferrailage adopté :

Plancher		Terrasse inaccessible	Etage courant
Travée Type(1,2)	M_t^{\max} (KN.m)	12.15	11.071
	μ_{bu}	0.0407	0.037
	α	0.0519	0.047
	Z(m)	0.176	0.176
	$A_{travée}$ (cm ²)	1.99	1.41
	A_{min} (cm ²)	1.41	1.41
	A_l (cm ²)	3HA10= 2.36	3HA10 =2.36
	A_t (cm ²)	2Φ6= 0.57	2Φ6= 0.57
	S_t (cm)	15	15
Appui intermédiaire Type(1,2)	M_{int}^a	-6.06	-8
	μ_{bu}	0.131	0.173
	α	0.177	0.241
	Z(m)	0.167	0.163
	A_{inter} (cm ²)	1.04	1.4
	A_{min} (cm ²)	0.217	0.217
	A_l (cm ²)	2HA10= 1.57	2HA10=1.57
	A_t (cm ²)	2Φ6= 0.57	2Φ6= 0.57
	S_t (cm)	15	15
Apui de rive Type(1,2)	M_{rive}^a	-2.36	-1.56
	μ_{bu}	0.0512	0.0339
	α	0.0657	0.0431
	Z(m)	0.175	0.177
	A_{rive} (cm ²)	0.387	0.253
	A_{min} (cm ²)	0.217	0.217
	A_l (cm ²)	1HA10= 0.79	1HA10= 0.79
	A_t (cm ²)	2Φ6= 0.57	2Φ6= 0.57
	S_t (cm)	15	15

➤ Etat limite de compression de béton :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3. 13. Résumé des vérifications à l'ELS :

Etages	σ_{bc} (Mpa)		$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Observatio n
	travée	appuis		
Terrace inaccessible	$\sigma_{bc}= 3.21$	$\sigma_{bc}=14.76$	15	Vérifier
Etage courant	$\sigma_{bc}= 3.92$	$\sigma_{bc}=14.76$	15	Vérifier

➤ Evaluation des flèches :

Etage courant :

Tableau3.14. vérification de l'état limite de déformation étage courant.

M_{jser} (KN/m ²)	$I_{fj} \times 10^{-4} m^4$	σ_j (MPA)	μ_{ji}	f_{ji} (m) 10^{-3}
4	1.857	101.5	0.5	1.5
M_{gser} (KN/m ²)	$I_{fg} \times 10^{-4} m^4$	σ_g (MPA)	μ_{gi}	f_{gi} (m) 10^{-3}
7.47	1.54	189.76	0.69	3.4
M_{Pser} (KN/m ²)	$I_{fp} \times 10^{-4} m^4$	σ_p (MPA)	μ_{pi}	f_{pi} (m) 10^{-3}
10.78	1.425	240.56	0.75	4.7
M_{gser} (KN/m ²)	$I_{fgv} \times 10^{-4} m^4$	σ_{gv} (MPA)	μ_{gv}	F_{gv} (m) 10^{-3}
7.47	2.644	189.76	0.69	6

$$\Delta_{ft} = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.006 - 0.0015 + 0.0047 - 0.0034 \Rightarrow \Delta_{ft} = 0.0058m$$

$$\Delta_{ft} = 0.58cm \leq f_{adm} = 0.96cm \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Tableau3.15. vérification de l'état limite de déformation terrasse inaccessible.

M_{jser} (KN/m ²)	$I_{fj} \times 10^{-4} m^4$	σ_j (MPA)	μ_{ji}	f_{ji} (m) 10^{-3}
4	1.9036	101.5	0.5	1.5
M_{gser} (KN/m ²)	$I_{fg} \times 10^{-4} m^4$	σ_g (MPA)	μ_{gi}	f_{gi} (m) 10^{-3}
9.396	1.4528	238.43	0.75	4.6
M_{Pser} (KN/m ²)	$I_{fp} \times 10^{-4} m^4$	σ_p (MPA)	μ_{pi}	f_{pi} (m) 10^{-3}
10.78	1.4251	273.55	0.77	5.4
M_{gser} (KN/m ²)	$I_{fgv} \times 10^{-4} m^4$	σ_{gv} (MPA)	μ_{gv}	F_{gv} (m) 10^{-3}
9.396	2.539	238.43	0.75	2.6

$$\Delta_{ft} = f_{v\grave{e}} - f_{ji} + f_{pi} - f_{\grave{e}i} = 0.0026 - 0.0015 + 0.0054 - 0.0046 \Rightarrow \Delta_{ft} = 0.0019m$$

$$\Delta_{ft} = 0.19cm \leq f_{adm} = 0.96cm \dots\dots\dots \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

Le tableau résume le ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux

Tableau 3.16. Schéma de ferrailage des poutrelles dans les différents niveaux

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
étage habitation + Terrasse inaccessible			

Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le *BAEL 91 (B.6.8, 423)* la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \left(\frac{cm^2}{ml} \right)$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

D'où l'option retenue : un treillis soudé *TS Φ6 150×150*

Avec : $St = 15cm \leq 20cm$ Vérifiée.

Schéma de ferrailage :

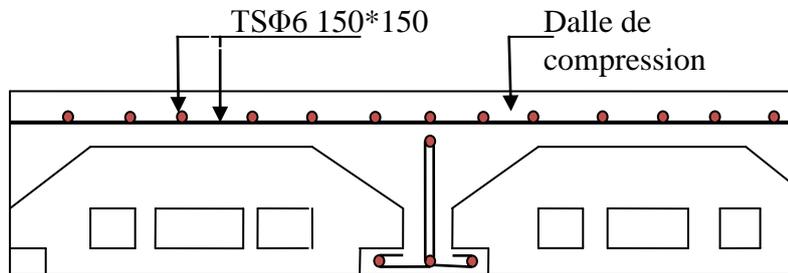


Figure 3.2: schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3.2.2. Etude des dalles pleines :

Dalle sur deux appuis(D1) :

a) Dalle sur deux appuis :

$$L_x=1.45\text{m}$$

$$L_y=4\text{m}$$

$$\rho = \frac{1.45}{4} = 0.36 < 0.4$$

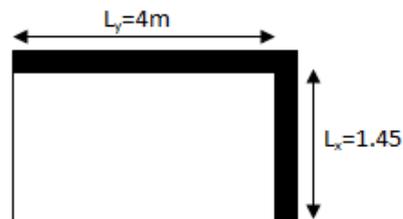


Figure 3.3. dalle sur deux appuis

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

Calcul du chargement :

ELU :

$$G=4.85 \text{ KN/m}^2$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 3.5 = 11.79 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.85 + 3.5 = 8.35 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u = \frac{11.79 \times 1.45^2}{2} + (1.35 \times 1.45) = 14.35 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 11.79 \times 1.45 + 1.35 = 18.44 \text{ KN}$$

Ferrailage :

- **Armatures principales :**
 - Le calcul des armatures se fait en flexion simple.
- $b=100\text{cm}$; $h=14\text{cm}$; $d=12\text{cm}$; $f_{bu}=14.2 \text{ Mpa}$

Tableau 3.17. le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
14.35	0.07	0.091	0.115	3.58	5HA10=3.93	20

- **Armatures secondaires :**

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

On opte pour 4HA8=2.01cm²

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

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$1,45\text{cm}^2 < 3.93\text{cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

Vérification à l'ELU :

- **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :**- La contrainte dans le béton :**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8.35 \times 1,45^2}{2} + 1 \times 1,45 = 10.22 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.4 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6244 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 186.59 \text{ Mpa.}$$

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

- État limite de déformation :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{14}{145} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.096 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.093 > \frac{1}{10 \times 1.73} = 0.084$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,00032 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

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

Shéma de ferrailage :

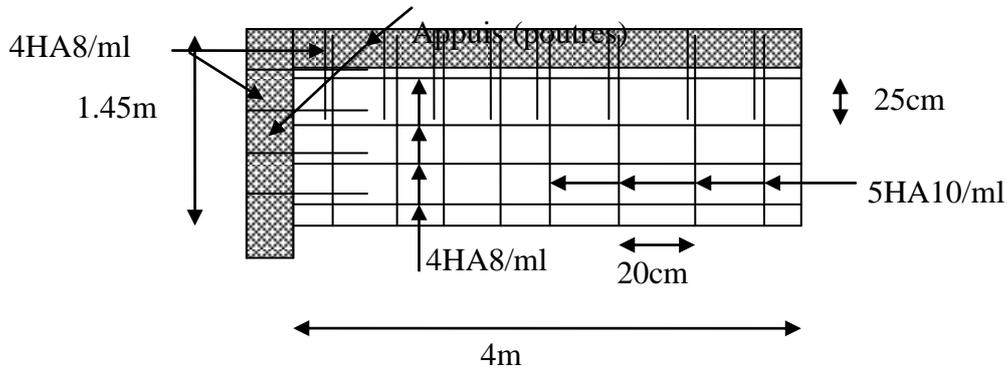


Figure 3.4. Schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

Dalle sur trois appuis (D2) :

$$L_x = 1.26\text{m}$$

$$L_y = 4.4\text{m}$$

$$\rho = \frac{126}{440} = 0.29 < 0.4$$

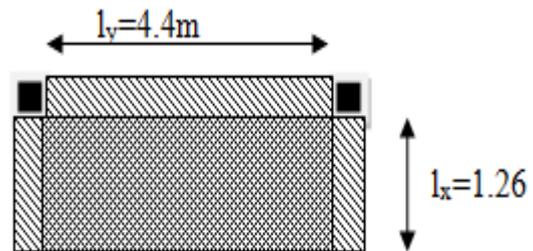


Figure 3.5. Schéma de dalles sur 3 appuis.

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

1. Calcul du chargement

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

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

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 3.5 = 13.16 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.86 + 3.5 = 9.36 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

2. Les sollicitations :

ELU :

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{13.16 \times 1.26^2}{2} = -10.44 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L = 13.16 \times 1.26 = 16.58 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = -7.43 \text{ KN.m} ; \quad V_s = q_s \times L = 11.79 \text{ KN}$$

3. Ferrailage :

- Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

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

Tableau 3.18: le ferrailage de la dalle pleine sur 0 3 appuis

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
10.44	0.051	0.0655	0.117	2.56	5HA10=3.93	20

- Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ m}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm²

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

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$1,45 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

Vérification à l'ELU :

- L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

- **La contrainte dans le béton :**

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.4 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6244 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.23 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 135.65 \text{Mpa.}$$

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

- **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{14}{126} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,11 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{0x}} \Rightarrow 0,093 > \frac{6,32}{10 \times 7,43} = 0,085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0033 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

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

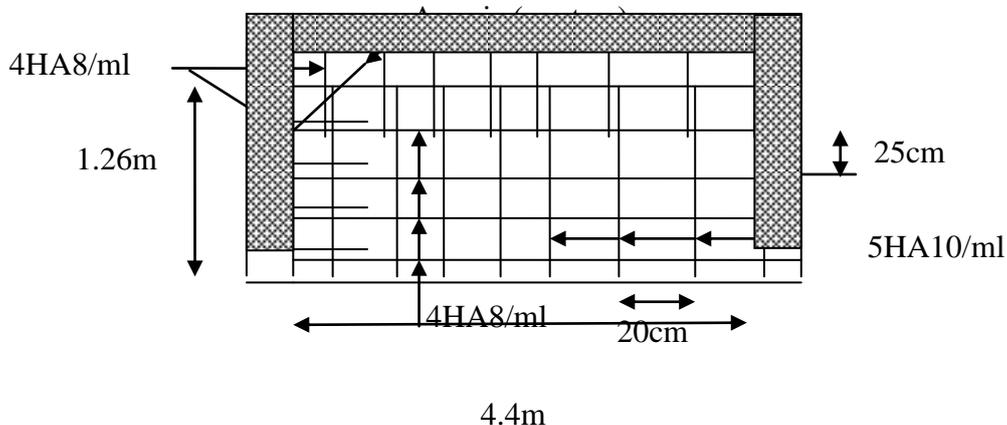


Figure 3.6 schéma de ferrailage des dalles sur 3 appuis.

Panneau de la dalle sur 4 appuis :

$$L_y = 2.65$$

$$\rho = \frac{120}{265} = 0.45$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

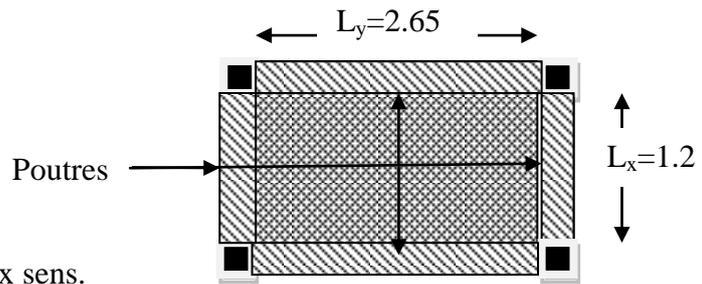


Figure 3.7: panneau de dalle sur 04 appuis

Calcul des sollicitations :

ELU :

On a : $G = 5.86 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 1.5 = 10.16 \text{ KN/ml.} \\ P_s = 5.86 + 1.5 = 7.35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.1036 \times 10.16 \times 1.2^2 = 1.51 \text{ KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.2500 \times 1.51 = 0.38 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_{0u}^x = 1.28 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{0u}^y = 0.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 M_{0u}^x = 0.45 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 M_{0u}^y = 0.114 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

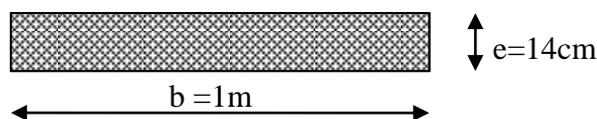


Figure 3.8 Section de la dalle pleine a ferraillé.

Selon Lx :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,00626 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0626}) = 0.0078$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0078) = 0.119$$

$$A_{cx} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{-1.28 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.31 \times \text{cm}^2$$

En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,0022 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0022}) = 0.0027$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0027) = 0.119$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{-0.45 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0,11 \text{ cm}^2$$

Selon Ly :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,00156 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00156}) = 0.00196$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.00172) = 0.119$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{0.32 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.076 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.114 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0,000557 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,000557}) = 0.000697$$

$$z = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.000697) = 0.119$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{-0.114 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.028 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

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

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

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

3. Vérification des espacements :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{cases}$$

On opte $S_t = 25\text{cm}$

Tableau 3.19: Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.

En travée				
Sens-x	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{opt} (cm ² /m)	S _t (cm)
	0.31	1,43	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.076	1,12	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens-x	0,011	1,22	4HA8=2.01	25
Sens-y	0,028	1,12	4HA8=2.01	25

Vérification des diamètres des barres :

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{10.16 \times 1.2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,45}{2}} = 4.98 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{4.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0415 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

Vérification à l'ELS :

$$P_s = 5.86 + 1.5 = 7.36 \text{KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1063 \\ \mu_y = 0,3234 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0.1063 \times 10.16 \times 1.2^2 = 1.55 \text{KN/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,3234 \times 1.55 = 0.5 \text{KN/ml} \end{cases}$$

- **État limite de compression du béton ;**
- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul.

Tableau 3.20: vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Appuis (x)	0.46	3239.4	2.41	0.34	15
Appui (y)	0.15	3239.4	2.41	0.11	15
Travées (x)	1.32	3239.4	2.41	0.98	15
Travées (y)	0.42	3239.4	2.41	0.31	15

- **État limite d'ouverture des fissures :**

La FPN ⇒ aucune vérification à faire.

- **État limite de déformation :****Selon x :**

$$\frac{h}{L_x} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0.11 > 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.039 < \frac{6.70}{10 \times 7.89} = 0.084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Selon y :

$$\frac{h}{L_y} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0.038 < 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ty}}{10 \times M_{ty}} \Rightarrow 0.11 > \frac{1.32}{10 \times 1.55} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche.

- **Vérification de la flèche :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ **CBA93.art(B.6.5.3)**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\text{Selon x : } \frac{h}{L_x} < \frac{1}{16}$$

$$f_{adm} = \frac{120}{500} = 0.24 \text{cm}$$

$$f_{ij} = 0.0757 \text{mm} ; f_{gi} = 0.0126 \text{mm} ; f_{gv} = 0.038 \text{mm} ; f_{pi} = 0.0159 \text{mm}$$

$$\Delta f = 0.0337 \text{mm} < f_{adm} = 2.4 \text{mm}$$

Selon y :

$$f_{adm} = \frac{265}{500} = 0.53 \text{cm}$$

$$f_{ij}=0.00812\text{mm} ; f_{gi}=0.0135\text{mm} ; f_{gv}=0.046\text{mm} ; f_{pi}=0.017\text{mm}$$

$$\Delta f = 0.04\text{mm} < f_{adm} = 5.3\text{mm}$$

7. Schéma de ferrailage :

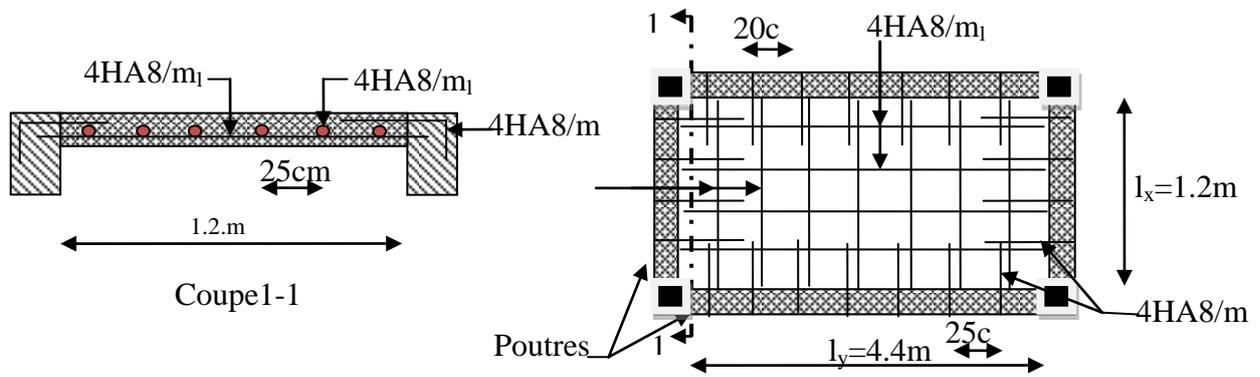


Figure 3.9 schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

3.3. Etude de l'acrotère :

Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

$$Q = 1.0 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.88 \text{ KN/ml}$$

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.085 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 1.33 \text{ KN}$$

Avec

F_p : force sismique

C_p : facteur de force horizontale

W_p : poids de l'acrotère

A : coefficient d'accélération des angles

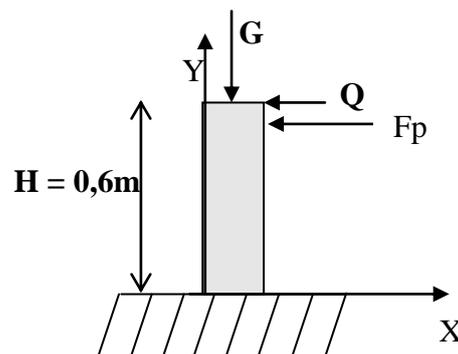


Figure 3.10. Schéma statique de l'acrotère.

Calcul des sollicitations :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \text{Calcul du centre de pression :}$$

$$\sum A_i = S(\text{surface de l'acrotère})$$

Tel que :

$$x_c = 0,062\text{m}$$

$$y_c = 0,33\text{m}$$

Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 1.88 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_P = 1,33 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P \times y_c = 1,33 \times 0,33 \Rightarrow M_{F_P} = 0,4389 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau 3.21. Les combinaisons de calcul

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	1.88	2.54	1.88
M(KN.m)	0.6	0.9	0.6

Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.54} = 0.35\text{m} \\ \frac{H}{6} = 0.1\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5) .

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{1}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm} \quad \text{CBA (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{d'où : } e_2 = 0.32 + 0.02 = 0.322\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \quad \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e = 0.864\text{cm.}$$

$$\text{d'où : } e_t = 33.064\text{cm.4cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,54 \text{ KN}; \quad M_U = N_U \times e_t = 0,84 \text{ KN.}$$

Ferraillage :

Calcul à l'ELU :

$h = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm};$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow (F_e E400); d'o\grave{u} : A'_s = 0.$$

$$\alpha = 0,013 \Rightarrow z = 0,079$$

$$A_U = 0,33 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_U \Rightarrow \text{on adopte } A_U = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6} (1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

Espacement :

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 60 / 3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min (0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2,5; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 1,88 = 2,85 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,036 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 7.54 \times 10^{-2}} = 0.575 \text{ MPa} \quad \text{RPA99(Article A.6.1.2.1)}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Calcul à l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.88} = 0,319 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,319 = -0,269 \text{ m} = -26,9 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times (C)^2 - (d' - C) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - C)}{b}$$

$$q = -2 \times (C)^3 - (d' - C)^2 \times \frac{6 \times n \times A'}{b_0} - \frac{6 \times n \times A \times (d - C)^2}{b_0}$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (36726,84)^2 + \frac{4 \times (-2107,69)^3}{27} = -38266884,69$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)}, \quad a = 2 \times \sqrt{\left(\frac{-p}{3}\right)}, \quad \varphi = 170,4^\circ, \quad a = 53,01$$

$$Y_1 = 29,02\text{cm}; \quad Y_2 = -52,93\text{cm}; \quad Y_3 = 23,91\text{cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 10\text{cm}.$$

$Y_1 = 29,02$; $Y_1 + C = 2,12\text{cm}$	Vérfié
$Y_2 = -52,93$; $Y_2 + C = -79,83\text{cm}$	N'est pas vérifié
$Y_3 = 23,91$; $Y_3 + C = -2,99\text{cm}$	N'est pas vérifié

Donc on choisit $Y_c = 29,02\text{cm}$.

$$Y_{ser} = 2,12\text{cm}.$$

Calcul des contraintes :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2)$$

\rightarrow (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{100 \times (2,12)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 2,12)^2 = 1360,02\text{cm}^4$$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes)}.$$

$$K = \frac{1,88 \times 10^{-3} \times 0,269}{1360,02 \times 10^{-8}} = 37,18\text{MPa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton: } \sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 37,18 \times 0,0212 = 0,78\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots \text{Vérifié.} \\ \text{et} \\ \text{Pour l'acier: } \sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 37,18 \times (0,08 - 0,0212) = 32,79\text{MPa} < 201,63\text{MPa} \dots\dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$

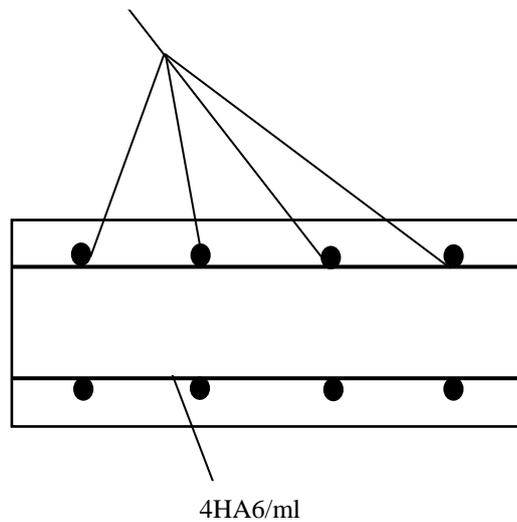
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible } \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\right)$$

Tel que : $n = 1,6$ (les aciers sont de haute adhérence)

Schéma de Ferrailages :

4HA8/ml



Coupe A_A

4HA8/ml

4HA6/ml

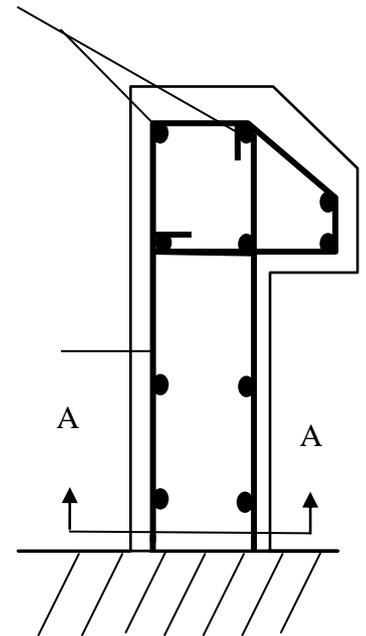


Figure. 3.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère

3. 4. Etude de l'escalier :

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Les escaliers de notre structure sont identiques à tous les étages. Ce sont des escaliers à trois volées. Leurs calcul se fait comme suit ;

Calcul de la volées (1),(3) :

$$G_p = 4.86 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G_v = 7.69 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

Calcul à l'ELU:

$$P_{uv} = 1.35 * G_v + 1.5 * Q = 14.13 \text{ KN/m}$$

$$P_{up} = 1.35 * G_p + 1.5 * Q = 10.31 \text{ KN/m}$$

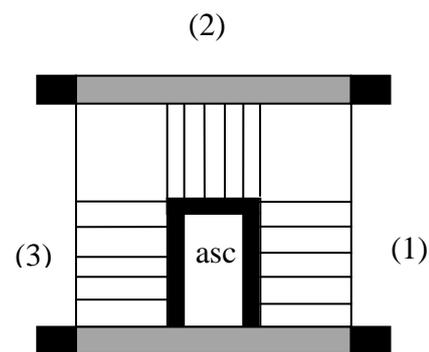


Figure.3.12.Schéma de l'escalier

Calcul des sollicitations :**Les réactions d'appuis :**

$$\sum M_{/B}=0 \Rightarrow R_A = 22.33 \text{ KN}$$

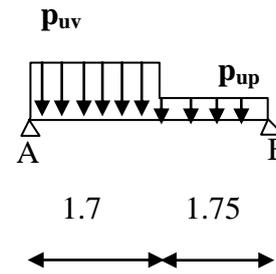


figure.3.13.Schéma statique des volés (1et3) de l'escalier

D'autre part ;

$$R_A + R_B = 38.39 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 42.15 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant :

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 1.7 \text{ m} ;$$

$$\begin{cases} x = 0 ; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.7 ; M_z = 17.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$1.7 \leq x \leq 3.45 \text{ m} ;$$

$$\begin{cases} x = 1.7 \text{ m} ; M_z = 17.54 \text{ KN.m} \\ x = 3.45 \text{ m} ; M_z = -1.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max en travée :

$$M_{0\max} = 17.68 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -8.84 \text{ KN.m} \\ M_t = 13.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant max :

$$T_{\max} = 22.33 \text{ KN}$$

Calcul à l'ELS :

$$P_{sp} = 7.36 \text{ KN/m}$$

$$P_{sv} = 10.19 \text{ KN/m}$$

$$M_{0\max} = 24.94 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -12.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = 18.71 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.3.22.Résultats de ferrailage des volées (1) et (3).

Zone	$M_u(\text{KNm})$	μ_{bu}	A	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
Appui	8.84	0.0432	0.055	2.17	5HA8=2.51	20
Travée	13.26	0.0648	0.084	3.28	5HA10=3.93	20

Armatures de répartition :

➤ **En travée :**

$$q \ A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **En appuis :**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 3\text{HA}8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow S_r = 20 \text{ cm}$$

Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :** $A^t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **En appuis :** $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{22.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.148 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{Donc on ne met pas d'armature transversale.}$$

Vérification des espacements :

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t=20\text{cm} < \min(3.e, 33\text{cm})=33\text{cm}$vérifiée.
- Armatures secondaires : $S_t=33\text{cm} < \min(4.e, 45\text{cm})=45\text{cm}$vérifiée.

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 1.51 + 1.51 = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.02 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 22.33 \times 10^{-3}}{400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Vérfications à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$b = 1.4 \text{ m}$; $S_t = 20 \text{ cm}$; $n = 5$ barres.

$$\Rightarrow \sum U_i = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

Vérification de la contrainte de compression du béton :

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$R_A = 22.33 \text{ KN}$

$R_B = 19.82 \text{ KN}$

$M^{max} (x = 2.38 \text{ m}) = 24.94 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 \times 43.22 = 18.71 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.5 \times 43.22 = - 12.47 \text{ KN.m}$

Calcul de y :

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

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.23 .Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	Mser(KN.m)	I(cm)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	18.71	5657.25	3.21	10.62	15
Appuis	12.47	3911.77	2.65	8.45	15

État limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{315} = 0.0405 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 6.9mm$

Données de calcul :

$$y = 3.21cm$$

$$I = 5657.25cm^4$$

$$E_i = 32164.2 MPa$$

$$E_v = E_i/3 = 10721.4 MPa$$

$$A_s = 3.93cm^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 14 + 15 \times 3.93 = 1458.95 cm^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1458.95} \times \left(\frac{100 \times 14^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 15 \right) = 7.202 cm$$

$$V_2 = 14 - 7.202 \Rightarrow V_2 = 6.798 cm$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.202^3 + 6.798^3) + 15 \times 3.93 \times (6.798 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 175024.23 cm^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 14} = 0.003275$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.003275 \times (2 + 3)} = 6.412$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.56$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = 6.9mm$$

$$f_{ij} = 0.22478617mm ; f_{gi} = 0.22478617mm ; f_{gv} = 1.4132879mm ; f_{pi} = 1.34866828mm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 1.75mm < f_{adm} = 6.9mm \text{ donc la flèche est vérifiée}$$

Calcul de la volée n° 2 :

Ce calcul se fait comme une console.

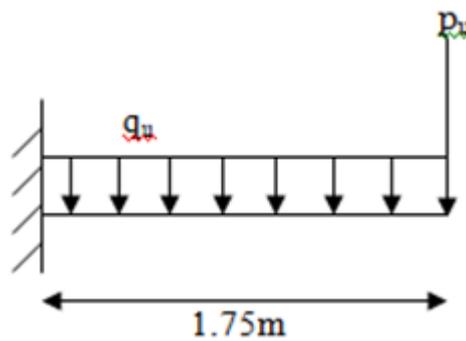


Figure.3.14. Schéma statique de la volée(2)

Calcul à l'ÉLU :

$$G_v = 7.69 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 14.13 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = 1 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = 24 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 26.08 \text{ KN}$$

Ferraillage:

Le ferraillage pour une bande de 1m et d=14cm.

Les résultants des ferraillements sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.24. résultats de ferraillement de la volée(2).

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adopt} (cm ² /ml)	Choix
24	0.117	0.156	0.112	6.135	6.16	4H14

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{calculée} > A_{min}.$$

On ferraille avec A_{cal} .

Soit : $A_{adop} = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 25\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On a : } T = 26.08\text{KN} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \times d} = 0.217\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa}$$

Donc pas d'armatures transversales.

Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 6.16 / 4 = 1.54 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 3HA10 \text{ p.m} = 2.36\text{cm}^2/\text{ml} \text{ avec : } S_t = 33\text{cm}$$

Vérification des espacements :

Armatures principales : $S_t \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$ c'est vérifié.

Armatures secondaires : $S_t \leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 33\text{cm}$ c'est vérifié.

Calcul à l'ELS :

Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$q_s = G_v + Q = 10.19\text{MPa}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l = 17.35\text{KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.3.25 .Vérification des contraintes de compression dans le béton

Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
17.35	4539.05	2.86	10.96	15

État limite de déformation :

Vérification de la flèche :

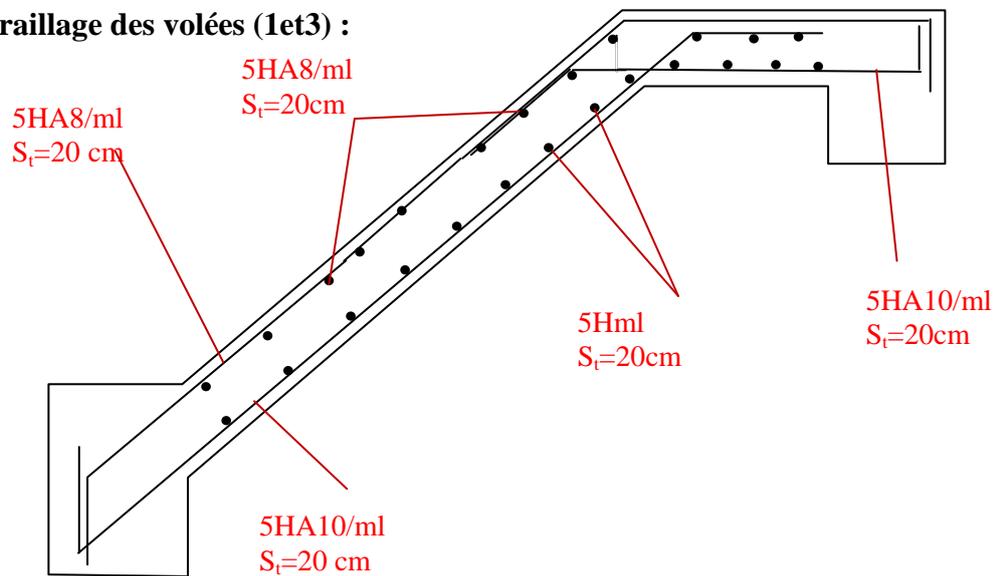
La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

(1) $\rightarrow \frac{h}{L} = \frac{14}{175} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

(2) $\rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0051 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Les conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage des volées (1et3) :



Le schéma suivant montre le ferrailage de la volée (2) :

Figure.3.15. Schémas de ferrailage des volées(1),(3)

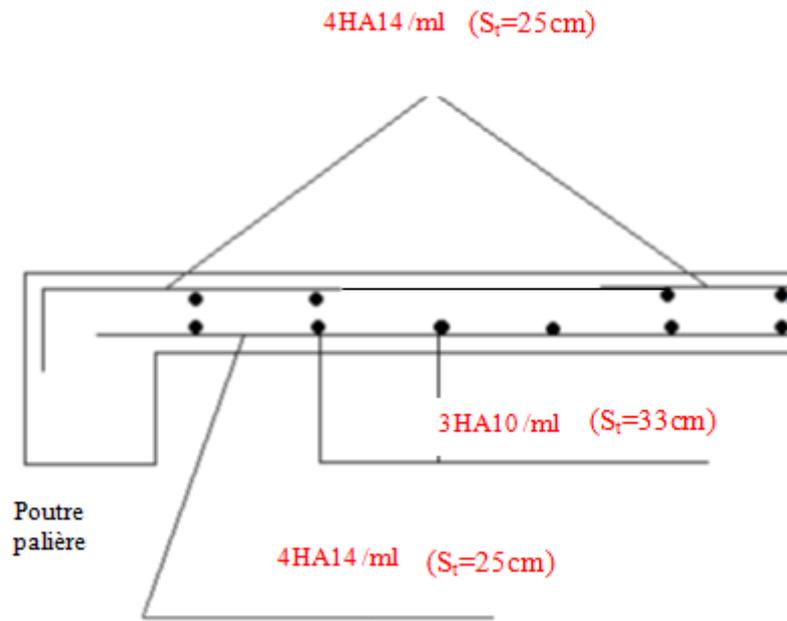


Figure 3.16. Schéma de ferrailage de volée (2)

3.5. Calcul de la poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

Dimensionnement :

$$l/15 \leq h \leq l/10$$

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

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \cdot 0.4 \cdot 0.35 = 3.5 \text{KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \cdot 0.35 \cdot 0.4 / \cos 33.69 = 4.2 \text{KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

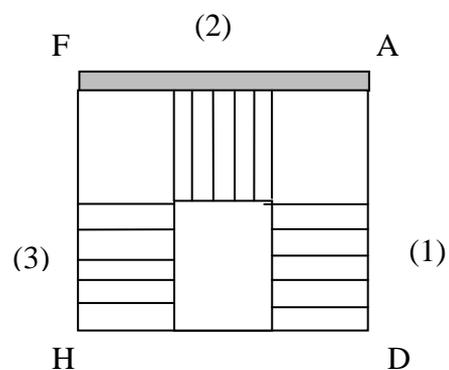


Figure.3.17.Schéma de l'escalier.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$P_v=14.13\text{KN/ml} \quad \text{et} \quad P_p=10.19\text{KN /ml.}$$

Avec :

- P_v :charge transmise par la volée.

P_p :charge transmise par le palier.

Calcul des sollicitations :

$$0 \leq x \leq 1.71\text{m} ;$$

$$\sum M_{/F} = 0 \Rightarrow$$

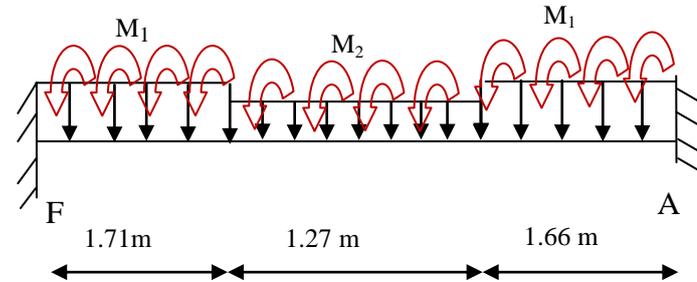


Figure.3.18. Schéma statique de poutre brisée

$$R_A = \frac{(p_v + 1.35g_1) \times \frac{1.71^2}{2} + (P_p + 1.35g_0) \times 1.27 \times 2.345 + (P_v + 1.35g_1) \times 1.66 \times 3.81}{4.64}$$

$$R_A=42.88\text{KN}$$

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_F = 0$$

$$R_A + R_f = (P_v + 1.35g_1) \times 1.71 + (p_p + 1.35g_0) \times 1.27 + (p_v + 1.35g_1) \times 1.66 = 85.82\text{KN.}$$

$$R_F = 42.94\text{KN.}$$

M_0 : moment isostatique de la poutre brisée avec :

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8}.$$

$$q_{eq} = \frac{(p_p + 1.35g_0) \times 1.71 + (P_v + 1.35g_1) \times 1.27 + (P_p + 1.35g_0) \times 1.66}{4.64} \Rightarrow q_{eq} = 18.50\text{KN /ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{18.5 \times 4.64^2}{8} = 49.79\text{KN. m.}$$

$$V_u = 42.92\text{KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrillages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement :

Tableau 3.26.résultat de ferrillage

Localisation	Moment (kN.m)	$A_{cat} (cm^2)$	$\tau_{FS} (MPa)$
En travée	$0.85M_0 = 42.32$	3.3	0.32
En appui	$0.5M_0 = 24.89$	1.92	0.32

Vérifications :**Vérifications à L'ELU :****Condition de non fragilité :**

$$A_t = 3.3 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.38 \times \frac{2.1}{400} = 1.61 \text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 1.92 > A_{\min} = 1.6 \text{cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.32 \text{MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_i^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12 \text{mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.35 \times 0.15 \times (0.32 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.35 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.525$$

On adopte $A_t = 0.6 \text{cm}^2$.

Vérification des espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 34.20 \text{cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Calcul à la Torsion :

Le moment de torsion uniformément répartie M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée ,il est égale au moment aux extrémités(aux appuis).

$$M_t = M_a = 8.84 \text{KN} \cdot \text{m.}$$

$$M_{tmax} = \frac{Mt \times l}{2} = \frac{8.84 \times 4.64}{2} = 20.50 \text{KN.m}$$

Ferraillage :**Armatures longitudinales en torsion :**

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{cm} = 6 \text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 986 \text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(35 - 6) + (40 - 6)] = 126 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

BAEL91 (article I.II)

$$A_t = \frac{20.50 \times 10^3 \times 1.26}{2 \times 0.986 \times 348} = 0.38 \text{cm}^2$$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.50 \times 10^{-3}}{2 \times 986 \times 10^{-4} \times 0.06} = 1.73 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.73 \text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 1.76 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion :

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 15 \text{cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.50 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 986 \times 10^{-4} \times 348} = 0.45 \text{cm}^2$$

En appuis ; $S_t=10$ cm

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.50 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 986 \times 10^{-4} \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature :

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 0.38 + 3.33 = 3.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14=4.62cm²

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 0.38 + 1.92 = 2.11 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12=3.39cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_r = 0.6 + 0.51 = 1.11 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un épingle } \Phi 8$$

$$A_t=3 \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

Le schéma de ferrailage :

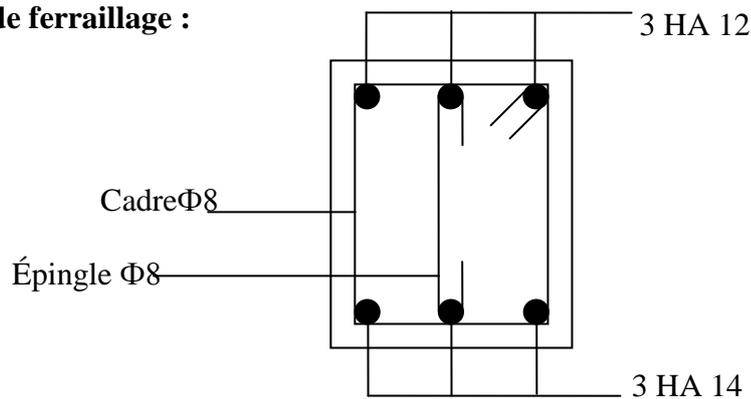


Figure.3.19.Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

3.6. Étude de l'ascenseur :

Étude de la dalle pleine de locale des machines :

Évaluation des charges et surcharge :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20$ cm

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5$ cm)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

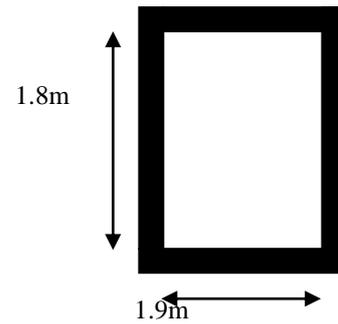


Figure.3.20. Dalle sur quatre appuis (ascenseur)

Charges uniformément répartis :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{1.9} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Les sollicitations :

Calcul à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0456 \times 9.735 \times 1.8^2 = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7834 \times 1.43 = 1.12 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.43 = 1.22 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.43 = 0.43 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.3. 27. Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm^2)	A_a calculée (cm^2)	A_t adoptée (cm^2)	A_a adoptée (cm^2)
Sens xx	1.22	0.43	0.19	0.06	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	1.22	0.43	0.21	0.07	5HA8=2.51	5HA8=2.51

Vérification de condition de non fragilité :

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

➤ En travée :

Sens xx :

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \quad \Rightarrow$$

$$A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.68\text{cm}^2.$$

Sens yy :

$$A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_a bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

En appui :

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.68\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t = 20\text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 20\text{ cm} \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

Vérification au cisaillement :

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.735 \times 1.4}{2 \times \left(1 + \frac{0.9}{2}\right)} = 6.04 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{6.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.0335 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

Calcul à l'ELS ($\nu = 0.2$) :

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 7.1 \times 1.8^2 = 1.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8502 \times 1.21 = 1.03 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.21 = 1.03 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.21 = 0.36 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; A'_s = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.3.28. Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	Xx	1.03	2.51	1.33	10478.2	0.131
	Yy	1.03	2.51	1.28	9317.98	0.141
Appui	/	0.36	2.51	1.33	10478.2	0.131

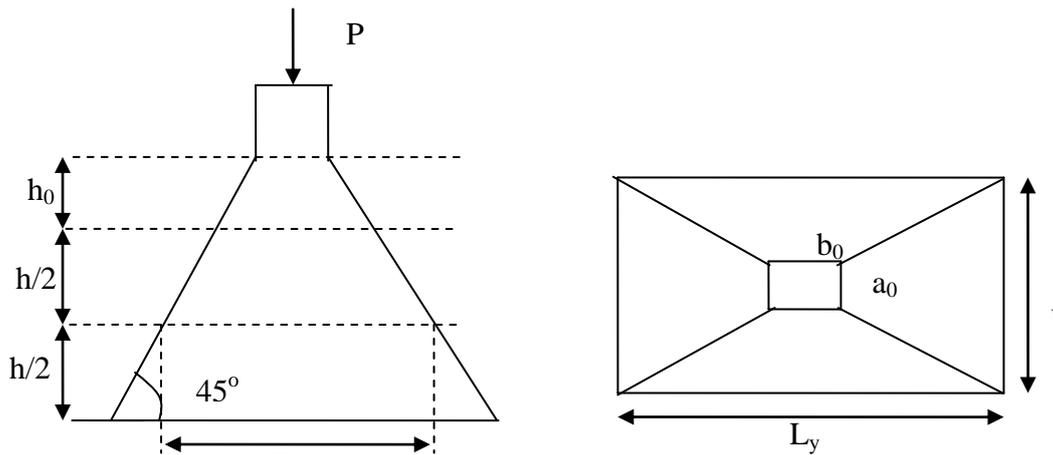


Figure3.21. L'ascenseur

Cas de charges concentrées :

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte (a₀×b₀) agit sur une aire (u×v).

On calcul le rectangle d'impact (u×v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a₀ et u : dimension // à L_x

b₀ et v : : dimension // à L_y

(a₀×b₀) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé ξ=1)

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

Calcul à l'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{1.9} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases} \quad (\text{Annexe III})$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{110}{180} = 0.6$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{110}{155} = 0.6$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 97.6 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.085 \times 97.6 = 8.29 \text{ Nm}$$

$$M_{y1} = 0.067 \times 97.6 = 6.54 \text{ KNm}$$

Moment dû aux poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = 1.66 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = 1.41 \text{ KNm.}$$

La superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.29 + 1.66 = 9.95 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.54 + 1.41 = 7.95 \text{ KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 9.95 = 8.45 \text{KNm} ; \quad M_t^y = 0.85 \times 7.95 = 6.75 \text{KNm}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 2.53 \text{KNm}.$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.3.29. Tableau de ferrailage de le dalle de local des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens xx	8.45	2.53	1.35	0.52	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	6.75	2.53	1.43	0.5	5HA8=2.51	5HA8=2.51

Vérification de condition de non fragilité :

Pour $h > 12 \text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

➤ En travée :

Sens xx :

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h \Rightarrow A_x = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.68 \text{cm}^2.$$

Sens yy :

$$A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 b h = 1.6 \text{cm}^2.$$

➤ En appui :

$$A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

Vérification au non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2)}$$

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440\text{cm}$$

$$q_u = 97.61\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 660\text{KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{97.61}{3 \times 0.88} = 40.67\text{KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.61}{3 \times 0.88} = 40.67\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{40.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.235\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa.}$$

Espacement des armatures :

Sens xx : $S_t = 25\text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$; Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

Sens yy : $S_t = 25\text{ cm} \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$; Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

Calcul à l'ELS : ($\nu = 0.2$):

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = G = 72.3\text{KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.085 + 0.2 \times 0.067) \times 103.3 = 7.114\text{KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = 6.073\text{KNm.}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1\text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0528 \times 7.1 \times 1.8^2 = 1.22\text{KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.21 \times 0.8502 = 1.03\text{ KN.m}$$

La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.114 + 1.21 = 8.324 \text{KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.073 + 1.03 = 7.103 \text{KNm.}$$

Vérifications des contraintes :

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 8.324 = 7.07 \text{KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.103 = 6.04 \text{KNm}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 2.12 \text{KNm.}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A' = 0$.

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.3.30. Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M_{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
Travée	Xx	7.07	2.51	1.33	10478.2	0.897
	Yy	6.04	2.51	1.28	9317.98	0.829
Appui	/	2.12	2.51	1.33	10478.2	0.269

Schéma de ferrailage

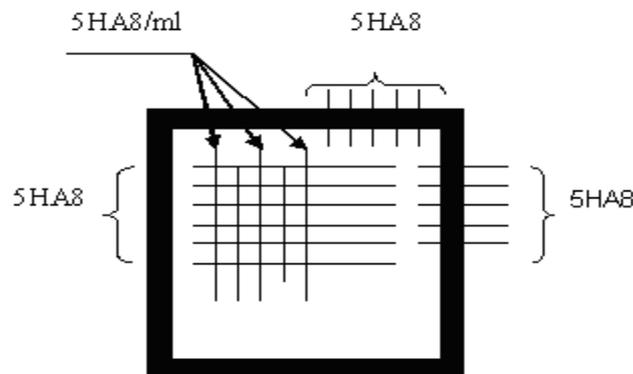


Figure.3.22. schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.

3.7. Calcul des poutres de chaînages :

Définition :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendrent solidaires à la structure elles servent de porte a faux.

Dimensionnement :

La porte maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 3.1m$

Selon la condition de flèche :

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

$$20.66cm \leq h \leq 31cm$$

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 25cm$$

$$b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (25×30).

Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) = 7.87 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (1.875 + 7.87) = 13.15 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 1.875 + 7.87 = 9.74 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 15.79 \text{ KN m}$$

Calcule a l'ELU :

$$M_t = 0.75M_u = 11.85\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_u = 7.89\text{KN.m}$$

Le ferrailage :

Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{m}$$

Tableau 3.31. Armatures longitudinales.

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	$A_s \text{ cal}(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adopté}(\text{cm}^2)$
En travée	11.85	0.0458	0.0586	1.29	3HA10=2.36
En appui	7.89	0.0305	0.0387	0.85	3HA10=2.36

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57\text{mm} \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5\text{cm}^2$

Les espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33\text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

On adopte $S_t = 15\text{cm}$.

Vérifications :

À l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.81 \text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Effort tranchant :

$$V_u = G_u \times \frac{1}{2} = 20.38 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.302 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

À l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_S = 11.7 \text{KNm} \qquad \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

Calcul de y :

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.442 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 16975.74 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.13 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) :

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

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

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

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{310} = 0,097 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,097 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{25 \times 27} = 0,0035 < \frac{4,2}{f_c} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

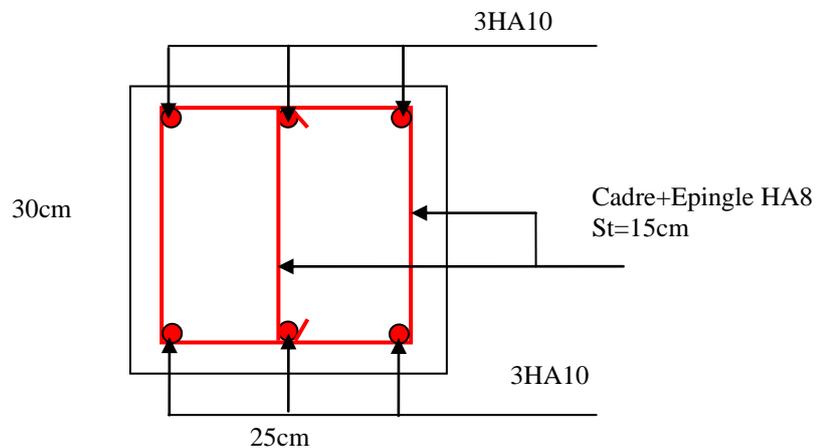
Schéma de ferrailage :

Figure.3.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

3.8. Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à trois volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles, et nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé En dernier, nous avons calculé la poutre de chainage à la flexion simple.

Chapitre 4 :

Étude dynamique

Chapitre 4 : Etude dynamique :

4.1. Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

4.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

4.3. Analyse sismique de la structure :

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ **Calcul de la force sismique totale RPA99(Article 4.2.3) :**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2 (habitation), zone IIa(bejaia) $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3(RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

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

Tableau 4.1 : Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$Q_x=1.1$; $Q_y = 1.05$.

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvée est : $W = 54179,124 \text{KN}$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

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

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 30.6m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 30.6^{\frac{3}{4}} = 0.65s$$

$L_x=31.6\text{m}$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 14.9\text{m}$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{28.8}} = 0.51\text{s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{13.95}} = 0.73\text{s}$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.51\text{s}$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.65\text{s}$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3\text{s} \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.51}\right)^{2/3} = 1.67$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3\text{s} \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.65}\right)^{2/3} = 1.47$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.51 = 0.663\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.65 = 0.845\text{s} \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.10}{5} \times 54179,124 = 2985,811\text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.47 \times 1.05}{5} \times 54179,124 = 3589,49\text{KN}$$

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

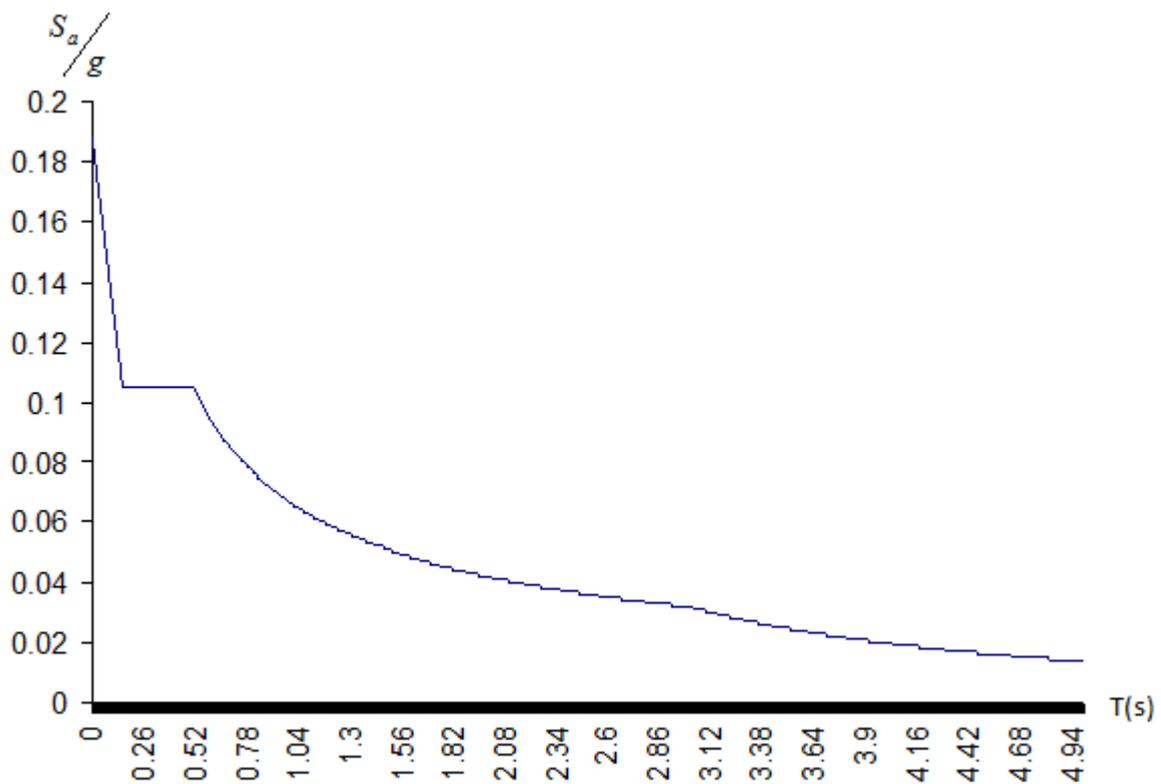


Figure 4.1.spectre de repense.

Notre structure est modélisée avec le logiciel SAP2000 version 14.2.2 Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce

type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

4.4. Disposition des voiles :

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après avoir essayé plusieurs dispositions avec les soucis d'éliminer la torsion dans le mode 1 et 2de vibration et aussi celui d'avoir une interaction voile-portique satisfaisant le règlement RPA99 version pour cela on a opté pour la disposition suivante :

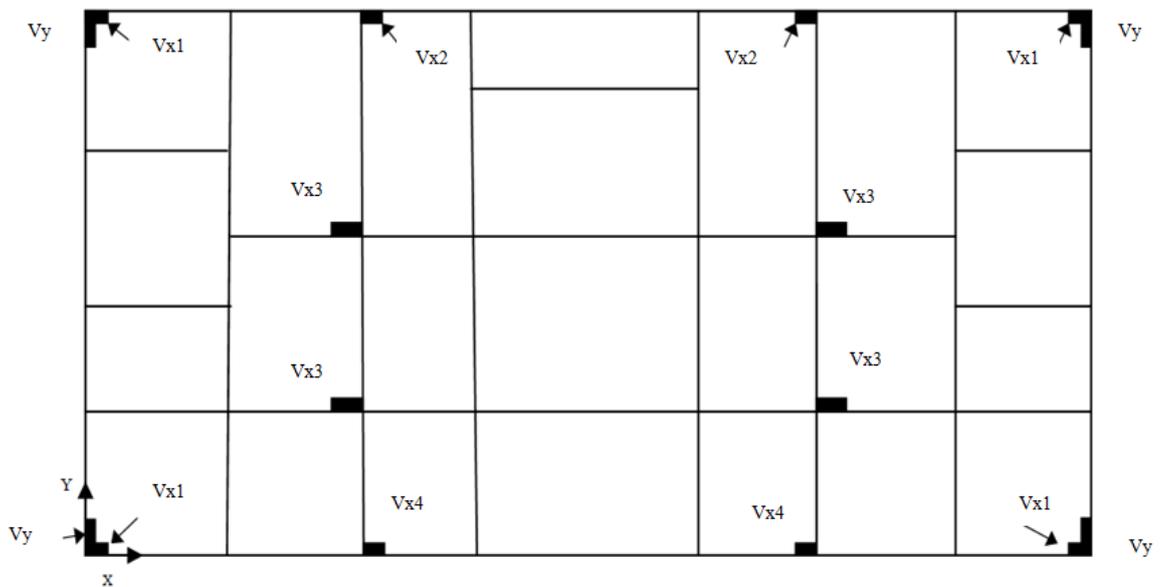


Figure 4. 2 .Disposition des voiles

4.5. Modes de vibrations et taux de participation des masses :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par RPPA99/Version2003 doit être supérieur à 90% de la masse totale de bâtiment.

Tableau 4.2. Taux de participation massique

Mode	Période	Masse modal		Cumulé de la masse modale	
		UX	U	UX	UY
1	0.793	0,720	4,5 E-04	0,720	0,00045
2	0.603	5,1 E-04	0,738	0,720	0,739
3	0.526	0,004	3,8 E-04	0,724	0,739
4	0.253	4E-04	0,120	0,725	0,860
5	0.195	0,126	4,1 E-04	0,852	0,860
6	0.165	9,7E-07	9,6 E-06	0,852	0,860
7	0.138	5,1 E-05	0,048	0,852	0,909
8	0.128	0,055	4,4 E-05	0,907	0,909

Analyse des résultats :

D'après le tableau 4.1 la participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante : $UX = 72\%$, ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y , $UY = 73\%$.

La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 7^{ème} mode dans le sens y et au 8^{ème} mode dans le sens x .

4.6. Interprétation des résultats donnés par le logiciel sap2000v14.2 :

Condition vérifiée pour la période de vibration :

a) Vérification des Modes de vibration :

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

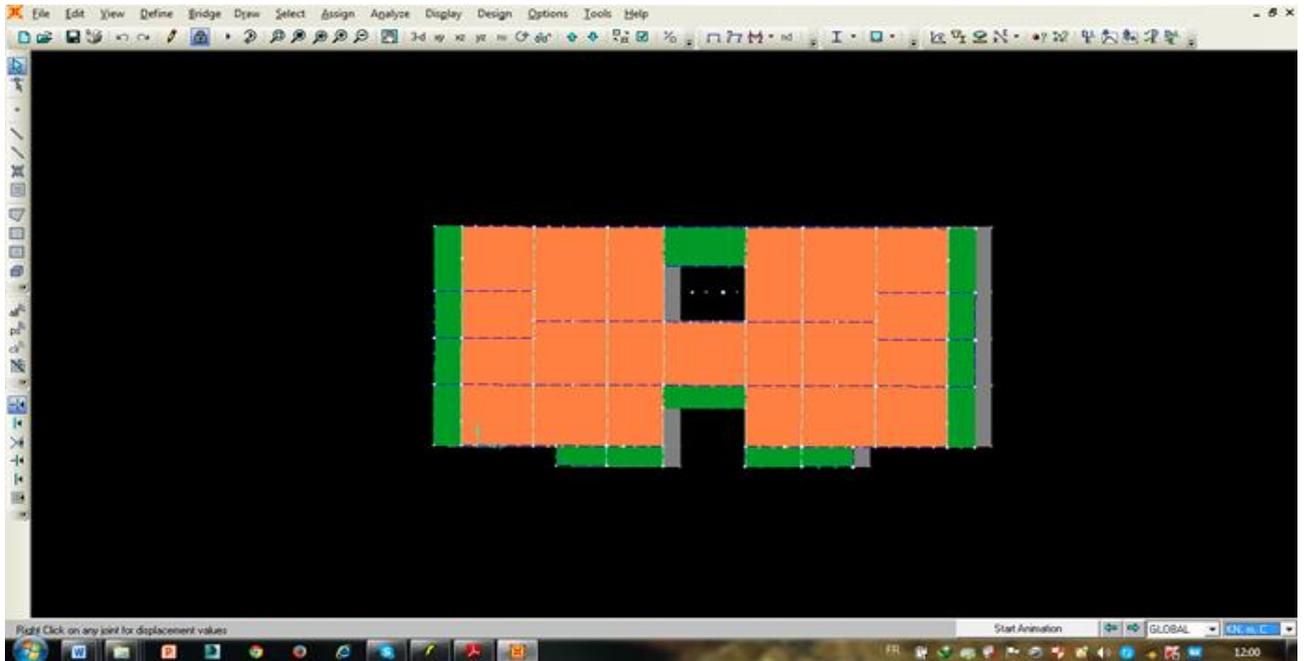


Figure 4.3. Mode 1(translation selonx).

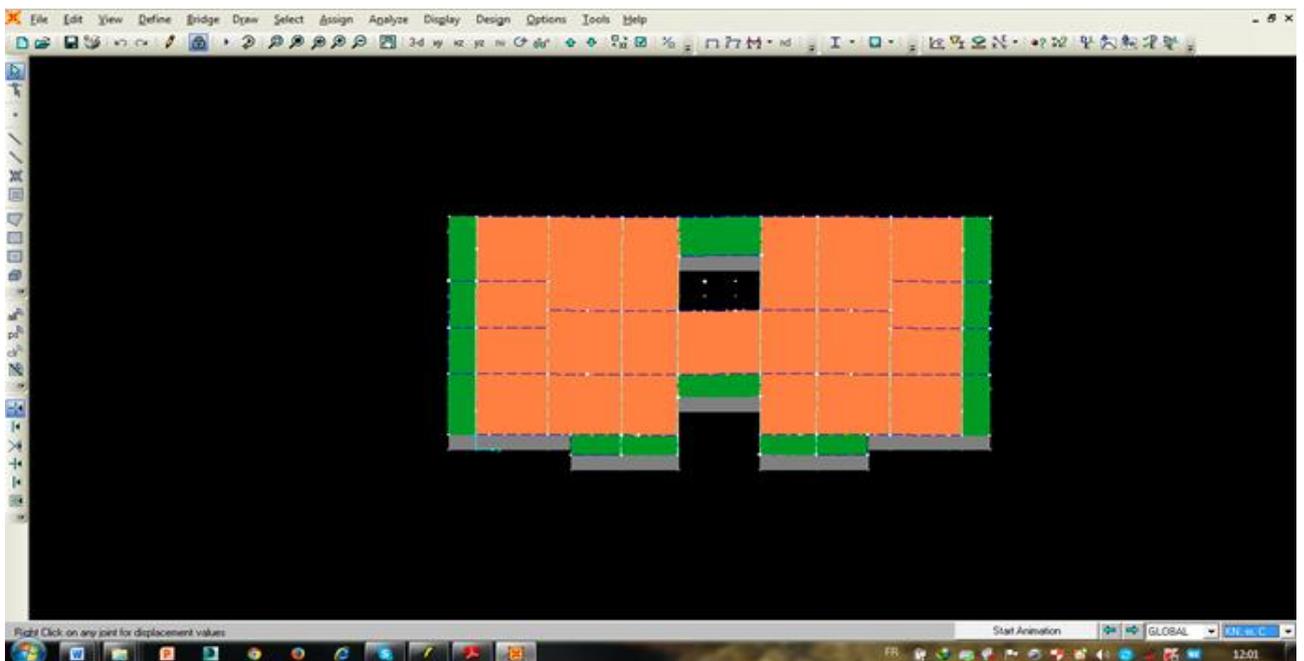


Figure 4.4.Mode 2(translation selony).

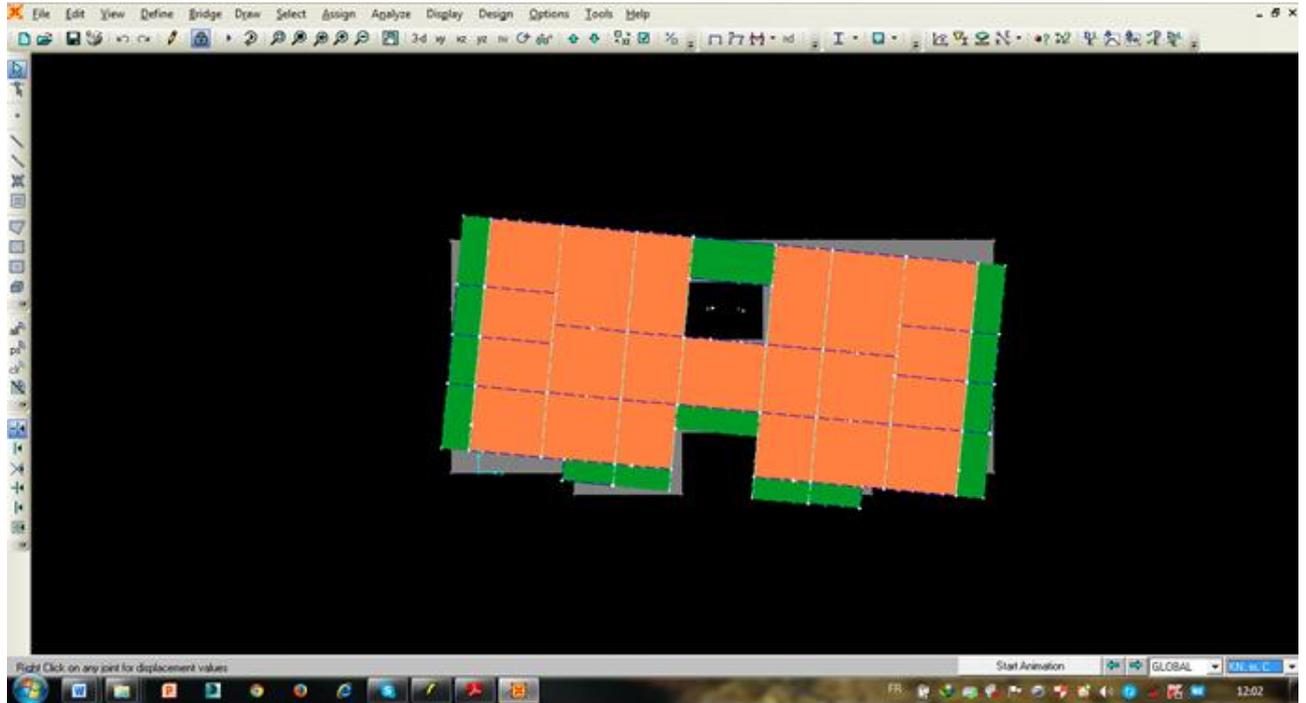


Figure 4.5.Mode3 (torsion selon z)

4.7. Condition vérifiée pour les modes de vibration :

Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau 4. 3. Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique(KN)	0.8Vst(KN)	V dyn(KN)	Observation
Sens xx	2985,811	2388,648	3086,448	Vérifiée
Sens yy	3058,949	2867,159	3196,104	Vérifiée

Vérification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent être prendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles

Tableau 4.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	54489,123	7175,742	88,363	11,63
1^{er} étage	47336,49	7827,973	85,809	14,190
2^{ème} étage	41105,063	7550,359	84,481	15,518
3^{ème} étage	35596,568	6814,103	83,933	16,066
4^{ème} étage	29906,975	6256,727	82,698	17,301
5^{ème} étage	24711,397	5374,844	82,135	17,864
6^{ème} étage	19390,792	4616,59	80,770	19,229
7^{ème} étage	14501,448	3581,062	80,195	19,804
8^{ème} étage	9580,556	2576,209	78,808	21,191
9^{ème} étage	5054,239	1371,597	78,654	21,345

- ✓ On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf les deux derniers étages.

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Tableau4.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
	(KN)	(KN)			(KN)	(KN)		
RDC	1985,05	1047,091	65,466	34,533	2608,953	474,331	84,616	15,384
1^{er} étage	1386,448	1486,6	48,257	51,742	2126,332	748,228	73,970	26,029
2^{ème} étage	1365,868	1327,344	50,715	49,284	2022,006	665,364	75,241	24,759
3^{ème} étage	1368,99	1111,603	55,188	44,811	1970,206	520,653	79,097	20,902
4^{ème} étage	1221,243	1041,736	53,966	46,033	1750,068	517,612	77,174	22,826
5^{ème} étage	1194,989	835,862	58,841	41,158	1644,397	391,394	80,774	19,226
6^{ème} étage	965,927	804,945	54,545	45,454	1353,185	417,091	76,439	23,561
7^{ème} étage	912,397	570,928	61,510	38,489	1196,508	283,235	80,859	19,141
8^{ème} étage	629,853	508,771	55,317	44,682	844,364	267,219	75,960	24,039
9^{ème} étage	622,514	217,962	74,066	25,933	742,382	99,555	88,175	11,824

- ✓ On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les étages.

Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

(Formule 7.2)
$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau 4.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	$B_c(\text{cm}^2)$	aire (cm^2)	N(KN)	v	Remarque
RDC	65*60	3900	2865	0.294	Vérifier
1 ^{er} étage	65*60	3900	2601.06	0.267	Vérifier
2 ^{ème} étage	60*55	3300	2270.564	0.275	Vérifier
3 ^{ème} étage	60*55	3300	1954.683	0.237	Vérifier
4 ^{ème} étage	50*55	2750	1644.714	0.239	Vérifier
5 ^{ème} étage	50*55	2750	1346.952	0.196	Vérifier
6 ^{ème} étage	50*45	2250	1053.663	0.187	Vérifier
7 ^{ème} étage	50*45	2250	769.905	0.137	Vérifier
8 ^{ème} étage	45*40	1800	488.934	0.109	Vérifier
9 ^{ème} étage	45*40	1800	287.265	0.064	Vérifier

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7. Vérification des déplacements relatifs.

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%) ()
9 ^{ème} étages	2,98	14,9	13,8	1,1	306	0.359	2,76	13,75	12,9	0,277	0.1307
8 ^{ème} étages	2,76	13,8	12,5	1,3	306	0.098	2,58	12,9	11,8	0,359	0.179
7 ^{ème} étages	2,5	12,5	11,05	1,45	306	0.473	2,36	11,8	10,5	0,424	0.229
6 ^{ème} étages	2,21	11,05	9,35	1,7	306	0.555	2,1	10,5	9	0,490	0.229
5 ^{ème} étages	1,87	9,35	7,55	1,8	306	0.588	1,8	9	7,35	0,539	0.279
4 ^{ème} étages	1,51	7,55	5,65	1,9	306	0.620	1,47	7,35	5,6	0,571	0.294
3 ^{ème} étages	1,13	5,65	3,75	1,9	306	0.620	1,12	5,6	3,8	0,588	0.310
2 ^{ème} étages	0,75	3,75	2	1,75	306	0.571	0,76	3,8	2,1	0,555	0.294
1 ^{ème} étages	0,4	2	0,65	1,35	306	0.441	0,42	2,1	0,7	0,457	0.245
RDC	0,13	0,65	0	0,65	306	0.212	0,14	0,7	0	0,228	0.147

✓ D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA99/version2003(Art 5.9) :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau 4.8. Vérification à L'effet P-Δ.

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
9 ^{ème} étages	306	5777,127	1,1	840,476	0,025	0,277	841,9	0,019
8 ^{ème} étages	306	10752,18	1,3	1138,624	0,04	0,359	1111,6	0,035
7 ^{ème} étages	306	15912,66	1,45	1483,325	0,051	0,424	1479,7	0,046
6 ^{ème} étages	306	21072,36	1,7	1770,872	0,066	0,490	1770,3	0,058
5 ^{ème} étages	306	26385,3	1,8	2030,851	0,076	0,539	2035,8	0,070
4 ^{ème} étages	306	31698,3	1,9	2262,979	0,087	0,571	2267,7	0,080
3 ^{ème} étages	306	37180,01	1,9	2480,593	0,093	0,588	2490,9	0,088
2 ^{ème} étages	306	42659,77	1,75	2693,212	0,091	0,555	2687,4	0,088
1 ^{ème} étages	306	48384,89	1,35	2873,048	0,074	0,457	2874,6	0,077
RDC	306	54102,33	0,65	3032,141	0,038	0,228	3083,3	0,040

On constate que tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10. donc l'effet P-Δ peut être négligé.

4.8. Conclusion :

Lors de la modélisation plusieurs essais ont été effectués afin de répondre aux exigences du RPA (période de vibration, taux de participation massique, effort tranchant à la base, déplacements effet P- Δ et effort normal réduit).

Et les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées telles que :

Les poteaux :

- RDC et 1^{ère} étage : $(b \times h) = (65 \times 60) \text{ cm}^2$,
- 2^{ème} et 3^{ème} étage : $(b \times h) = (60 \times 55) \text{ cm}^2$,
- 4^{ème} et 5^{ème} étage : $(b \times h) = (55 \times 50) \text{ cm}^2$,
- 6^{ème} et 7^{ème} étage : $(b \times h) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$.
- 8^{ème} et 9^{ème} étages : $(b \times h) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$

Les poutres :

Poutre principale : $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.

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

Chapitre 5 :
Étude des éléments
structuraux

Chapitre 5 : Etude des éléments principaux

5.1. Introduction :

Les éléments principaux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

5.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|-----------------|------------|----------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ | |
| 2) $0.8G+E$ | 5) $G+Q$ | RPA(art. 5.2) |
| 3) $0.8G-E$ | 6) $G+Q+E$ | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables.

$N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$

$N_{min} \longrightarrow M_{correspondant}$

$M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$

5.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

RPA (art 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;
- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes ;

6% en zones de recouvrement.

- le diamètre minimal est de 12mm ;
- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;
- les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC et 1 ^{er} étage	65×60	31,2	156	234
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60×55	26,4	132	198
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55×50	22	110	165
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×45	18	90	135
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×40	14,4	72	108

b) Les armatures transversales :

RPA99(Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$; Où :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- **dans la zone nodale** : $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$ en zone IIa ;
- **dans la zone courante** : $t \leq 15 \times \phi_l$ en zone I et IIa.

ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$; 0.8% si $\lambda_g < 3$; interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$$l_r = 40 \phi$$

Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites à partir de notre modèle (réalisé sous SAP2000). Le tableau suivant en résume les résultats:

Tableau 5.2: Sollicitations dans les poteaux

Poteau	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		V
65x60	2573,502	193,4546	-4,126	29,9987	208,7324	1822 ,077	143,157
60x55	1872,48	17,4847	-59,65	26,6348	164,3917	755,951	105,813
55x50	1404,433	11,7015	-121,766	8,6628	153,4898	68,408	95,47
50x45	955,528	10,2257	-0,995	10,2855	122,2623	333,974	75,591
45x40	523,954	14,7239	-4,439	7,0148	97,9952	112,489	58,044

5.2.2. Ferrailage des poteaux :

a) Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu. Après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau 5.3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A _{inf}	A _{min} RPA	A _{adop}	Barres
RDC, 1 ^{er} étages	65×60	2573.502	193.45	0.00	31,2	34,81	4HA20+8HA16+4HA14
		4.126	29.99	1.33			
		1822.077	208.7324	0.00			
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	60×55	1872.48	17.48	0.00	26,4	28,38	8HA16+8HA14
		59.65	26.63	0.45			
		755.951	164.3917	0.00			
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	55×50	1404.43	11.70	0.00	22	28,38	8HA16+8HA14
		121.76	8.66	0.00			
		68.408	153.4898	7.90			
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	50×45	955.52	10.22	0.00	18	18,47	12HA14
		0.99	10.28	0.61			
		333.974	122.2623	3.34			
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	45×40	523.95	14.72	0.00	14,4	18,47	12HA14
		4.43	7.01	0.41			
		112.489	97.9952	5.53			

Dans le tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage le plus prépondérant est le ferrailage par RPA 99/2003.

b) Armatures transversales :

Tableau 5.4: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	RDCet1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (cm)	60×65	55×60	50×55	45×50	44×45
ϕ_l^{\max} (cm)	2	1.6	1.6	1.4	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4,71	5,1	5,56	6,12	6,8
V_u (KN) SAP2000	143, 157	105,813	95,47	75,591	58,044
l_r (cm)	80	64	64	56	56
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm)	3,097	1,65	1,63	1,42	1,21
A^t_{\min} (cm ²) Zone nodale	4.88	2.7	2.48	2.25	2.05
A^t_{\min} (cm ²) Zone courante	3.25	1.8	1.65	1.5	1.35
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	6HA12=6,76	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 8.66\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

5.2.3. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif (RDC et 1^{er} étage) :

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.142m$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.1732$ (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = 12.37 \Rightarrow \alpha = 0.829$

$B_r = 3654 \text{ cm}^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0.829 \times \left(\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 29.232 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6452.47 \text{ KN}$$

On a : $N_{\max} = 2573.502 \text{ KN} < N_u = 6452.47 \text{ KN}$ condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement.

Le tableau 5.5 suivant montre les vérifications au flambement des poteaux des différents étages :

Tableau 5.5. Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	I (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{\max} (KN)	N_u (KN)
RDC et 1^{er} étage	60×65	306	214.2	17,32	12.37	0.829	29,232	3654	2573,502	6452.47
2^{ème} et 3^{ème} étage	55×60	306	214.2	15,88	13.49	0.823	24,592	3074	1872,48	5388.98
4^{ème} et 5^{ème} étage	50×55	306	214.2	14 ,43	14.84	0.820	20,352	2544	1404,433	444.359
6^{ème} et 7^{ème} étage	45×50	306	214.2	12,99	16.49	0.814	16,512	2064	955,528	3578.79
8^{ème} et 9^{ème} étage	40×45	306	214.2	12,99	18.55	0.805	13,072	1634	523,954	2801.89

Au tableau ci-dessus, on constate que $N_{\max} < N_u$ donc c'est vérifiée.

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

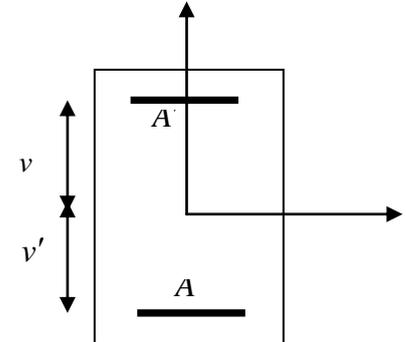


Figure 5.1: Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6: Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section (cm ²)	D (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
RDC et 1 ^{ère} Etage	65x60	58,5	29,232	39,07	25,93	0,017	1010,73	1,575	0,338	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60x55	54	24,592	36,03	23,97	0,012	1018,709	17,292	0,803	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55x50	49,5	20,352	32,99	22,01	0,008	758,828	21,29	1,065	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50x45	45	16,512	29,95	20,05	0,006	498,96	24,064	2,783	15
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45x40	40,5	13,072	26,91	18,09	0,003	243,64	24,23	2,039	15

Sur le tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7: Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ Mpa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
RDCet1 ^{er} étage	60x65	214.2	4,71	0.04	54	143,157	0.407	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55x60	214.2	5,1	0.075	49,5	105,813	0,328	1,875	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50x55	214.2	4,37	0,075	45	95,47	0,326	1,875	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x50	214.2	4,71	0,075	40,5	75,591	0,287	1,875	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x45	214.2	5,10	0,075	36	58,044	0,248	1,875	Vérifiée

➤ **Disposition constructives :**

▪ **Longueur des crochets des armatures transversales :**

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 10\text{cm} \rightarrow L = 10\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80\text{cm.}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70\text{cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm.}$$

▪ **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

• **RDC, 1^{ère} étages :**

$$L' = 2 \times 65 = 130\text{cm} ; \quad h' = \max(51 ; 65; 60 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

• **2, 3^{ème} étages :**

$$L' = 2 \times 60 = 120\text{cm} ; \quad h' = \max(51 ; 60 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

• **4, 5^{ème} étages :**

$$L' = 2 \times 55 = 110\text{cm} ; \quad h' = \max(51 ; 55 ; 50 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

• **6, 7^{ème} étages :**

$$L' = 2 \times 50 = 100\text{cm} ; \quad h' = \max(51 ; 50 ; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

• **8, 9^{ème} étages :**

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm} ; \quad h' = \max(51; 45 ; 40 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

5.1.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

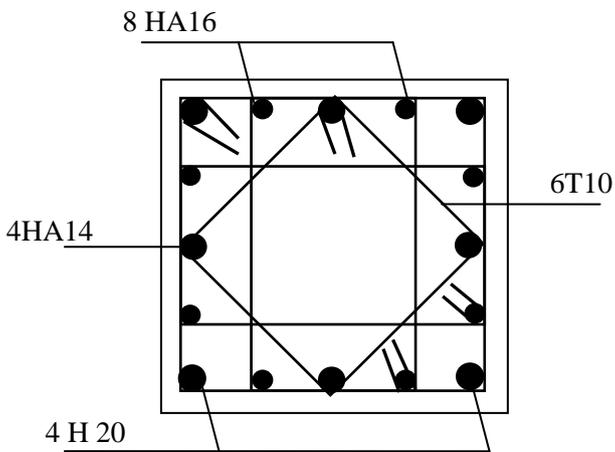


Schéma de ferrailage des poteaux
RDC et 1^{er} étage.

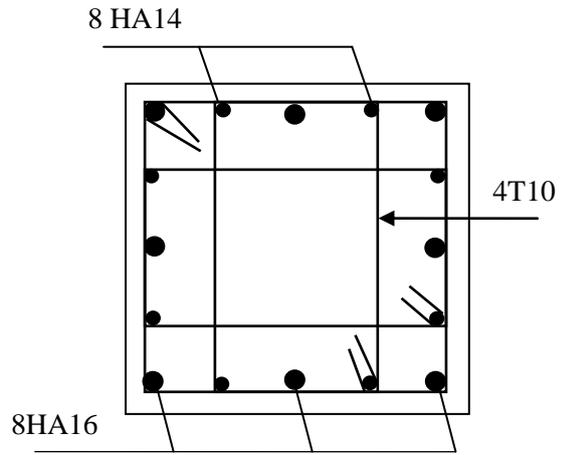


Schéma de ferrailage des poteaux
2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} étage.

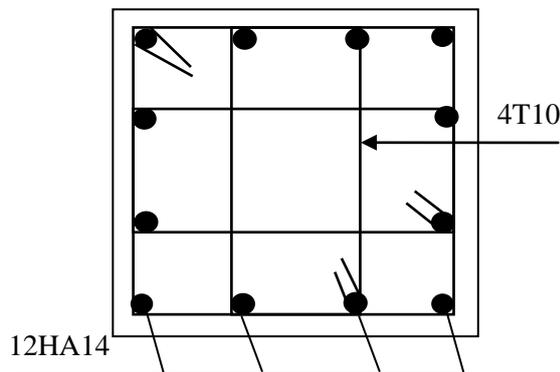


Schéma de ferrailage des poteaux
6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage.

Figure 5.2 schémas de ferrailage des poteaux.

5.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone IIa.

5.3.1. Recommandation du RPA 99 :

➤ Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% ($b \cdot h$) en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % ($b \cdot h$) En zone courante.

6% ($b \cdot h$) En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa .

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

➤ **Les armatures transversales :**

- La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

5.3.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}).$$

5.3.3. Ferrailages des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}).

Les résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.8. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.

Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	M(KN.m)	A(cm ²)	Amin(cm ²)	A adoptée (cm ²)	V(KN)	I _r
Poutre Principale	35x40	Appui	151.53	13.5	7	3HA20+3HA14=14.04	298.33	80
		Travée	127.07	11.026		6HA16=12.04		64
Poutre Secondaire	30x40	Appui	125.22	11.091	6	6HA16=12.04	108.53	64
		Travée	72.28	6.016		6HA12=6.78		48

- **Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :**

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

Poutres principales :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\%b \cdot h = 0,04 \cdot 35 \cdot 40 = 56\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \cdot 35 \cdot 40 = 84\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\%b \cdot h = 0,04 \cdot 30 \cdot 40 = 48\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \cdot 30 \cdot 40 = 72\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les longueurs de recouvrement :

- La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 20\text{mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 2,0 = 80\text{cm} \text{ Soit : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \text{ Soit : } L_r = 50\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \text{ Soit : } L_r = 70\text{cm}$$

b) Les armatures transversales :**1. Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91}$$

$$\text{Poutres principales : } \phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

$$\text{Poutres secondaires : } \phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

2. Calcul de l'espacement :

Selon le RPA :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \text{Min}(10; 14.4; 30\text{cm}) \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}, 14.4\text{cm}, 30\text{cm}) \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

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

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

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

3. Calcul de A_t :

$$\text{Poutres principales : } A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 35 = 1,575\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.575 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié}$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié}$$

5.3.4. Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

-Poutre principales : $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e \rightarrow A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2$ c'est vérifié

-Poutre secondaires : $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e \rightarrow A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2$ c'est vérifié

➤ **Contrainte tangentielle maximale :**

- Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Tableau 5.9. Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	298.33	2.24	Vérifier
Poutres secondaires	108.53	0.95	Vérifier

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa}$ donc : Pas de risque de cisaillement

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

Poutres principales :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot [V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d}] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[298,33 + \frac{-151,53}{0,9 \cdot 0,38} \right] = -4,16 < 0 \text{ aucune vérification à faire}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 298,33}{400} = 8,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Poutres secondaires :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot [V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d}] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[108,53 + \frac{-125,22}{0,9 \cdot 0,38} \right] = -7,74 < 0 \text{ Aucune vérification à faire.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 108,53}{400} = 3,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

5.3.5. Vérification à l'ELS :

a. L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

b. État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Vérification de la flèche dans les poutres

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	92.57	124932.07	16.19	11.99	15
	Travées	52.23	113953.91	15.3	7.01	15
Poutres secondaires	Appuis	35.44	107080.31	16.2	5.36	15
	Travées	26.76	74522.02	13.01	4.67	15

c. État limite de déformation (flèche) :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales :

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0,083 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,055 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b \cdot d} = \frac{12,04 \cdot 10^{-4}}{0,35 \cdot 0,38} = 0,009 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires :

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{40}{440} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0,09 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,075 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,78 \cdot 10^{-4}}{0,3 \cdot 0,38} = 0,0059 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5.2.6 Schéma de ferrailage des poutres :

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés dans schémas ci après :

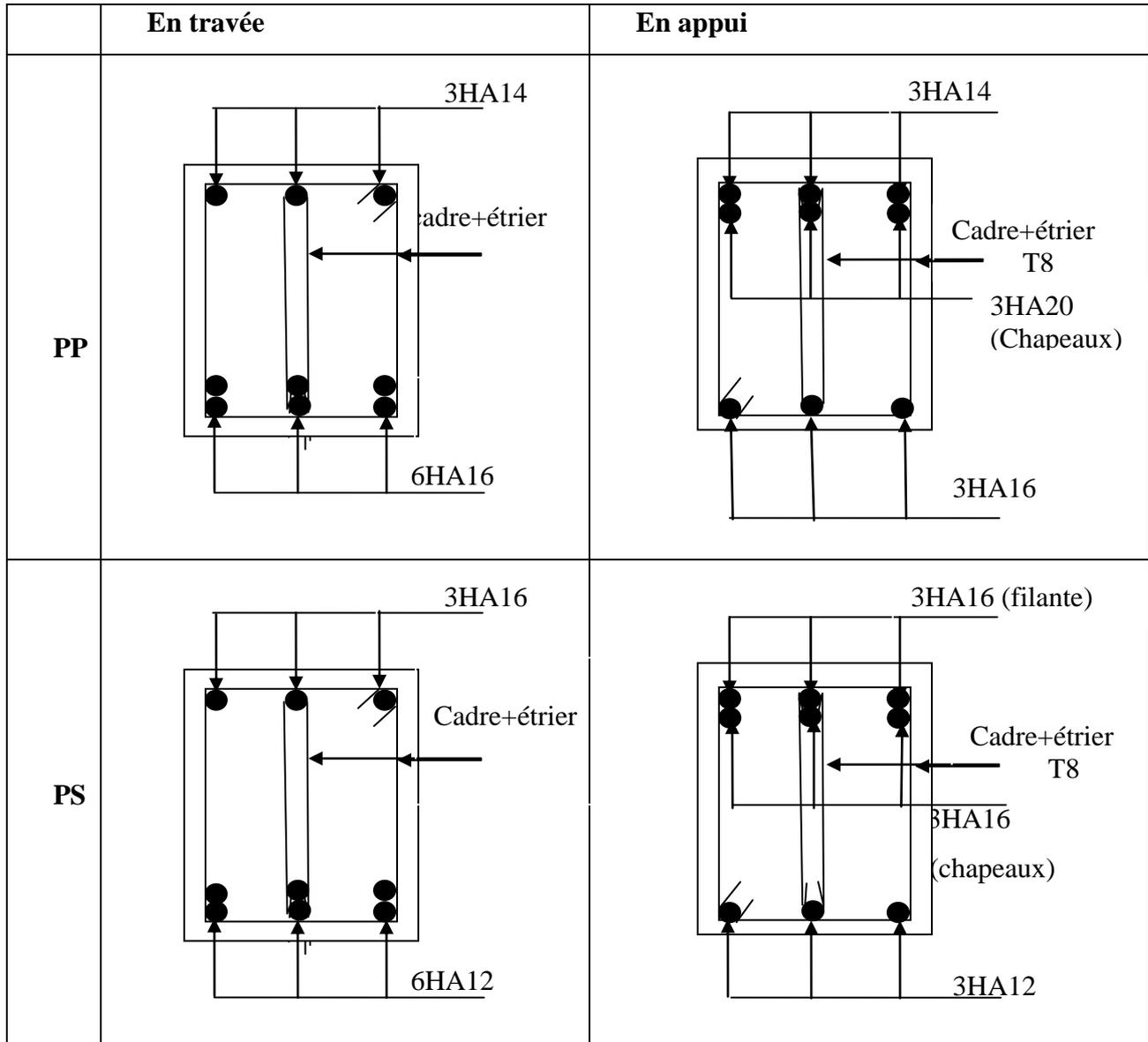


Figure 5.3 schémas de ferrailage des poutres.

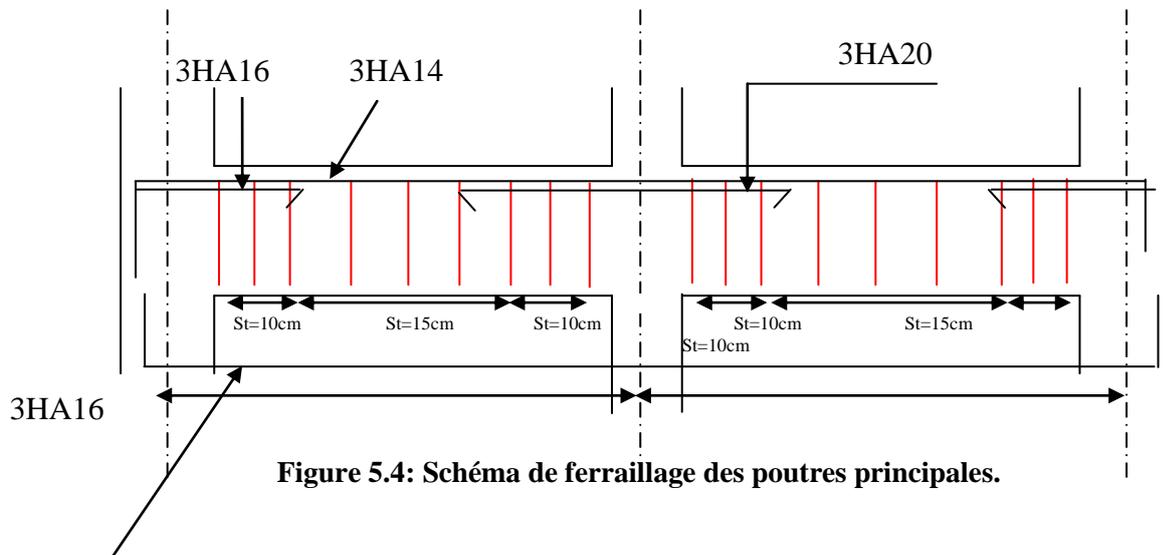


Figure 5.4: Schéma de ferrailage des poutres principales.

5.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers Niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

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 quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

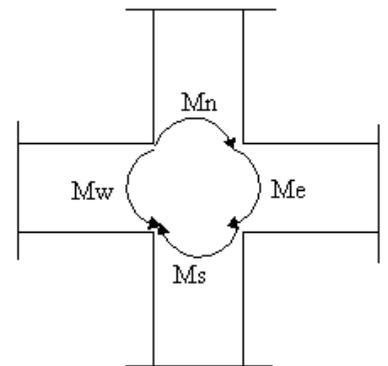


Figure 5.5. La zone nodale

2) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau 5.11. Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section(cm ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
R D C et 1 ^{ère} étage	65x60	55.25	34.81	669.292
2 et 3 ^{ème} étage	60x55	51	28.38	503.688
4 et 5 ^{ème} étage	55x50	46.75	28.38	461.714
6 et 7 ^{ème} étage	50x45	42.5	18.47	273.171
8 et 9 ^{ème} étage	45x40	38.25	18.47	245.854

2) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.5.12. Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25 × (M _w + M _e) (KN.m)
R D C et 1 ^{ère} étage	PP	142.457	142.457	356.093
	PS	80.221	80.221	200.55
2 et 3 ^{ème} étage	PP	142.457	142.457	356.093
	PS	80.221	80.221	200.55
4 et 5 ^{ème} étage	PP	142.457	142.457	356.093
	PS	80.221	80.221	200.55
6 et 7 ^{ème} étage	PP	142.457	142.457	356.093
	PS	80.221	80.221	200.55
8 et 9 ^{ème} étage	PP	142.457	142.457	356.093
	PS	80.221	80.221	200.55

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

5.5. Études des voiles :

Introduction :

Les voiles peuvent être définies comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est faible devant les deux autres. Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leur plan. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres voiles ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- écrasement.

Afin d'éviter ces modes de rupture, on doit veiller sur le respect des modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

➤ Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %** .
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

b) Armatures horizontales :

Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales, les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de diamètre 10ϕ .

c) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

d) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par La section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_E}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\phi < a/10$.

f) Longueur de recouvrement :

$L_r = 40 \phi$ en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20 \phi$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

- Repérage des voiles.
- Ferrailage des voiles.
- Armatures verticales.

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.

$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.

$M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

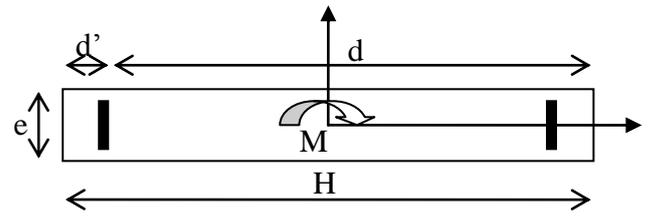


Figure 5.6: Schéma d'un voile plein.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal} , A_{\min}^{RPA})$$

Armatures horizontales : elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adpt} / face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N_{bre} /face : Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_n^{adpt} / ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

5.4.1. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

a).Le tableau 5.13 suivant montre le voile de longueur 0.8m (V_{x1}) :

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1^{ère} étage	1503,014	391,190	9492,944	1096,936	8959,146	743,821	181,551
2et3^{ème} étage	1273,37	386,364	3894,233	930,289	3373,985	626,948	195,57
4et5^{ème} étage	1009,543	339,087	2847,006	736,197	2395,085	496,938	173,197
6et7^{ème} étage	682,906	254,305	2742,19	498,278	2407,104	335,004	130,616
8et9^{ème} étage	243,361	155,666	1595,178	180,179	1394,397	120,439	76,936

b).Le tableau 5.14 suivant montre le voile de longueur 0.85m (V_{x2}) :

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1^{ère} étage	897,221	1,557	1425,358	656,186	453,814	1424,348	118,576
2et3^{ème} étage	781,127	12,83	554,342	569,452	551,622	395,831	125,437
4et5^{ème} étage	632,92	6,009	419,798	461,505	418,710	322,088	108,334
6et7^{ème} étage	438,082	1,155	387,404	320,58	226,171	386,61	80,334
8et9^{ème} étage	188,279	14,709	144,112	102,642	98,68	4,725	58,431

c).Le tableau 5.15 suivant montre le voile de longueur 1m (V_{x4}) :

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1^{ère} étage	1299,204	39,564	2208,851	825,003	638,273	2208,851	165,414
2et3^{ème} étage	1134,559	19,825	919,886	994,934	557,18	915,207	156,57
4et5^{ème} étage	920,93	11,764	595,244	669,797	453,328	594,203	124,981
6et7^{ème} étage	639,706	3,592	479,493	465,493	317,288	478,703	84,045
8et9^{ème} étage	261,294	1,633	209,093	191,731	136,078	207,010	45,105

d).Le tableau 5.16 suivant montre le voile de longueur 2m (V_{x3}) :

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{ère} étage	395,931	395,931	21395,41	3452,811	2319,357	65,992	1030,882
2et3 ^{ème} étage	4198,13	341,778	5510,468	3072,758	2104,441	5451,00	649,017
4et5 ^{ème} étage	3351,243	259,889	5883,69	2441,098	1687,929	5883,69	445,058
6et7 ^{ème} étage	2313,485	180,918	6452,802	1684,496	1173,879	6452,802	296,26
8et9 ^{ème} étage	1008,405	116,023	4171,586	737,351	530,324	4171,586	172,088

e).Le tableau 5.17 suivant montre le voile de longueur 1.5m (V_{y1}) :

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{ère} étage	2638,849	460,039	5869,478	1971,141	1273,854	5275,509	738,385
2et3 ^{ème} étage	2285,381	289,223	4234,225	1693,781	1118,561	3847,921	508,735
4et5 ^{ème} étage	1782,949	177,812	5858,809	1315,098	881,514	5618,228	377,46
6et7 ^{ème} étage	1160,513	121,160	5503,804	853,481	583,099	5346,231	270,284
8et9 ^{ème} étage	498,894	102,033	3261,493	369,909	257,453	3258,482	111,895

5.4.3 Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **SAP2000** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

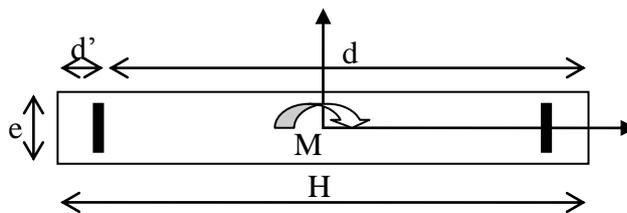


Figure 5.7. Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile. ($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)

A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$(A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t)$$

$A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$(A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c)$$

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.18. Ferrailage du voile $V_{x1}=0.8m$ à tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{ère} étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8et 9 ^{ème} étage	
L (cm)	80	80	80	80	80	
e (cm)	15	15	15	15	15	
M (KN.m)	391,190	391,190	391,190	391,190	391,190	
N (KN)	1503,014	1503,014	1503,014	1503,014	1503,014	
V(KN)	181,551	181,551	181,551	181,551	181,551	
Section	S.P.C	S.P.C	S. P .C	S. P .C	S. P .C	
τ_U Mpa	2.353	2.535	2.245	1.693	0.997	
Av cal /face (cm²)	21.78	17.65	13.51	8.8	2.81	
Av min/face (cm²)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	
Av adop/face (cm²)	24.12	20.36	13.57	10.68	6,28	
N^{barre}/face	12HA16	4HA16+8HA14	12HA12	4HA14+4HA12	8HA10	
S_t (cm)	Extrémité	6	8	6	6	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm²)	2.2	2.376	2.104	1.58	0.934	
Ah min/face(cm²)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	
Ah adop/face (cm²)	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	
N^{barre}/face	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	
S_t (cm)	20	20	20	20	20	

Tableau 5.19. Ferrailage du voile $V_{x_2=0.85\text{ m}}$ à tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{ère} étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8et 9 ^{ème} étage	
L (cm)	85	85	85	85	85	
e (cm)	15	15	15	15	15	
M (KN.m)	897,221	1,557	897,221	1,557	897,221	
N (KN)	781,127	12,83	781,127	12,83	781,127	
V(KN)	118,576	125.437	108.334	80.334	58.431	
Section	S.E.C	S.E.C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	
τ_U Mpa	1.446	1.53	1.321	0.98	0.712	
Av cal /face (cm ²)	12,97	11,88	9.403	6.356	3.453	
Av min/face (cm ²)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	
Av adop/face (cm ²)	13.57	12.44	11.31	11.31	6,28	
N ^{barre} /face	12HA12	11HA12	10HA12	10HA12	8HA10	
S _t (cm)	extrémité	7	7	8.5	8.5	11
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	1.35	1.43	1.24	0.92	0.67	
Ah min/face(cm ²)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	
Ah adop/face (cm ²)	3.93	3.52	3.52	2.51	2.51	
N ^{barre} /face	5HA10	7HA8	7HA8	5HA8	5HA8	
S _t (cm)	20	20	20	20	20	

Tableau 5.20. Ferrailage du voile $V_{y1}=1.5m$ à tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{ère} étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8et 9 ^{ème} étage	
L (cm)	150	150	150	150	150	
e (cm)	15	15	15	15	15	
M (KN.m)	460.039	289.223	177.810	121.160	102.033	
N (KN)	2638.849	2285.381	1782.949	1160.513	498.894	
V(KN)	738.385	508.735	377.56	270.284	111.895	
Section	S.E.C	S.E.C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	
τ_U Mpa	5.10	3.52	2.61	1.868	0.773	
Av cal /face (cm ²)	51.159	41.17	30.74	20.165	10.105	
Av min/face (cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375	
Av adop/face (cm ²)	56.55	49.09	36.19	20.36	10.78	
N ^{barre} /face	18HA20	10HA25	18HA16	4HA16+8HA14	7HA14	
S _t (cm)	extrémité	8	15	8	12.5	21
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	4.785	3.297	2.447	1.75	0.725	
Ah min/face(cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375	
Ah adop/face (cm ²)	5.5	3.93	2.51	2.51	2.51	
N ^{barre} /face	7HA10	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8	
S _t (cm)	20	20	20	20	20	

Tableau.5.21. Ferrailage du voile $V_{x=2,00\text{ m}}$ à tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{ère} étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8et 9 ^{ème} étage	
L (cm)	200	200	200	200	200	
e (cm)	15	15	15	15	15	
M (KN.m)	395.931	341.778	259.889	180.918	116.023	
N (KN)	2724.474	4198.3	3351.243	2313.485	1008.405	
V(KN)	1030.882	649.017	445.058	296.26	172.088	
Section	S.E.C	S.E.C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	
τ_U Mpa	5.35	3.32	2.31	1.54	0.89	
Av cal /face (cm ²)	76.45	67.45	53.77	37.13	16.99	
Av min/face (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	
Av adop/face (cm ²)	78.54	78.54	56.55	56.55	21.99	
N ^{barre} /face	16HA25	16HA25	18HA20	18HA20	7HA20	
S _t (cm)	extrémité	12.5	12.5	11	10	8
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	5.01	3.11	2.16	1.44	0.84	
Ah min/face(cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	
Ah adop/face (cm ²)	5.5	4.71	4.71	4.71	4.71	
N ^{barre} /face	7HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
S _t (cm)	20	20	20	20	20	

Tableau 5.22 Ferrailage du voile $V_{x_4}=1,00\text{m}$ à tous les niveaux.

Niveau	RDC et 1 ^{ère} étage	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8et 9 ^{ème} étage	
L (cm)	100	100	100	100	100	
e (cm)	15	15	15	15	15	
M (KN.m)	39.564	19.825	11.764	3.592	1.633	
N (KN)	1299.204	1134.559	920.93	639.706	261.294	
V(KN)	165.414	156.57	124.981	84.045	45.105	
Section	S.E.C	S.E.C	S. E .C	S. E .C	S. E .C	
τ_U Mpa	1.72	1.62	1.3	0.87	0.47	
Av cal /face (cm²)	20.38	17.16	13.75	9.35	3.83	
Av min/face (cm²)	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	
Av adop/face (cm²)	20.60	20.60	13.76	11.31	5.17	
N^{barre}/face	4HA25+4HA16	4HA25+4HA16	8HA12+6HA10	10HA12	10HA10	
S_t (cm)	extrémité	12.5	12.5	7	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm²)	1.61	1.52	1.22	0.82	0.43	
Ah min/face(cm²)	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	
Ah adop/face (cm²)	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	
N^{barre}/face	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	
S_t (cm)	20	20	20	20	20	

- Exemple d'un schéma du ferrailage du voile : Niveau 8 et 9^{ème} étage de voile (VY1=1.5m) :

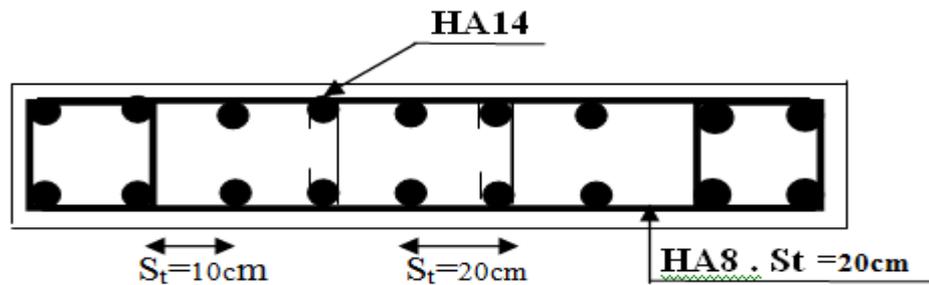


Figure.5.8. Schéma de ferrailage du voile($V_{y1}=1.5\text{m}$) 8^{ème} et 9^{ème} étage.

5.6. 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 ferrillés. Le ferrillage adopté est le minimum donné par le RPA.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le SAP2000.

Chapitre 6 :

Étude des fondations

Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure

6.1. 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 (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

6.2. Choix de type de fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2.4m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.5 bars.

Dans notre cas on a un seul types de fondations à étudier celle qui situent au niveau $Z=0$. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

6.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après *RPA 99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1) G + Q \pm E; \quad 2) 0.8 \times G \pm E$$

6.4 Etude des fondations :

➤ Les Vérifications :

1. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le SAP 2000.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

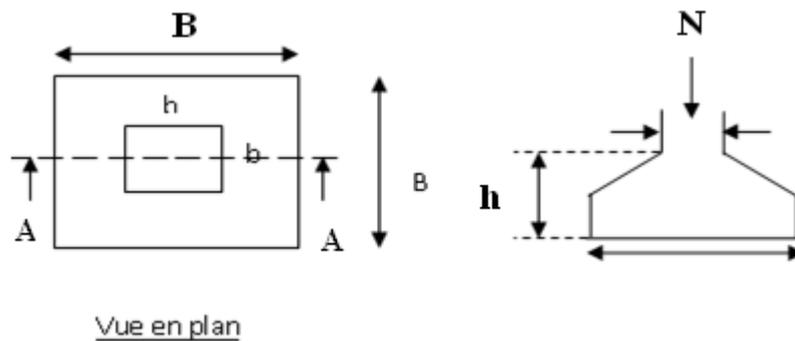


Figure 6.1.Semelle isolée de fondation

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b \times b$), donc $S = B^2$.

$N = 2938.67 \text{ KN}$, $\overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \text{ AN : } B = 4.426 \text{ m}$$

D'après le résultat; on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas, ce qui nous a conduit à vérifier les semelles filantes.

2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

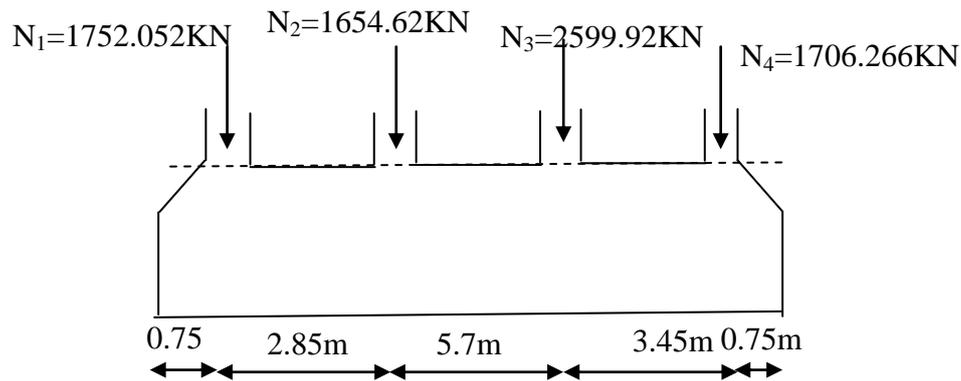


Figure 6.2 : Semelle filante de fondation

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 1752.052 \text{ KN}$, $N_2 = 1654.62 \text{ KN}$, $N_3 = 2599.92 \text{ KN}$, $N_4 = 1706.266 \text{ KN}$

$$\sum N_i = 7712.858 \text{ KN}.$$

$$N_s = 4 \times 200 \Rightarrow N_s = 800 \text{ KN}$$

$$L = 13.5 \text{ m}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 8512.858 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{8.512858}{0.15 \times 13.5} = 4.20 \text{ m}.$$

On a la largeur de notre semelle égale à 4.20 m , donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

3. Vérification de Radier général :

3.1. Définition :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

3.2. Pré dimensionnement :

- **La Condition de coffrage :**

$L_{\max} = 5.7\text{m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{570}{10} \Rightarrow h_t \geq 57\text{cm};$$

Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{570}{20} \Rightarrow h_0 \geq 28.5\text{cm};$$

- **Vérification de condition de rigidité**

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{array} \right.$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

Danc : On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \rightarrow h \geq 87\text{cm}$.

A partir des deux condition (1) et (2), on prend : $h_t=100\text{cm}$ et $h_0=40\text{cm}$.

La surface du radier :

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{71877.145}{150} \Rightarrow S_{rad} \geq 361.19\text{m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de SAP2000.

La surface du bâtiment : $S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 14.9 \times 31.7 \Rightarrow S_{bat} = 472.33\text{m}^2$

On opte $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 472.33\text{m}^2$ (Les débords sont inutiles).

3.3. Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

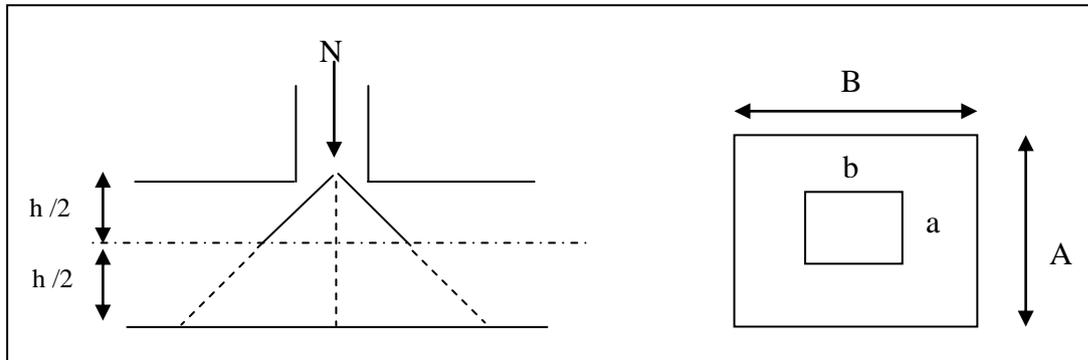


Figure 6.3 : Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 + 0.6 \times 2 + 2 \times 1) \Rightarrow \mu_c = 6.5\text{m.}$$

$$Q_u = 1694.137\text{KN} < 0.045 \times 6.5 \times 1 \times (25000/1.5) = 4875\text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifier}$$

b) Vérification de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = 326.91\text{KN.}$$

$$\tau_u = 0.36\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.36\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a:

$$I_y = 8738.498\text{m}^4, Y_G = 15.85\text{m.}$$

$$I_x = 39553.31 \text{ m}^4, X_G = 7.45\text{m.}$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 54179.124 + 25 \times 0.40 \times 472.33 \Rightarrow N' = 58902.42\text{KN}$$

Avec : $P = \gamma_b \times h_0 \times S = 4723.3\text{KN}$ c'est le poids propre de radier.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X :**

$$N' = 58902.42 \text{ et } M_x = 11765.78\text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.129\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.119\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.127\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.150\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

$$N' = 58902.42\text{KN}; M_y = 7156.635\text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.130\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.118\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.127\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.150\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

d) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le *RPA99*, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Dans le sens X-X : $e = \frac{7156.635}{58902.42} \Rightarrow e = 0.12m < \frac{14.90}{4} = 3.73m \dots\dots\dots$ Vérifier
- Dans le sens Y-Y: $e = \frac{11765.758}{58902.42} \Rightarrow e = 0.199m < \frac{31.7}{4} = 7.93m \dots\dots$ Vérifier

Donc il n'y a pas risque de renversement.

e) Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 2.4m$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 472.33m^2$).

$N = 54179.42 \geq 1.5 \times 2.4 \times 472.33 \times 10 = 17003.88KN \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

3.4. Ferrailage :**a) La dalle du radier :**

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 4.6m$; $L_y = 5.7m$.

- Calcul des sollicitations :**a.1. Calcul a l'É.L.U :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{58902.42}{472.33} \Rightarrow q_u = 124.71KN$$

$N_u = 58902.42 KN$.

N_u : Effort normal (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.81 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 145.14 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 89.04 \text{KNm}$$

- **En travée :**

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 123.37 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 75.68 \text{KNm}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 72.57 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 44.52 \text{KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.4) \text{m}^2$.

- **Condition de non fragilité :**

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 40 \text{cm} ; b = 100 \text{cm} ; \rho = 0.81$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 3.50 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 3.2 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Les résultats sont dans le tableau suivant:

Tableau 6.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier.

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix	S _t (cm)
Sens	Travée	123.37	10.07	3.5	10.78	7HA14	15
x-x	Appui	72.57	5.87	3.5	6.79	6HA12	16
Sens	Travée	75.68	6.12	3.2	6.79	6HA12	16
y-y	Appui	44.52	3.58	3.2	5.95	5HA10	20

a.2. Calcul a l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa.}$$

$$\left. \begin{aligned} V_y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 252.97 \text{ KN} \\ V_x &= \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 191.22 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 252.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{252.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.702 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

a.3. Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{tj} \times \eta}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant:

Tableau 6.2. Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	139.22	10.78	9.29	142086.197	9.102	392.57	Non vérifier
	M _a	81.89	6.79	7.61	96780.66	7.61	360.33	Non vérifier
y-y	M _t	100.88	6.79	7.61	96780.66	7.61	443.89	Non vérifier
	M _a	50.44	3.93	5.95	60253.49	5.95	377.34	Non vérifier

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées. Donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivants:

Tableau 6.3. Résumé des résultats de ferrailage à LELS.

		M (KNm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	139.22	3.5	7HA20=21.79	15
	Appui	81.89	3.5	7HA16=14.07	15
Sens y-y	Travée	100.88	3.2	8HA16=16.08	12.5
	Appui	50.44	3.2	8HA12=9.05	12.5

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{f_{tj} \times \eta}\right) = 201.63MPa$$

-Vérification des contraintes :

Tableau 6.4 : vérification des contraintes de radier

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	139.22	12.41	245262.26	7.04	200.85	Vérifier
	M_a	81.89	10.39	175873.02	4.84	178.86	Vérifier
y-y	M_t	100.88	10.98	195116.40	5.65	194.04	Vérifier
	M_a	50.44	8.62	123117.07	3.53	186.26	Vérifier

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

3. Schéma de ferrailage :

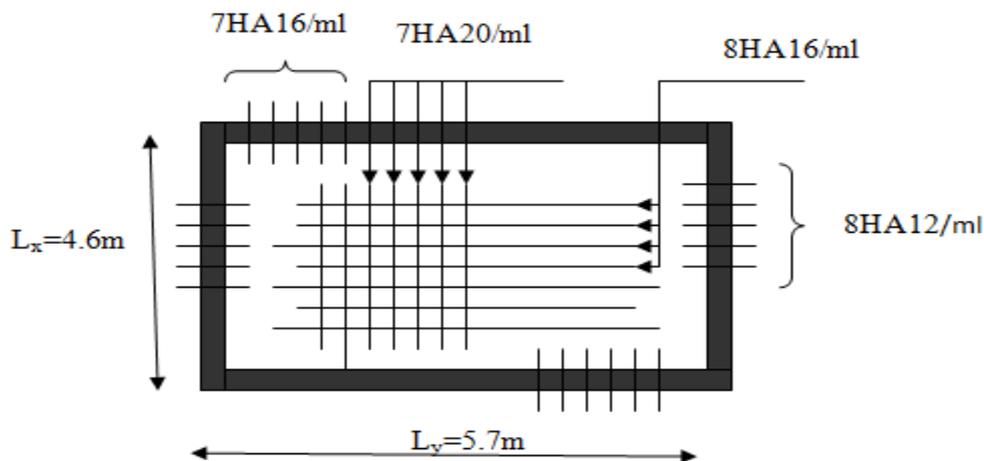


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage du radier

b) Calcul des nervures :**b.1. Les nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

- **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

- **Charges triangulaires :**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

$$Q_u = 124.71 \text{ KN/m}^2.$$

- **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

▪ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

▪ **Moment en travée :**

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• **Sens (x-x):**

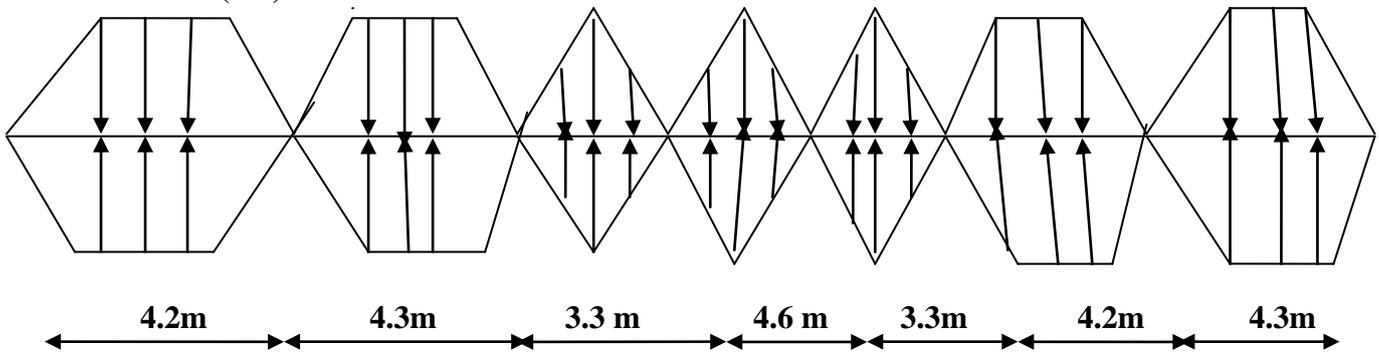


Figure.6.5. Schéma statique de la nervure dans le sens xx.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5 : Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens x-x.

Localisation	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	859.06	505.33
M_s (KN.m)	493.58	290.35
V (KN)	701.15	

• Sens (y-y):

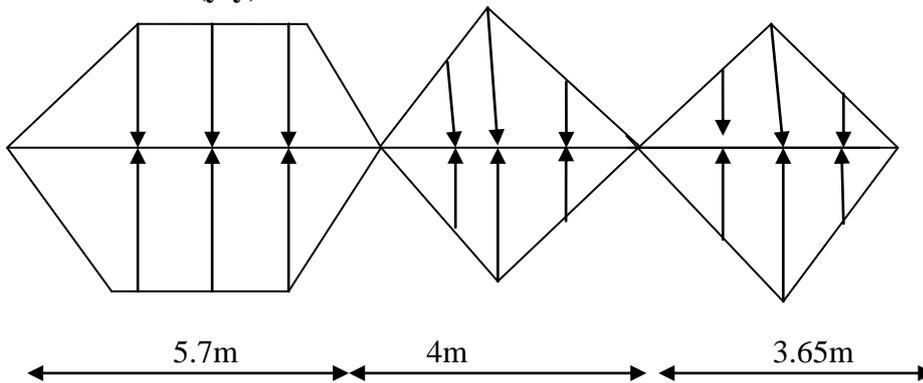


Figure.6.6. Schéma statique de la nervure dans le sens y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.6 : Sollicitations maximales dans le sur la nervure dans le sens y-y .

Localisation	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	1468.02	863.54
M_s (KN.m)	856.3	837.07
V (KN)	1727.087	

b.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=1m$

$h_0=0,4m$

$b_0=0,6m$

$d=0,95m$

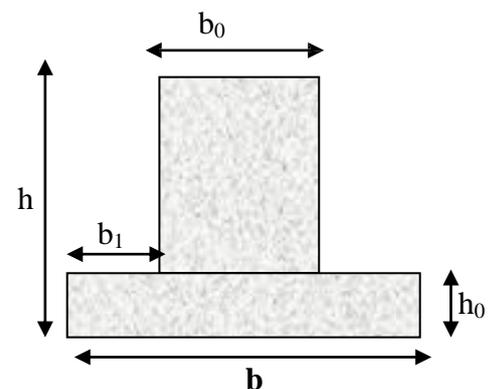


Figure.6.7: Section a ferrailé.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{570}{10}; \frac{460}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(75; 230)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 50\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 160\text{cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.7. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

		$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	A_{min}	Choix	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	859.06	26.55	18.35	10HA20	31.42
	appuis	505.33	15.48	18.35	10HA20	31.42
Y-Y	Travée	1486.02	46.12	18.35	10HA25	49.09
	appuis	863.54	26.69	18.35	10HA25	49.09

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.8. Vérification de l'effort tranchant :

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	701.15	0.46	2.5	vérifiée
Sens X-X	1727.087	1.14	2.5	vérifiée

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.857; 6; 2.5) = 25\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}.$$

- **Espacement des aciers :**

Soit 5HA10=3.93 cm² (carde entourant les barre des angles plus un petit cadre pour des milieux+épingle).

$$\begin{array}{l}
 \text{-Les espacements:} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 40\text{cm} \\
 St \leq \frac{f_e * A_t * 0.8}{b * (\tau_u - 0.3f_{t28})} \rightarrow St \leq 30.91\text{cm} \\
 St \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} \rightarrow St \leq 65.5\text{cm} \\
 \text{Soit : } st=20\text{cm.}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats des contraintes dans le béton et l'acier sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 6.9. Vérification des contraintes des nervures de radier.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	493.58	20.89	2673504.31	3.35	178.45	vérifiée
	M_a	290.35	20.89	2673504.31	1.97	104.97	vérifiée
y-y	M_t	856.30	25.32	4440946.60	4.88	201.53	vérifiée
	M_a	837.07	25.32	4440946.60	4.77	197	vérifiée

On remarque que les contraintes dans les aciers sont vérifiées.

- **Acier de peau :**

Les aciers de peau ne reprennent aucune sollicitations, elles sont utilisées dans le cas les poutres de grande hauteur ($h > 60\text{cm}$) pour empêcher la fissuration du béton.

$$A_p = 0.2\% (b \times h) \rightarrow A_p = 3\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2.$$

Schéma de ferrailage des nervures :

Sens x-x:

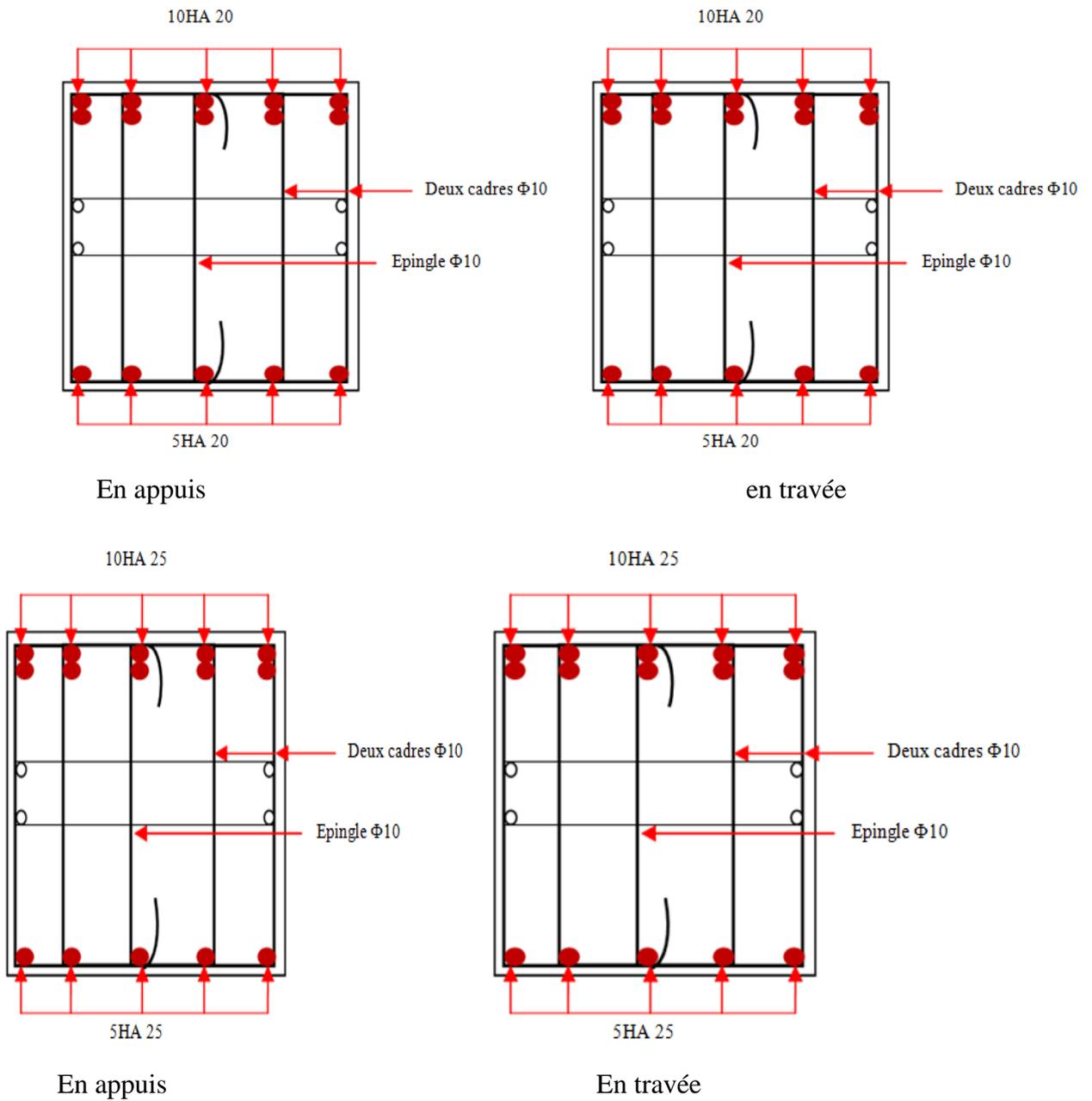


Figure.6.8 : Schéma de ferrailage des nervures.

6.5. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusion dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de réalité.
- La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction.
- La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeable.
- Si la justification de l'interaction de la structure est satisfaite, donc le facteur économique est respecté.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA et cela est dû au surdimensionnement de ces dernières et à l'existence des voiles et aussi par les exigences du l'RPA qui valorise la sécurité par rapport à l'économie.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a une contrainte de 1.5 bar. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface de projet, et cela nous a conduit à opter pour des fondations sur radier qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair

que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- Respect de règlement parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.

ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	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 Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

PLAN

Résumé :

Ce projet présenté une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la commune d'Akbou dans la wilaya de Bejaia. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé **(RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99)**, cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000version 14.2.2 .

Afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Abstract:

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a ground floor addition (09) floors, located in the town of Akbou in the wilaya of Béjaia. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete **(RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99)**, this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 version 14 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

