



UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Spécialité : Structures en génie civil

Etude d'un bâtiment a usage d'habitation en RDC+9+SS ayant un portique contreventé par des voiles en béton armé.

Réalisé par:

-Taib-Solimane Akrem

-Benabbas Rafik

Encadrée par:

❖ **Dr. DJAHRA**

Devant le jury composé de :

Président: berahma

Examineur: Mm hammat

Blida1, Septembre 2022

Introduction générale

Les phénomènes déclencheurs notamment les séismes constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens.

L'Algérie, est particulièrement sa partie nord n'est pas à l'abri de tels phénomènes destructifs et c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la construction tout en tenant compte de multiples facteurs (site, nature du sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol /structure ...ets).

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure.

Dans le cadre de ce projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage bureau, implanté dans une zone de forte sismicité (Zone III), comportent entre sol +RDC et 9 étages à **BOUFARIK**. Qui seront menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, poutrelle, escalier, les dalles).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en **3D** sur le logiciel de calcul **SAP 2000 version 14**.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape portera sur l'étude de fondation.

I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+9+Sous sol (parking)**) à usage de bureau, avec terrasse accessible et terrasse inaccessible, situé à la commune de Boufarik dans la wilaya de Blida (Boufarik) qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Les calculs menés sont conformes aux règlements **CBA93 [3]**, **RPA99 (Version 2003) [1]** et tout règlements en vigueur en Algérie.

I.2.1. Situation :

Ce bâtiment fait partie du projet « R+9+ étage+entre sol », qui se trouve à la commune BOUFARIK



Figure I.1 : Site du Projet.

I.2.2. Description architecturale :

L'ouvrage en question est un bâtiment de forme irrégulière. Le contreventement est assuré par une ossature portiques auto stables en béton armé contreventé par des voiles en béton armé.



Figure I.2 : Vue en plan.

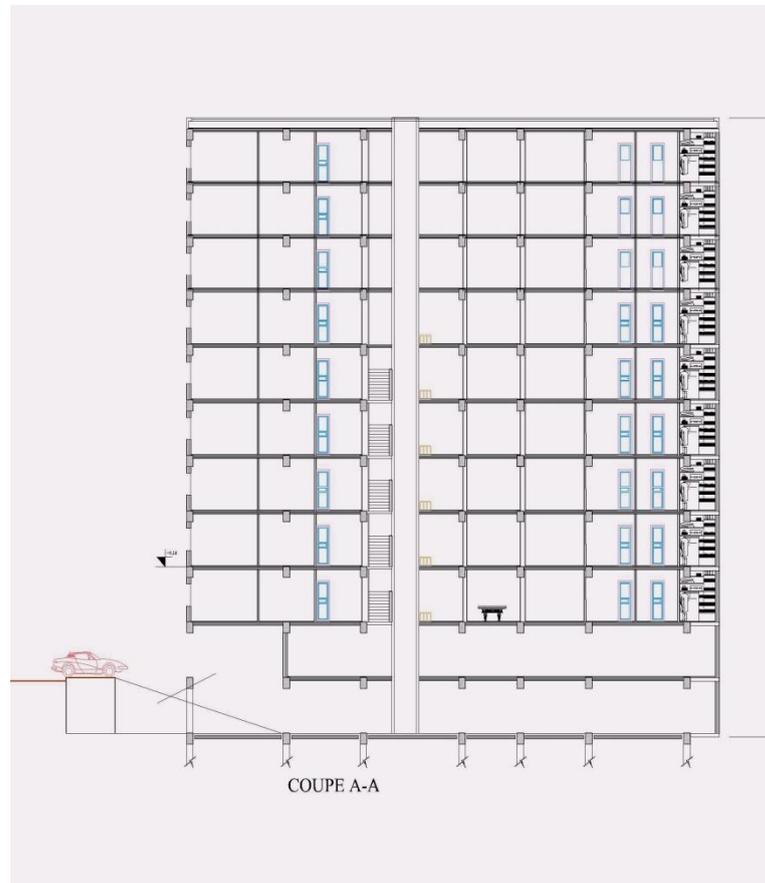


Figure I.3 : coupe A-A.

I.2.3. Occupation en chaque niveau :

Le bâtiment comporte :

1. Un niveau d'entre sol (espace de service *parking *).
2. Un Rez-de-chaussée.
3. Les 9 étages sont à usage d habitation .

I.2.4. Caractéristiques géométriques :➤ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère **34,6 m.**
- Hauteur du entre sol **3,06 m.**
- Hauteur du rez-de-chaussée **3,40 m.**
- Hauteur de l'étage courant **3,06 m.**

➤ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale en plan **31,25 m.**
- Largeur totale en plan **24,5 m.**

I.2.5.. Classification du bâtiment selon l'RPA 99 version 2003 :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 », car il est à usage d'habitation collective et usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48 m

I.2.6. Caractéristiques structurales :**-Ossature et system de contreventement :**

Notre bâtiment situant en **zone (III)**, et de hauteur totale de 34,6 m ; en se référant au (RPA 99/Version 2003/article 3.4.A : 1-a et 1-b) qui exige un système de contreventement contient des voiles et portiques.

-Plancher :

Nous avons choisi deux types de plancher :

- TYPE 1 Plancher à corps creux (tous les étages)
- TYPE2 dalle plaine.

-Escalier :

La structure comporte trois types d'escaliers :

- Le premier type d'escalier du entre sol.
- Le deuxième type d'escalier du RDC.
- Le troisième type d'escalier du première étage jusqu'au étage technique.

Les types d'escaliers composent de 2 volées et 1 palier (pour RDC et entre sol , étages courant).

-Terrasse :

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

-Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

-Revêtement et Enduits :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

-L'acrotère :

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

Dans notre projet, on a deux types d'acrotère sur le plancher terrasse accessible et terrasse inaccessible.

-Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- d- La contrainte admissible du sol est de **200 bar**.
- e- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **-3,06m** par rapport à la cote du terrain naturel actuel.
- f- La catégorie de site **S3** : site Meuble.

I-2-7. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- **RPA 99/version 2003. [1]**
- **BAEL 91 modifié 99. [2]**
- **CBA 93. [3]**
- **DTR BC 2.2. [4]**

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé « **BAEL91 modifié 99** » [2] et tous les règlements applicables en Algérie « **RPA 99 version 2003** » [1] et « **CBA93** » [3].

I.3.1. Béton :**a. Composition du béton :**

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment** : le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm.
 - Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) mm.
 - Gravier de dimension ($15 \leq D_g \leq 25$) mm.
- **Eau de gâchage** : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

La composition courante de 1m^3 de béton est :

- 350 Kg de ciment CPA 325(CEM II).
- 400 l ($17-19 \text{ KN/ m}^3$) de sable $D_g \leq 5$ mm.
- 800 l (17 KN/ m^3) de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25$ mm.
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certaines qualités à savoir :

1. Une résistance mécanique élevée.
2. Un retrait minimum.
3. Une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton : [2]**b.1. Résistance du béton à la compression :**

Dans les cas courants, au point de vue technique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{ci} = 1,1 \cdot f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à un jour, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve alors $f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa}) \quad [2]$$

c.2. Module d'élasticité différé «Evj» :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad [2]$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{\bar{f}} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations.
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations.

e. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f. Les contraintes limites de calcul :**f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du quelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 21,74 \text{ MPa}$

θ : Coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée $> 24\text{h}$

$\theta = 0,9$ si la durée $> 1\text{h}$ et $< 24\text{h}$

Si non $\theta = 0,85$.

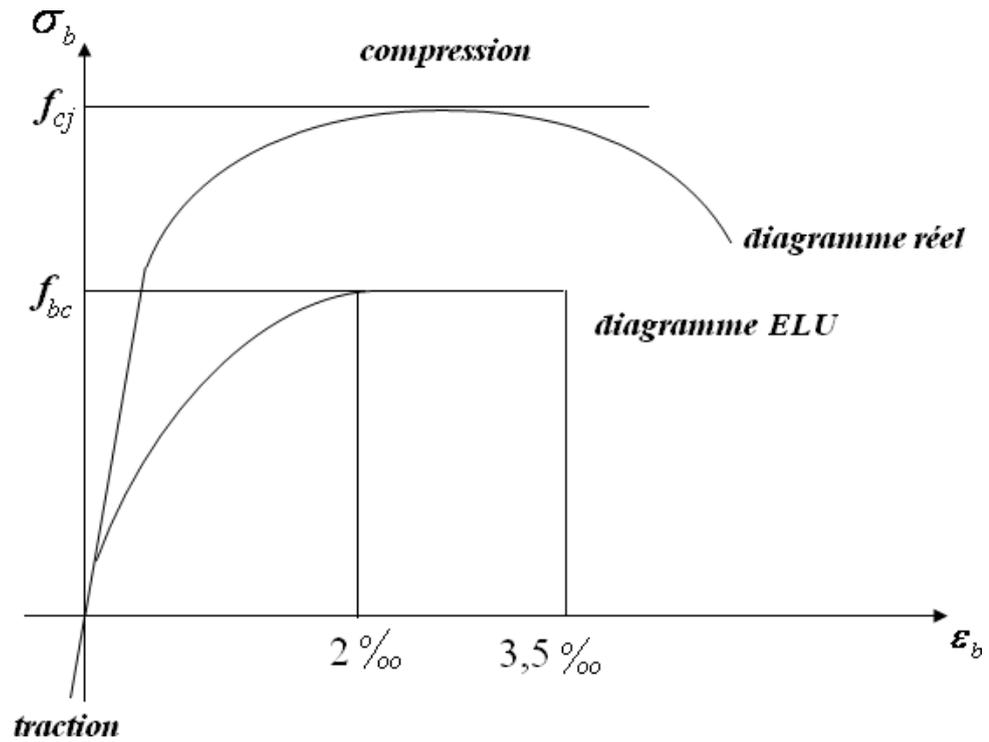


Figure I.4 : contraintes-déformations à l'ELU.

Contrainte du béton :

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$

$$\rho_{bc} = 0,25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$

$$\rho_{bc} = f_{bc}$$

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) : [2]

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quelle la construction ne peut plus Assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- l'état limite de service vis à vis de la compression de béton.
- l'état limite de service d'ouverture des fissures.
- l'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$ [2]

$f_{c28} = 25MPa$ on trouve : $\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

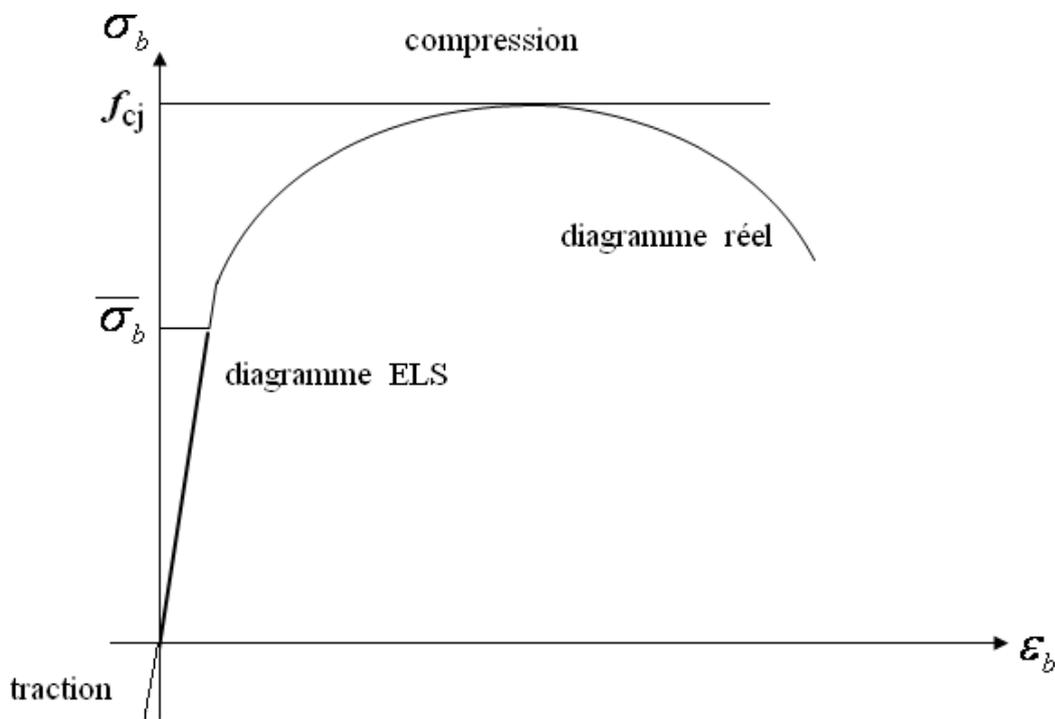


Figure. I.5 : Diagramme contraintes déformation à l'ELS.

I.3.2. Aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Donc la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24.
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40.
- Treillis soudés (TS) : FeE520.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): FeE24 ($f_e=235$ MPa).
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e =400$ MPa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e= 520$ MPa.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul : [2]**c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

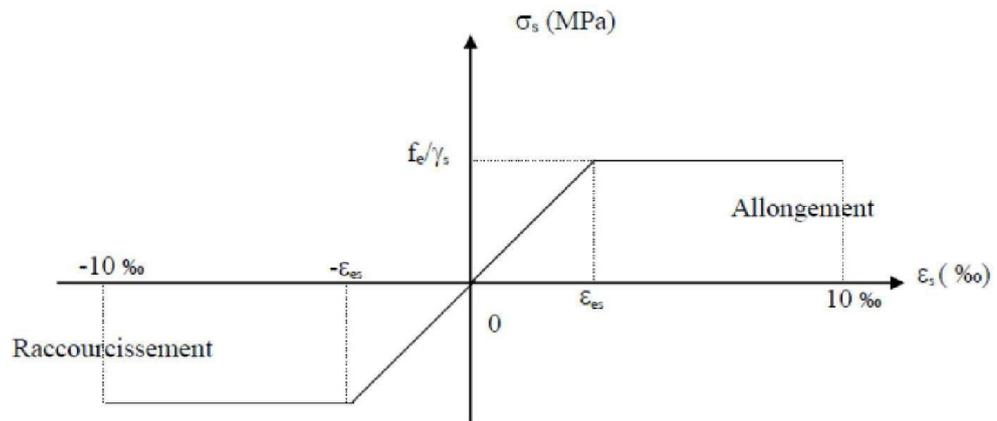


Figure.I.6 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

$$\varepsilon_s : \text{Déformation (allongement) relative} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}, \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

L'abscisse limite de la droite d'élasticité vaut :

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\varepsilon_s = \frac{400}{1,15 \times 2,10^5} = 1,74 \text{ ‰}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{matrix} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{matrix}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $-\varepsilon_s \leq \varepsilon_{es} \Rightarrow \rho_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

$$-\varepsilon_{es} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \Rightarrow \rho_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier.

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

$\eta = 1,30$ pour les aciers à haute adhérence $< 6\text{mm}$.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation :

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

I.4. Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le digramme contrainte-déformation du béton est celui défini au paragraphe f1.
- Le digramme contrainte-déformation de l'acier est celui défini au paragraphe c1.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots.

PREDIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement Des Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

II.2.1 Planchers à corps creux :

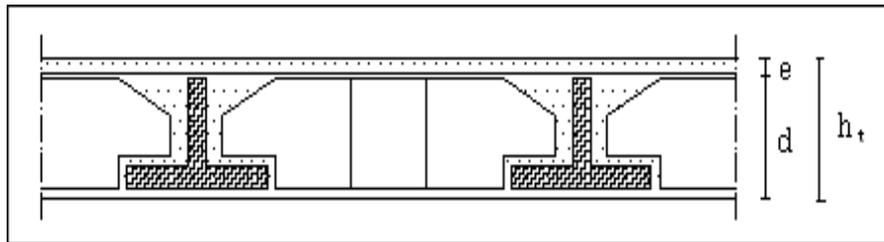


Figure II.1 : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

h_t : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle

On a:

$$L = 570 - 30 = 540 \text{ cm}$$

$$\frac{540}{25} \leq ht \leq \frac{540}{20}$$

$$21,6 \leq ht \leq 27$$

Alors : $h_t = 24$

Donc on adopte une épaisseur de : 24cm

On prend : $h = (20+4) \text{ cm}$

II.3. Evaluation Des Charges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Les charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher Terrasse :

a. Evaluation du plancher terrasse inaccessible a corps creux (20 + 4) cm :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- Gravillon de protection (e=5cm ; ρ=17kN/m ³)	1
2- Étanchéité multicouche (e=2cm ; ρ=6kN/m ³)	0,12
3- Papier kraft	0,05
4- forme de pente (e _{moy} = 7cm ; ρ=22kN/m ³)	1,54
5-Isolation thermiques (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m ³)	0,16
6- Par vapeur (1cm ; ρ=6kN/m ³)	0,06
7- Plancher à corps creux (20+4) cm	3,30
8- Enduit plâtre (2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20
Total	6,43

Tableau II.1 : Les charges permanentes plancher corps creux terrasse inaccessible.

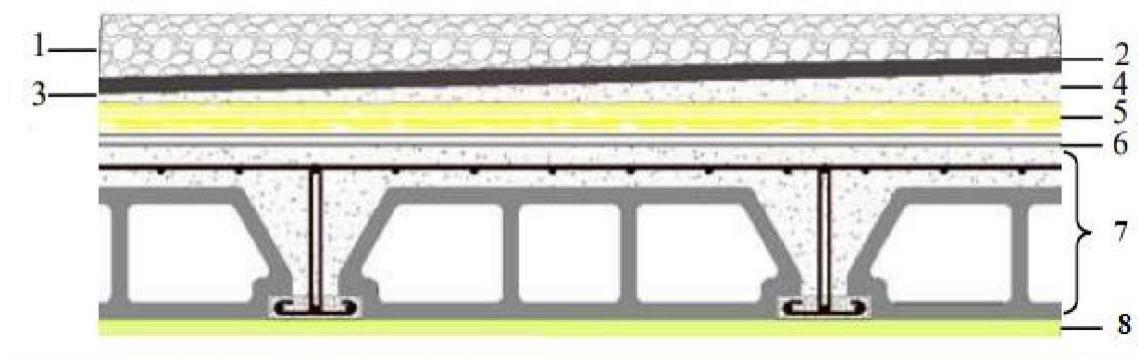


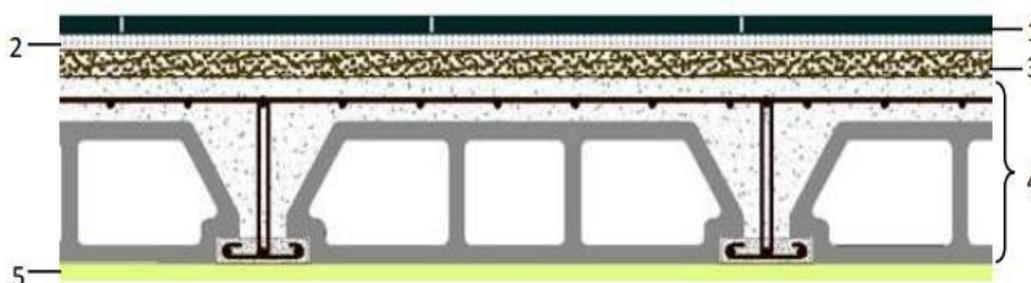
Figure II.2 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

b. Evaluation du plancher terrasse accessible à corps creux (20 + 4) cm :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- carrelage (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,4
2- mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,4
3- Étanchéité multicouche (e=2cm ; ρ=6kN/m ³)	0,12
4-Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³)	0,54
5- forme de pente (e _{moy} = 7cm ; ρ=22kN/m ³)	1,54
6-Isolation thermiques (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m ³)	0,16
7- Plancher à corps creux (16+5) cm	3,30
8- Enduit plâtre (2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20
Total	6,66

Tableau II.2 : Les charges permanentes plancher corps creux terrasse accessible.**II.3.1.2 Plancher étage courant :****Evaluation du plancher étage courant a corps creux (20 + 4) cm :**

Composants	Poids (KN/m ²)
1- carrelage (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,4
2- mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,4
3-Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³)	0,54
4- Plancher à corps creux (16+5) cm	3,30
5 - Enduit plâtre (2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20
6- Cloisons répartie (10cm)	1,00
Total	5,84

Tableau II.3 : Les charges permanentes sur plancher corps creux planché courant.**Figure II.3 :** Composants d'un plancher courant en corps creux.

II.3.1.3 dalles machine (l'ascenseur) :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- Gravillon de protection (e=5cm ; ρ=17kN/m ³)	1
2- Étanchéité multicouche (e=2cm ; ρ=6kN/m ³)	0,12
3- Papier kraft	0,05
4- forme de pente (e _{moy} = 7cm ; ρ=22kN/m ³)	1,54
5-Isolation thermiques (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m ³)	0,16
6- Par vapeur (1cm ; ρ=6kN/m ³)	0,06
7- Dalle pleine (e=20cm, ρ=25kN/m ³)	5
8- Enduit plâtre (2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20
Total	8,13

Tableau II.4 : Les charges permanentes sur la Dalle machine.

II.3.1.4 Maçonnerie :

Mur extérieur à double cloison :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)	0,20
2- Briques creuses (e=10cm)	0,90
3- L'âme d'air (5 cm)	0
4- Enduit en ciment extérieur (e=2cm)	0,36
5- Briques creuses (e=15cm)	1,35
Total	2,81

Tableau II.5 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.

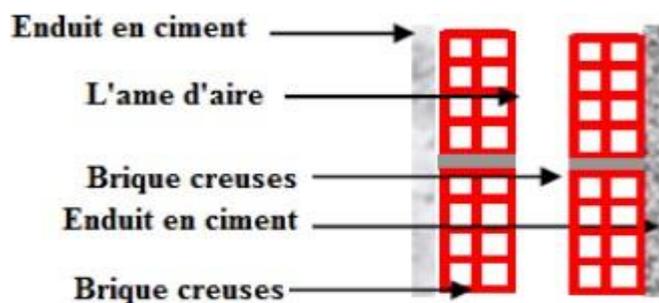


Figure II.4 : Mur extérieur.

Acrotère :

Dans notre projet, on a deux types d'acrotère sur le plancher terrasse accessible et terrasse inaccessible.

a- Terrasse inaccessible :

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

*S : la surface transversale totale de l'acrotère

* ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$):

$$G_2 = \rho \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2.12 \text{ KN/ml}$$

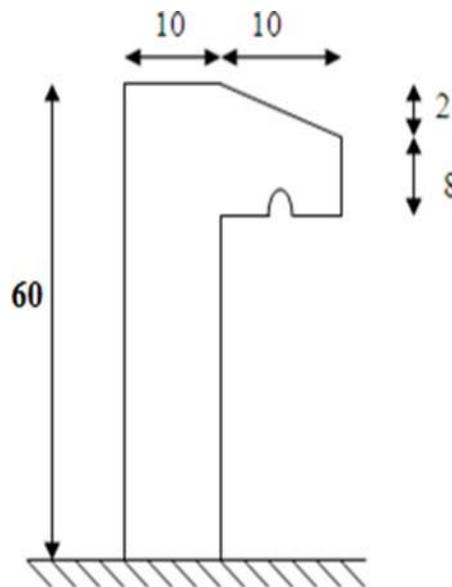


Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère (terrasse inaccessible).

b- Terrasse accessible :

$$S = (0,10 \times 1,1) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,12m^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0,12 = 3 \text{ kN/ml}$$

Le poids du revêtement : (e=2cm ; ρ=18kN/m³)

$$G_2 = [0,02 \times (2 \times (0,1 + 1,1)) \times 18 = 0,86 \text{ kN/m}$$

$$G = G_1 + G_2 = 3,86 \text{ KN/ml}$$

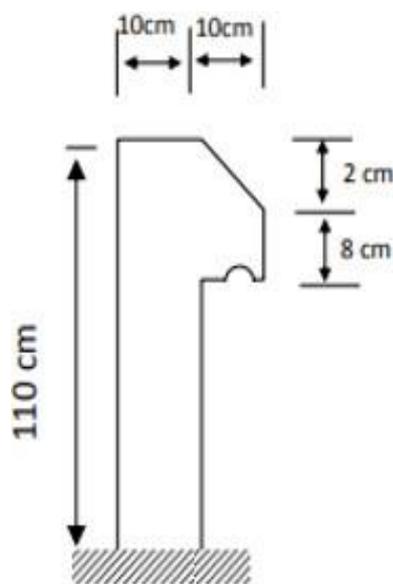


Figure II.6 : Dimensions de l’acrotère (terrasse accessible).

II.3.2. Les charges d’exploitations :

- Acrotère Q = 1,0 kN/m²
- Plancher terrasse (inaccessible) Q = 1,0 kN/m²
- Plancher terrasse (accessible) Q = 1,5 kN/m²
- Plancher courant (Habitation) Q = 1,5 kN/m²
- Escaliers..... Q = 1,5 kN/m²

II.4. Pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé,

Leurs pré dimensionnement sont basé sur les trois étapes suivantes :

- 1- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques
- 2- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon l'RPA 99 V 2003
- 3- Vérification de la rigidité

Selon les règles BAEL 91 : [2]

-la hauteur h de la poutre doit être $L/15 \leq h \leq L/10$

-La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon RPA99V2003 : [1]

On doit respecter les conditions suivantes :

- la hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- la largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

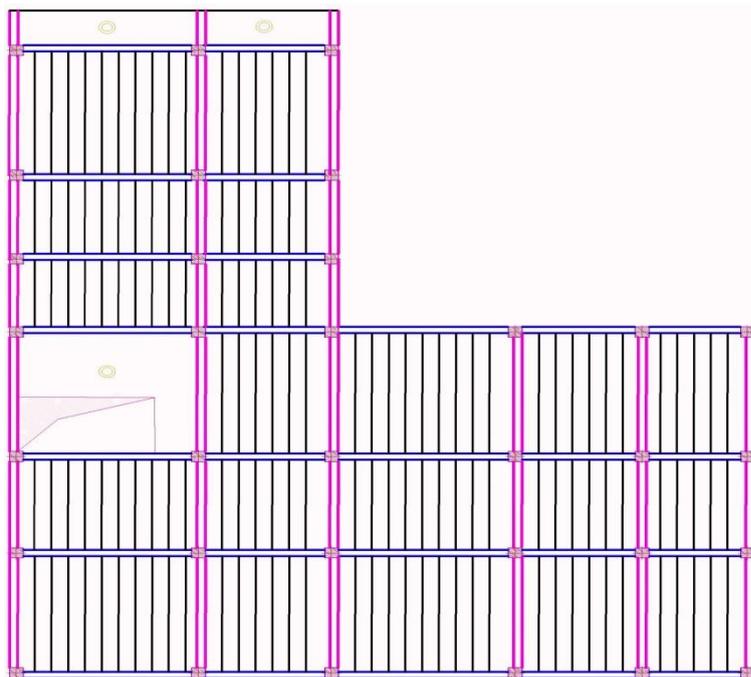


Figure II.7 : Vue en plan avec les Types de poutre.

Avec :

- Poutre porteuse —
- Poutre non porteuse —

Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

II.4.1 Poutre porteuse :

1- **axe A** $L_{Max}=6,25$ m

Selon la formule empirique

$$625/15 \leq ht \leq 625/10 \Rightarrow 41,67 \leq h \leq 62,5$$

On prend $h=45$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15 \leq b \leq 35$$

On prend $b=30$ cm

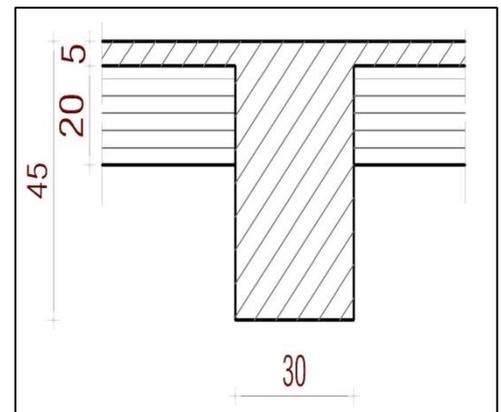


Figure II.8 : Dimensions des poutres porteuse

Selon RPA99 V.2003 :

$h > 30$ vérifiée

$b > 20$ vérifiée

$$\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1,67 \leq 4 \quad \text{vérifiée}$$

Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{h}{l} = \frac{50}{625} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{..... ok vérifiée}$$

Nous choisissons une poutre de :

$$b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$$

II.4.2 Poutre non porteuse :

Axe 1 :

$L_{max}=5,70$ m

Selon la formule empirique

$$570/15 \leq h_t \leq 570/10 \Rightarrow 38 \leq h \leq 57$$

On prend $h=45$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend $b=30$ cm

Selon RPA99 V 2003

$h > 30$	vérifiée
$b > 20$	vérifiée

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que : -

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{570} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{ok vérifiée}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend pour les Poutres non porteuses : **(30x40)**

-Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.
- Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

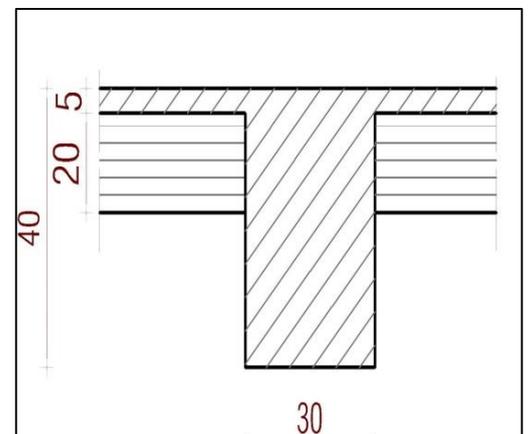


Figure II.9 : Dimensions des poutres non porteuse

II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

a/ Principe :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b/ Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » .

c/ Loi de dégression :

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente a la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toitQ₀

Pour le dernier étage.....Q

Pour l'étage immédiatement inférieur0.9Q ou bien 0.8Q

- ✓ on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.
- ✓ (Q est la charge d'exploitation)
- ✓ Ce qui donne :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q)$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q₀ : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Q₀ = 1KN/m² ; (Terrasse inaccessible).

Q = 1.5KN/m² ; (usage d'habitation).

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge KN/m ²
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
09	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.50
08	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
07	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
06	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
05	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
04	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
03	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots +Q_7)$	8.50
02	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots +Q_8)$	9.25
01	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots +Q_9)$	10.00
RDC	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,63(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{11})$	11.5
parking	Q_{12}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,61(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{12})$	12.75

Tableau II. 6: Dégression des surcharges des charges d’exploitations.

D. Dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

E. Condition de stabilité :

L’élancement du poteau considéré

- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d’inertie.
-

N.B :

Dans notre cas les poteaux sont bi encastés, leurs longueurs du flambement

Est égale à :

$$l_f = 0,7 l_0$$

Sachant que :

- $I = \frac{a.b^3}{12}$

- $B = a \times b \quad \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

N.B: pour un poteau carré il est préférable de prendre $\lambda = 35$ pour faire participer à la résistance du poteau , toutes les barres d'acier de la section.

F. Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante

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

D'où la section réduite du poteau (B_r) est égale à:

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

Avec :

N_u : L'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

A: La section d'acier minimale ; $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$ (Selon le BAEL 91 modifié 99)

$$A_{s \min} = 1\% B_r$$

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue, en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie telle que : $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$.

- $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s = 1,15$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{Mpa}$).
- f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400 \text{ Mpa}$).
- α est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

Pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35$

En faisant l'application numérique B_r sera égale à :

$$B_r \geq 0,64 \cdot N_u \text{ (} B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en kN)}$$

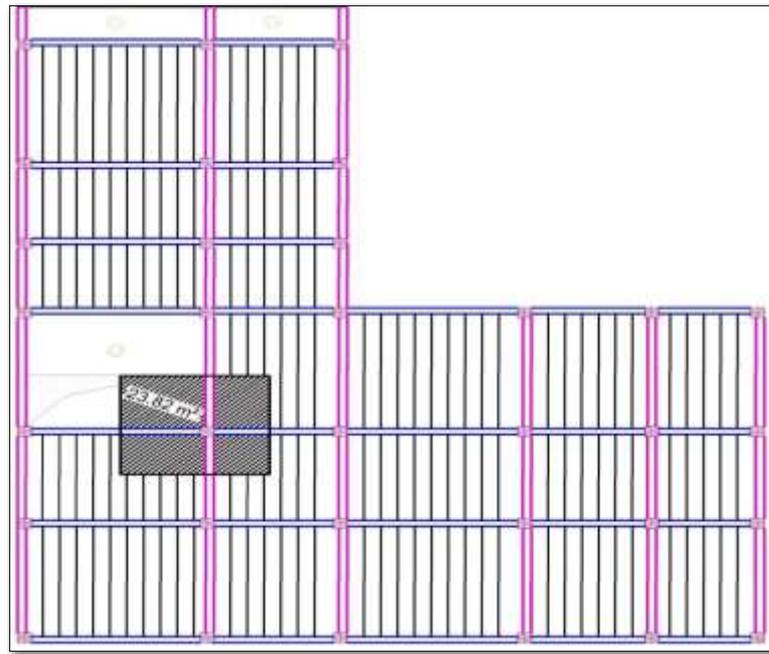


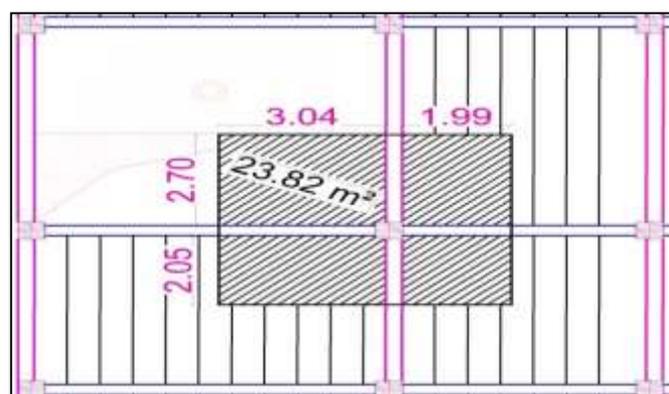
Figure II.10: section réduite du poteau centrale

II.5.1 Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

a- Poteau centrale : On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte $S_{total} \text{ Plancher étage courant terrasse} = 23,82 \text{ m}^2$



▪ **Les charges :**

✓ **Plancher terrasse :**

* Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher terrasse : $(23,82 \times 6,43) = \mathbf{153,16KN}$
- Poids des poutres principale : $(0,30 \times 0,45) \times (3,04 + 1,99) \times 25 = \mathbf{16,98 KN}$
- Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,40) \times (2,05 + 2,7) \times 25 = \mathbf{14,25KN}$
- Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,06 - 0,5)) = \mathbf{5,76KN}$

$$\Sigma = \mathbf{190,15KN}$$

* Surcharges d'exploitation (Q) :

$$\text{Surcharge du planché terrasse : } (S \times Q_{\text{terrasse}}) = (23,82 \times 1,00)$$

$$\mathbf{NQ = 23,82 KN}$$

✓ **Plancher étage courant :**

* Charges permanentes (GC) :

- Poids propre du plancher courant : $(8,19 \times 6,29) + (15,63 \times 5,84) = \mathbf{142,79KN}$
- Poids des poutres principale : $(0,30 \times 0,45) \times (3,04 + 1,99) \times 25 = \mathbf{16,98 KN}$
- Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,40) \times (2,05 + 2,7) \times 25 = \mathbf{14,25KN}$
- Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,06 - 0,5)) = \mathbf{5,76KN}$

$$\Sigma = \mathbf{179,78KN}$$

* Surcharges d'exploitation (QC) :

$$\text{Surcharge du planché (RDC au 9eme) : } (S_t \times Q_{\text{étage}}) = (15,63 \times 1,5) + (8,19 \times 2,5)$$

$$\mathbf{NQ = 43,92KN}$$

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	MIN (RPA)	Le choix
09 ^{ème}	190,15	23,820	213,970	292,433	187,157	15,681	30×30	35x35
08 ^{ème}	369,93	67,740	437,670	601,016	384,650	21,612	30×30	35x35
07 ^{ème}	549,71	107,268	656,978	903,011	577,927	26,040	30×30	35x35
06 ^{ème}	729,49	142,404	871,894	1198,418	766,987	29,695	30×30	40x40
05 ^{ème}	909,27	173,148	1082,418	1487,237	951,831	32,852	30×30	40x40
04 ^{ème}	1089,05	199,500	1288,550	1769,468	1132,459	35,652	30×30	40x40
03 ^{ème}	1268,83	221,460	1490,290	2045,111	1308,871	38,178	30×30	45x45
02 ^{ème}	1448,61	242,102	1690,712	2318,777	1484,017	40,523	30×30	45x45
01 ^{er}	1628,39	266,258	1894,648	2597,714	1662,537	42,774	30×30	50x50
RDC	1808,17	288,658	2096,828	2874,016	1839,370	44,888	30×30	50x50
parking	1987,95	300,516	2288,466	3134,507	2006,084	46,789	30×30	50x50

Tableau II. 7: Choix des sections des poteaux centraux.

- b- **Poteau de rive.** : On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte $S_{total} \text{ Plancher étage courant terrasse} = 14,22 \text{ m}^2$

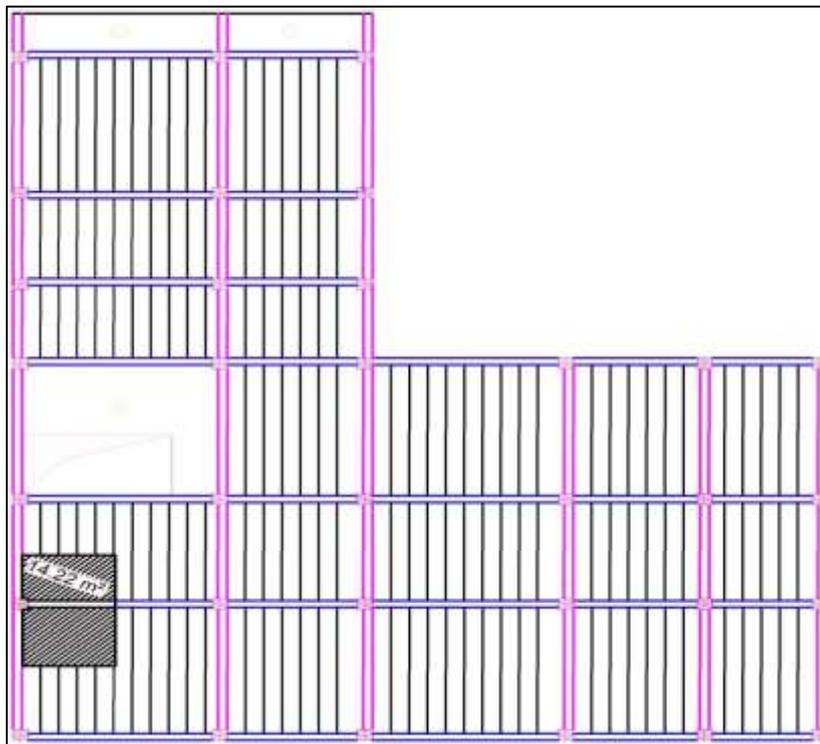
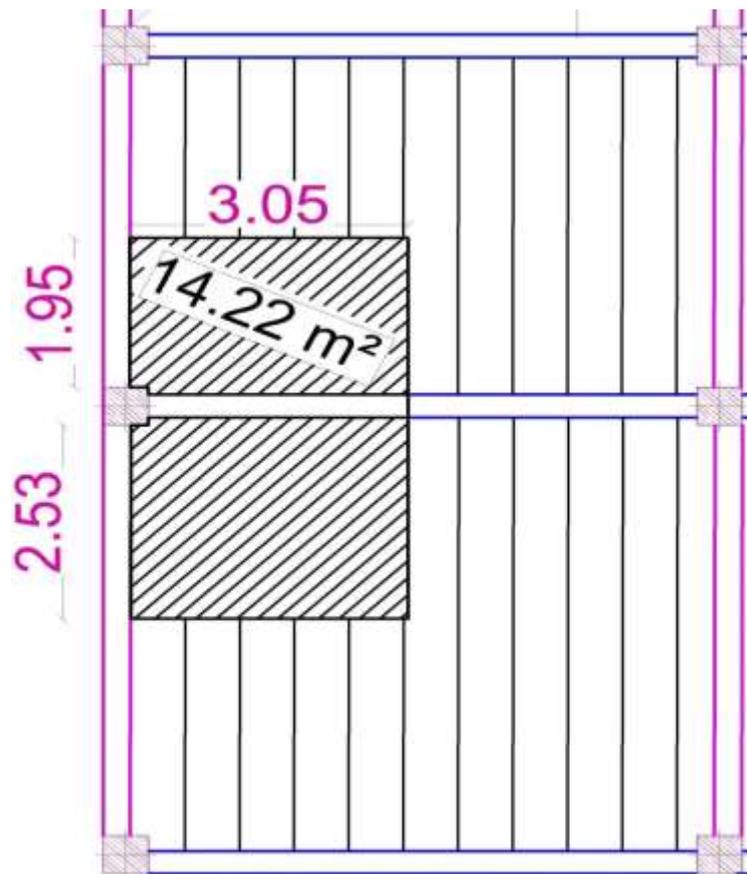


Figure II. 11: section réduite du poteau de rive



▪ **Les charges :**

✓ **Plancher terrasse :**

* Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher terrasse : $(14,22 \times 6,43) = 91,43 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale : $(0,30 \times 0,45) \times (3,05) \times 25 = 10,29 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire : $(0,30 \times 0,40) \times (2,53 + 1,95) \times 25 = 13,44 \text{ KN}$
- Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,06 - 0,5)) = 5,76 \text{ KN}$

$$\Sigma = 120,92 \text{ KN}$$

* Surcharges d'exploitation (Q) :

$$\text{Surcharge du planché terrasse : } (S \times Q_{\text{terrasse}}) = (14,22 \times 1,00)$$

$$\text{NQ} = 14,22 \text{ KN}$$

✓ **Plancher étage courant :**

* Charges permanentes (GC) :

- Poids propre du plancher courant : $(14,22 \times 5,84) = \mathbf{83,04 \text{ KN}}$
- Poids des poutres principale : $(0,30 \times 0,45) \times (3,05) \times 25 = \mathbf{10,29 \text{ KN}}$
- Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,40) \times (2,53 + 1,95) \times 25 = \mathbf{13,44 \text{ KN}}$
- Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,06 - 0,5)) = \mathbf{5,76 \text{ KN}}$

$$\Sigma = \mathbf{112,53 \text{ KN}}$$

* Surcharges d'exploitation (QC) :

Surcharge du planché (RDC au 9eme) : $(St \times Q_{\text{étage}}) = (14,22 \times 1,5)$

$$\mathbf{NQ = 21,33 \text{ KN}}$$

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	MIN (RPA)	Le choix
09 ^{ème}	120,92	14,220	135,140	184,572	118,126	12,869	30×30	30x30
08 ^{ème}	233,45	35,550	269,000	368,483	235,829	17,357	30×30	30x30
07 ^{ème}	345,98	54,747	400,727	549,194	351,484	20,748	30×30	30x30
06 ^{ème}	458,51	71,811	530,321	726,705	465,091	23,566	30×30	30x30
05 ^{ème}	571,04	86,742	657,782	901,017	576,651	26,014	30×30	30x30
04 ^{ème}	683,57	99,540	783,110	1072,130	686,163	28,195	30×30	30x30
03 ^{ème}	796,10	110,205	906,305	1240,043	793,627	30,171	30×30	35x35
02 ^{ème}	908,63	120,230	1028,860	1406,996	900,477	32,008	30×30	35x35
01 ^{er}	1021,16	131,962	1153,122	1576,508	1008,965	33,764	30×30	35x35
RDC	1133,69	142,840	1276,530	1744,741	1116,634	35,416	30×30	40x40
parking	1246,22	148,599	1394,819	1905,296	1219,389	36,920	30×30	40x40

Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux de rive

- c- poteaux d'angle : On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte $S_{\text{total Plancher étage courant terrasse}} = 13,51 \text{ m}^2$

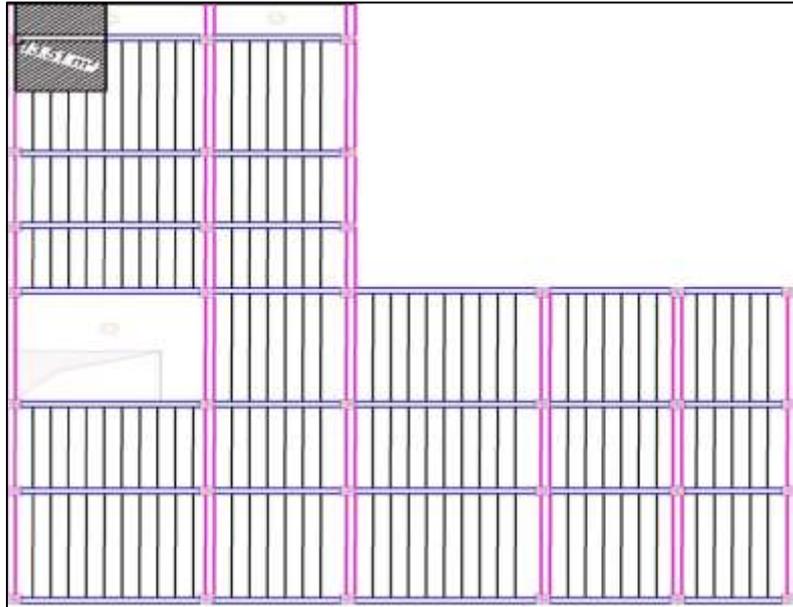
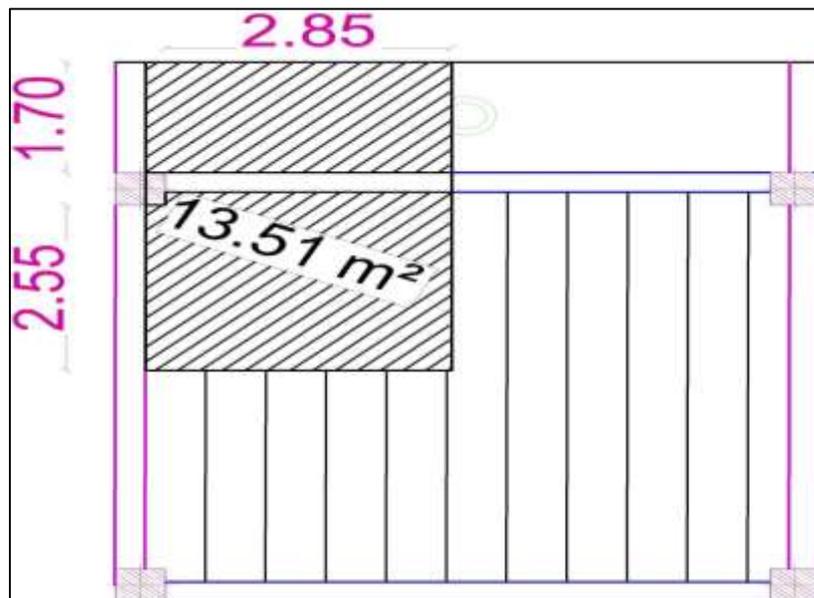


Figure II. 12: section réduite du poteau d'angle



▪ Les charges :

✓ Plancher terrasse :

* Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher terrasse : $(8,33 \times 6,43) + (5,18 \times 7,28) = 91,27 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale : $(0,30 \times 0,45) \times (2,85) \times 25 = 9,62 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,40) \times (2,55 + 1,7) \times 25 = 12,75 \text{ KN}$

- Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,06 - 0,5)) = 5,76 \text{KN}$

$$\Sigma = 119,4 \text{KN}$$

* Surcharges d'exploitation (Q) :

Surcharge du planché terrasse : $(S \times Q_{terrasse}) = (13,51 \times 1,00)$

$$\text{NQ} = 13,51 \text{KN}$$

✓ **Plancher étage courant :**

* Charges permanentes (GC) :

- Poids propre du plancher courant : $(8,33 \times 5,84) + (5,18 \times 6,29) = 81,23 \text{KN}$
- Poids des poutres principale : $(0,30 \times 0,45) \times (2,85) \times 25 = 9,62 \text{KN}$
- Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,40) \times (2,55 + 1,7) \times 25 = 12,75 \text{KN}$
- Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,06 - 0,5)) = 5,76 \text{KN}$

$$\Sigma = 109,36 \text{KN}$$

* Surcharges d'exploitation (QC) :

Surcharge du planché (1^{er} au 9^{eme}) : $(St \times Q_{étage}) = (8,33 \times 1,5) + (5,18 \times 3,5)$

$$\text{NQ} = 30,62 \text{KN}$$

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	MIN (RPA)	Le choix
09 ^{ème}	119,40	13,510	132,910	181,455	116,131	12,776	30×30	30x30
08 ^{ème}	228,76	44,130	272,890	375,021	240,013	17,492	30×30	30x30
07 ^{ème}	338,12	71,688	409,808	563,994	360,956	20,999	30×30	30x30
06 ^{ème}	447,48	96,184	543,664	748,374	478,959	23,885	30×30	30x30
05 ^{ème}	556,84	117,618	674,458	928,161	594,023	26,373	30×30	30x30
04 ^{ème}	666,20	135,990	802,190	1103,355	706,147	28,573	30×30	30x30
03 ^{ème}	775,56	151,300	926,860	1273,956	815,332	30,554	30×30	35x35
02 ^{ème}	884,92	165,691	1050,611	1443,179	923,635	32,391	30×30	35x35
01 ^{er}	994,28	182,532	1176,812	1616,077	1034,289	34,160	30×30	35x35
RDC	1103,64	198,149	1301,789	1787,137	1143,768	35,820	30×30	40x40
parking	1213,00	206,416	1419,416	1947,174	1246,191	37,301	30×30	40x40

Tableau II. 9: Choix des sections du poteau d'angle

● **Choix des sections des poteaux :**

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Etages	Sections carrées (a×b)cm²
<i>9^{eme}</i>	35x35
<i>8^{ème}</i>	35x35
<i>7^{ème}</i>	35x35
<i>6^{ème}</i>	40x40
<i>5^{ème}</i>	40x40
<i>4^{ème}</i>	40x40
<i>3^{ème}</i>	45x45
<i>2^{ème}</i>	45x45
<i>1^{er}</i>	50x50
<i>RDC</i>	50x50
<i>parking</i>	50x50

Tableau II. 10: **Choix des sections des poteaux**

II.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement)

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition

($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. >>

Avec :

L : longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

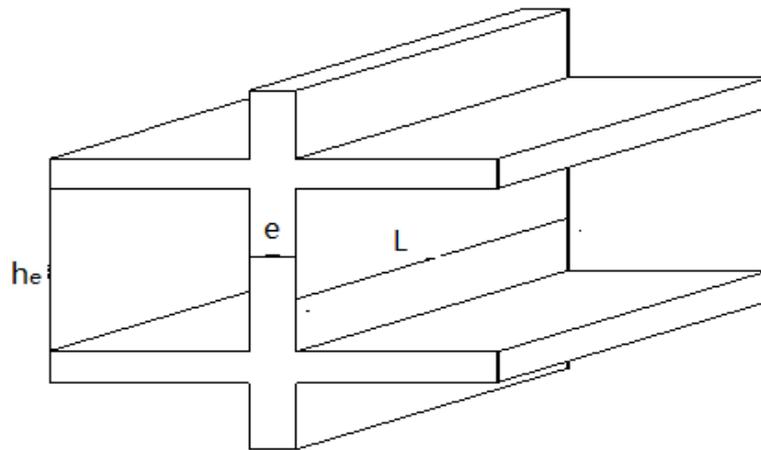


Figure II. 13: coupe de voile en élévation.

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions Rigidité aux extrémités.

Pour notre cas un voile dont une extrémité se termine par un poteau ou un voile

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

On a :

RDC :

$$h_e = 3,40 - 0,40 = 3m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 13,64cm$$

Sous-sol , Etage courant :

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 12,09cm$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2] : $a_{min} = 15cm$

$L \geq 4a$

4x15 = 60 cm

$340 \geq 60 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée(RDC)

$306 \geq 60 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée (sous-sol, étage courant)

Conclusion : On opte pour étage courant est le sous-sol est le RDC **a = 15cm**

II.1	INTRODUCTION :	Erreur ! Signet non défini.
II.2	PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1	Dalle en corps creux :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2	Dalle pleine :	Erreur ! Signet non défini.
II.3	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1	Charges permanentes :	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.1.	Plancher terrasse :	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.2.	Plancher courant :	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.3.	Balcon (dalle pleine) :	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.4.	Maçonnerie :	Erreur ! Signet non défini.
II.4	PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.	LES PORTIQUES :	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2	Les poutres :	Erreur ! Signet non défini.
II.5	PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	25
II.6	PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :	36

Figure II. 1:	« Dalle en corps creux ».....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 2:	« Dimensions du corps creux ».....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 3:	Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 4:	Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 5:	Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 6:	Constituants d'un mur extérieur.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 7:	Constituants d'un mur intérieur.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 8:	section réduite du poteau.....	29
Figure II. 9:	Poteau central.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 10:	coupe de voile en élévation.	37

Tableau II. 1:	Poids surfaciques des différents planchers.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 2:	Dégression des surcharges des charges d'exploitations.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 3:	Choix des sections des poteaux centraux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 4:	Choix des sections des poteaux.	36

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRE

III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :**III.1 ACROTÈRE :****III.1.1 Introduction :**

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur $e=10\text{ cm}$

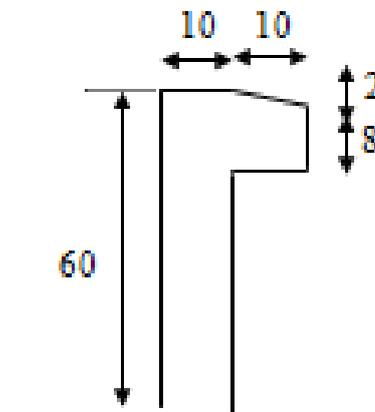


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 m^2$$

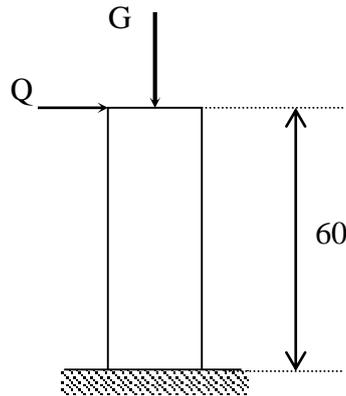


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN / ml$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=14kN/m^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times \frac{(60 \times 2 + 30)}{100} = 0,42 kN / ml$$

$$\mathbf{G=2,145kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

- $Q=1,00kN/ml$ (main courante).

- L'action des forces horizontales (F_p) :

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère =2,145 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,145 = 1,716 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,716 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,716 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,145 \text{ kN/ml et } Q = 1,716 \text{ kN/ml}$$

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,896 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,544 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,574 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,145 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,03 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,716 \text{ kN}$$

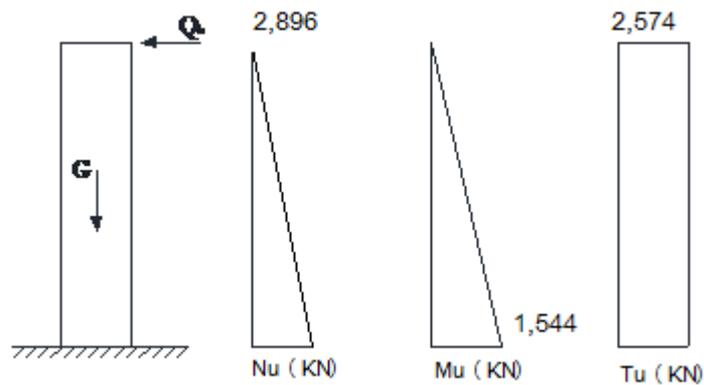


Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère:

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

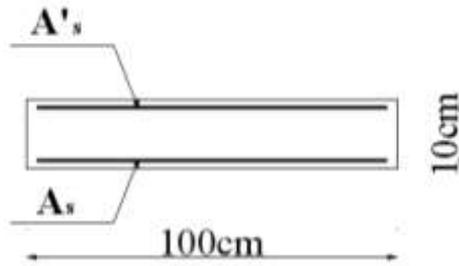


Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère.

• Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,544}{2,896} = 53,31\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

• Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,631\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,018$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93\text{cm}$$

$$\mu = 0,018 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 59,13 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 50,81 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,51 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 Vérification de la section d'acier selon « bael 91 modifié 99 » [1] :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa} ; b=100 \text{ cm} ; d=8 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,97 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T8=1,51 cm²

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.1.6 Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisi 4T8}=2,0 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60-10-4}{3} \approx 15 \text{ cm}$$

III.1.7 Vérification à L'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}$$

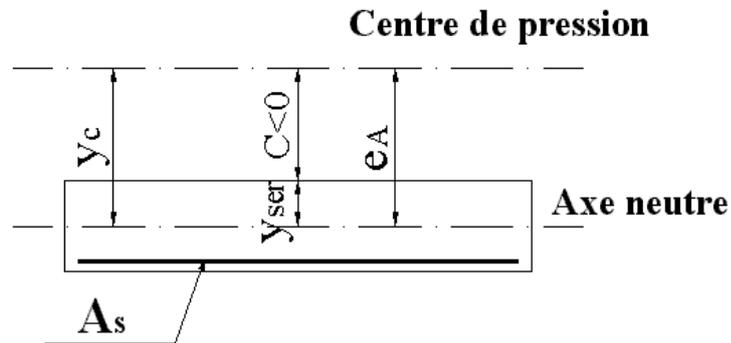


Figure III. 5: position de centre de pression.

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [1], on doit donc résoudre l'équation suivante :

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

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5537,82 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 158132,72 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,54.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est : $y_c=46,13cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13cm < 8 cm$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 3,13cm \\ y_c = 46,13cm \end{cases}$

• Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1659,48cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

• Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,145.10^3 \times 46,13.10}{1659,48.10^4}\right) \times 31,3 = 1,866MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201,63MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 43,55MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 10,11MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c,28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,574.10^3}{80.10^3} = 0,032\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

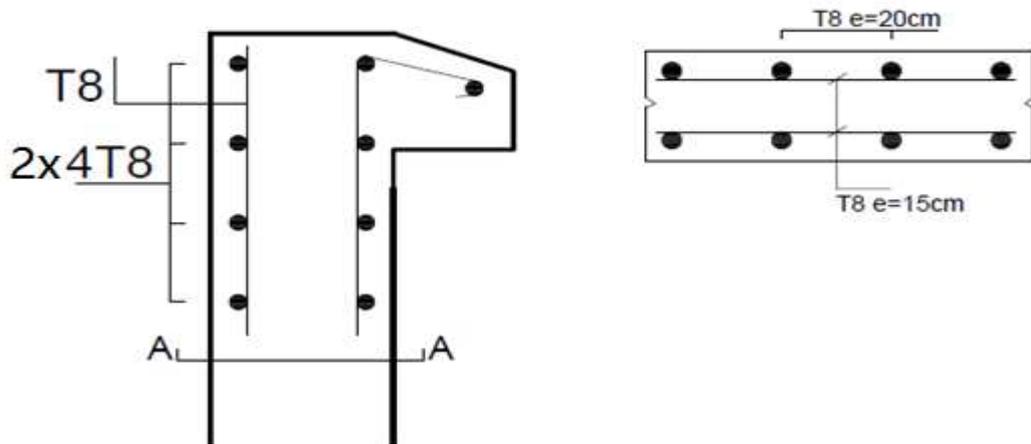


Figure III. 6: Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Etude des planches :

III.2.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont un rôle important dans la structure :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre structure, on a un type de plancher :

- Plancher à corps creux,

III.2.2. Plancher à corps creux

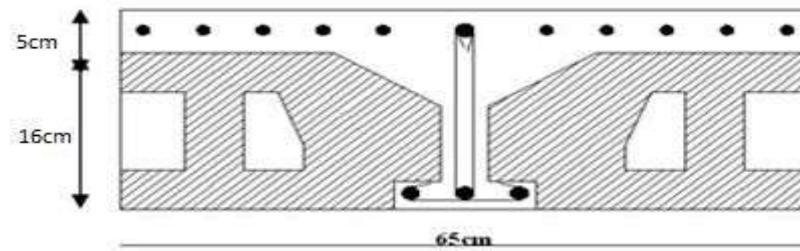


Figure III.7 : Dimension du corps creux

III.2.3. Dimensionnement de la poutrelle :

On: $h_t = 21\text{cm}$; avec $h_0 = 5\text{ cm}$; $h=16\text{cm}$

On a: $b_0 = 12\text{ cm}$, $b=65\text{cm}$

$C = (b-b_0)/2 = 26,5\text{cm}$

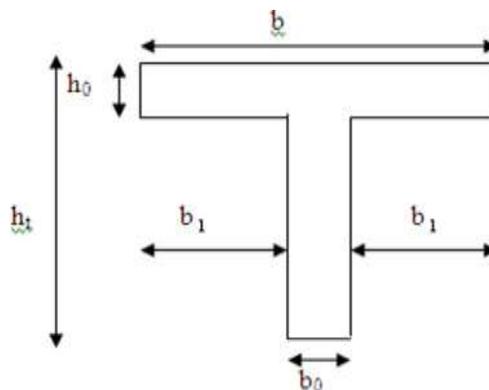


Figure III.8 : dimensions de la poutrelle.

III.2.4. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression

✚ Poutrelle de travée $L=5,60\text{m}$

✚ On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

Evaluation des charges et surcharges :**❖ Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

G=1,97kN/ml

❖ Charges d'exploitation :

$$Q=1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/m}$$



Figure III.9 : Les types des poutrelles.

Combinaison des charges :

E.L.U. : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 \text{ kN/ml}$

E.L.S. : $q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (5,60)^2}{8} = 14,26 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (5,60)^2}{8} = 10,27 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u=14,26\text{kNm}$; $b=12\text{cm}$; $d=4,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 4,141 > \mu_k = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

* **2^{ème} étape** : Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té"

A- Evaluation des charges et surcharges :**❖ Plancher terrasse :**

➤ Charge permanentes :

$$G=6,43 \times 0,65=4,18 \text{ kN/ml}$$

❖ Surcharges d'exploitation :

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ Plancher étage courant :

➤ Charge permanente :

$$G=5,84 \times 0,65=3,79 \text{ kN/ml}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \times 0,65=0,98 \text{ kN/ml}$$

B- Combinaison des charges :

❖ **Plancher terrasse :**

E.L.U. : $q_u=1,35G+1,5Q=6,62 \text{ kN/ml}$

E.L.S. : $q_{ser}=G+Q=4,83 \text{ kN/ml}$

❖ **Plancher courant**

E.L.U. : $q_u=1,35G+1,5Q=6,59 \text{ kN/ml}$

E.L.S. : $q_{ser}=G+Q=4,77 \text{ kN/ml}$

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

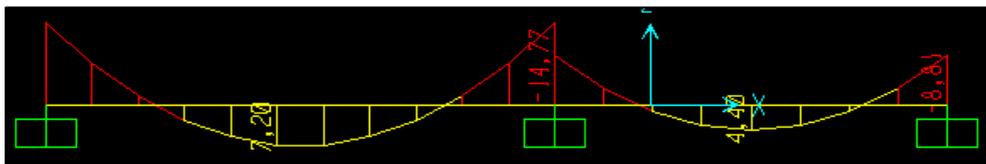
C- Calcul des efforts internes :

Méthode des éléments finis (SAP2000)

➤ **TYPE 01** : Poutrelle à (2) travée avec $L1 = 5,05 \text{ m}$ $L2 = 3,9 \text{ m}$

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU

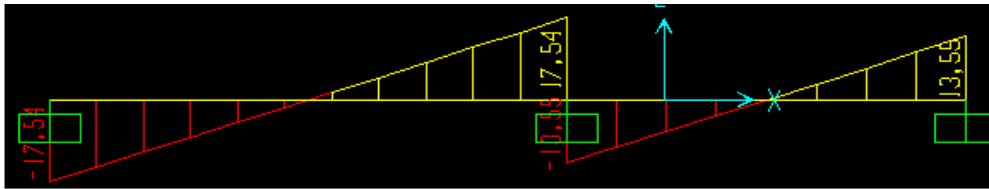


ELS



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU



ELS

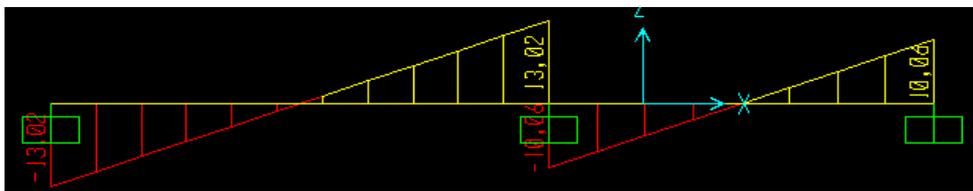
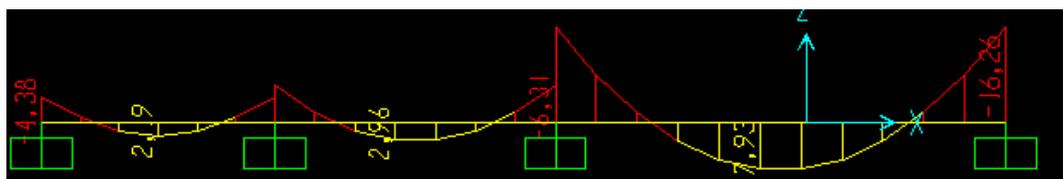


Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 1

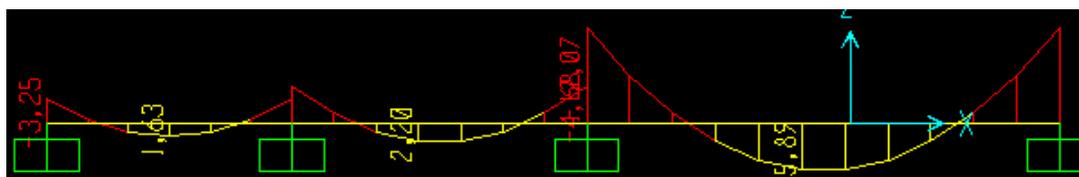
- **TYPE 02** : Poutrelle à (2) travées avec $L_1 = 2,75$ m $L_2 = 3,30$ m
 $L_3 = 5,30$ m

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU

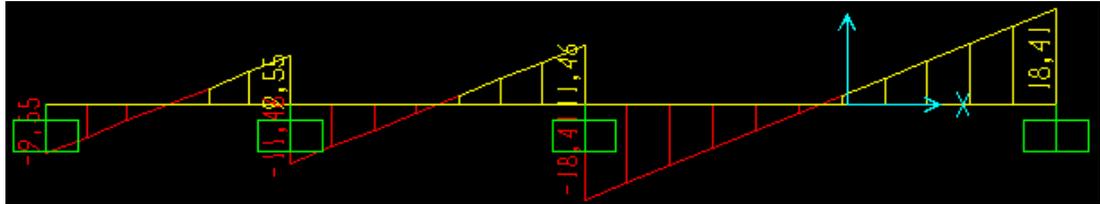


ELS



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU



ELS

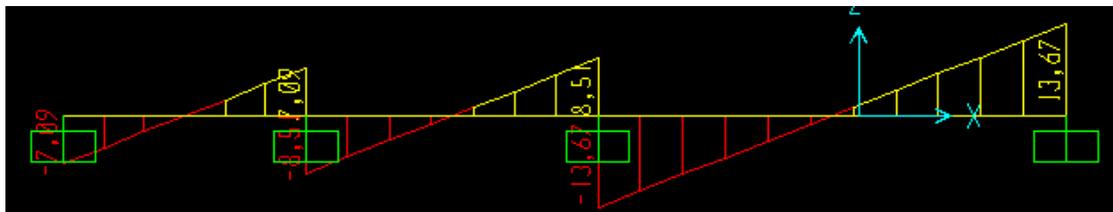


Figure III.11 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 2

- **TYPE 03** : Poutrelle à (3) travée avec $L_1 = 5,05$ m $L_2 = 3,90$ m
 $L_3 = 5,25$ m $L_4 = 2,75$ m $L_5 = 3,3$ m $L_6 = 5,3$ m

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU



ELS



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU



ELS

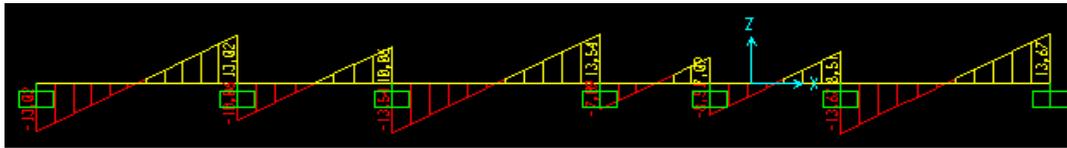


Figure III.12 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type

III.2.5. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

	ELU			ELS	
	M_{tu}^{max}	M_{au}^{max}	T_u^{max}	M_{tser}^{max}	M_{aser}^{max}
Sollicitations	7,93	-16,26	18,41	5,89	-10,96
Reference	Type 02	Type 02	Type 03	Type 02	Type 03

Tableau III.1 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

III.2.5.1 Ferrailage en travée :

$H=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526kN$$

On a: $M_{tu} = 7,93 \text{ Kn,m} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
7,93	0,050	Oui	0	0,064	18,41	348	2,67

Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,48cm^2 ; 2,67cm^2 \} = 2,67cm^2$$

Choix : **3T12 ($A_s = 3,39cm^2$)**

III.2.5.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max} = 19,35 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526kNm$

Alors : L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
19,35	0,057	Oui	0	0,073	18,34	348	3,03

Tableau.III.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48\text{cm}^2$$

$$A_s = 3,03\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27\text{cm}^2$$

Choix : **2T14** ($A_s = 3,08\text{cm}^2$)

III.2.6. Vérifications :**III.2.6.1 Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 23,23\text{kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,97\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 14,95\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14,95 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,732\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,08\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e \gamma_s} = 0,42\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\begin{aligned} \sigma_b \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} &= \frac{23,23 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,138\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ &= 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,92 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.6.2 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton [1] :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65 \text{ cm}$ (travée) ; $b_0 = 12 \text{ cm}$ (appuis) ; $c = c' = 2 \text{ cm}$

Y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Verification
Travée	10,21	3,39	0	4,71	12502,84	3,85	Verifier
Appuis	15,79	3,08	0	4,52	11554,25	6,17	verifier

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

III.2.6.3 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [3]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec:

h=21cm; b₀=12cm; d=18,9cm; L=5,60m; M_{tser}=13,96kNm; M₀=19,6kNm; A_s=3,39cm² ; f_e=400MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,0375 < 0,0625$ non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,015 > 0,0105$ non vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,0375 < 0,08$ non vérifiée.

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que :
$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,06 \text{ cm} \quad (L > 5m)$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longue durée.

- **Position de l'axe neutre « y₁ » [1] :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » [1] :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
10,21	3,39	7,519	0,015	159,35	2,74	1,10	0,684	25314,35	9688,32	14445,53

Tableau.III.5 : Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 1,02cm \quad (L = 5,60m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 2,06cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1,03 cm < \bar{f} = 1,06cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

D. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

➤ «BAEL 91 modifié 99» [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

➤ «BAEL 91 modifié 99» [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :
$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$

On adopte : $\phi_t = 8\text{mm}$

Donc :

- Selon le «BAEL 91 modifié 99» [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,8.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,37.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le «RPA 99 version 2003» [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$A_t = 2\pi\phi^2/4 = 0,57\text{cm}^2$

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

- Selon le «BAEL 91 modifié 99» [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,069\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,7.10^{-2}\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le «RPA 99 version 2003» [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\emptyset_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone} & \text{nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone} & \text{courante} \end{cases}$$

III.2.7 Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$\begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : $4T_6 = 1,51 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

En prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit : $3T6 = 0.85 \text{ cm}^2$ $St = 30 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 30cm suivant les deux sens

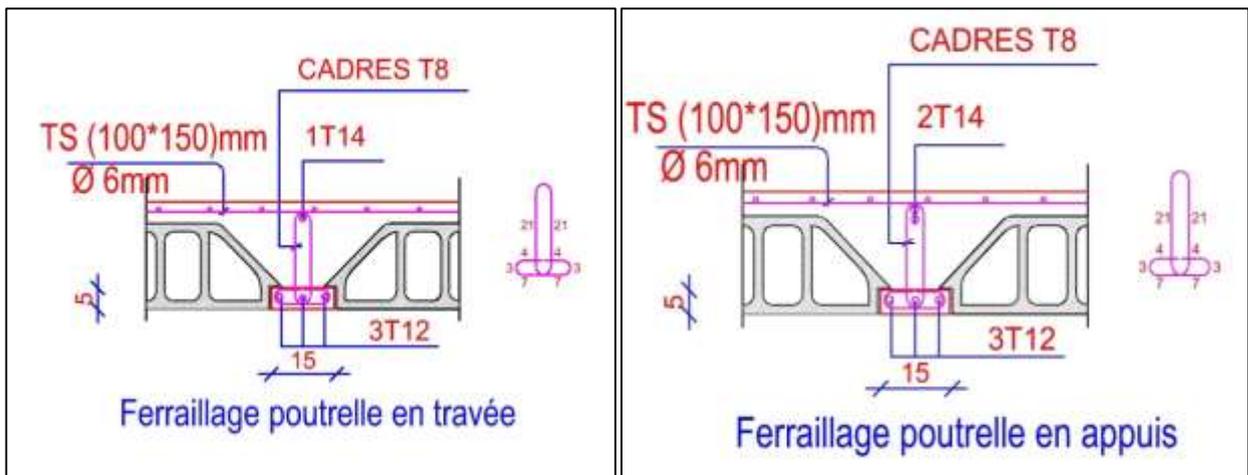
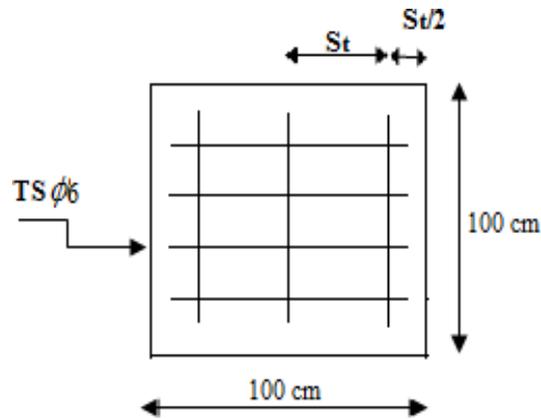


Figure III.13 : ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis

III.3 LES ESCALIERS :**III.3.1 Introduction :****• Définition générale**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers

• Composition d'un escalier

l est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- Le contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

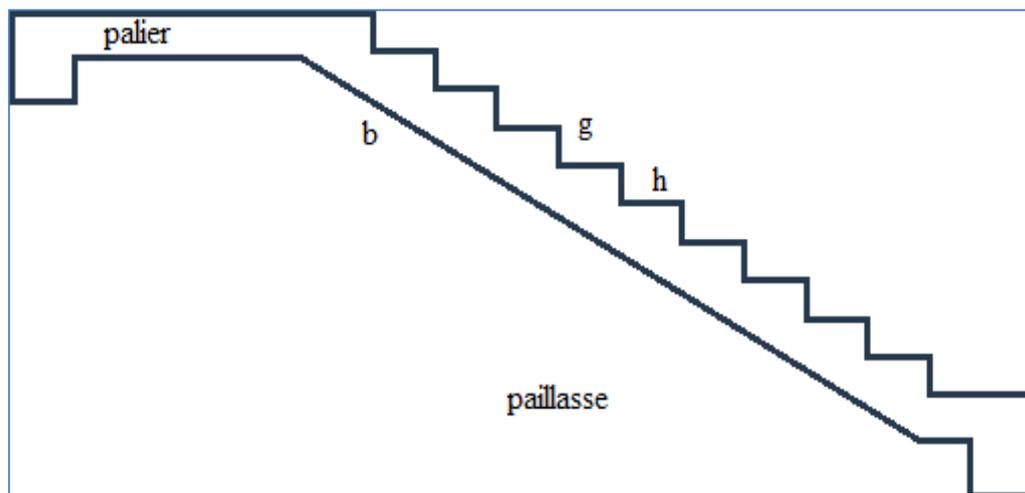


Figure III.14 : Composition d'un escalier

III.3.2 Dimensionnement de l'escalier :

Le choix de dimension se fait en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \text{ « norme de confort »}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- Pour vérifie que la condition convient, on utilise la Formule empirique de « *BLONDEL* » : $g+2h=m$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche $h = 17 \text{ cm}$

Le giron = 30cm

Nombre de contres marches $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$

Nombre de marches $n - 1 = 23$

➤ **Vérification de l'équation de « *BLONDEL* » :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ Détermination de l'épaisseur de la paille :

✚ Volée 1

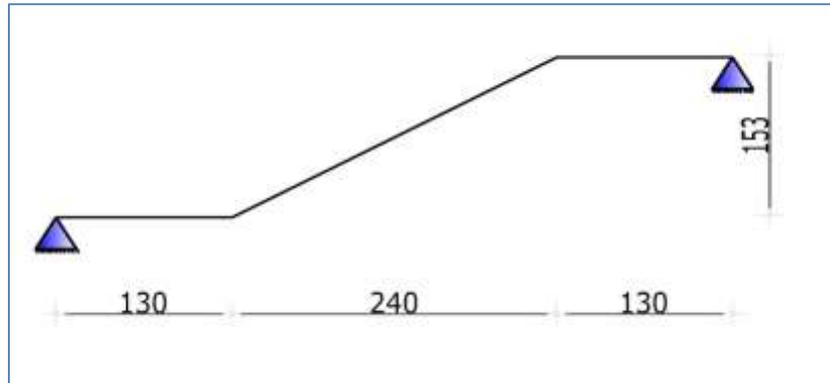


Figure III.15 : Schéma Statique De Volée 1

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 18,13 \leq e \leq 27,2cm$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 0,35 + 1,65 = \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} + 1,30 + 1,30 = 5,44m$

On prend donc l'épaisseur $e=20\text{ cm}$

➤ Angle d'inclinaison de la paille :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

✚ Volée 2

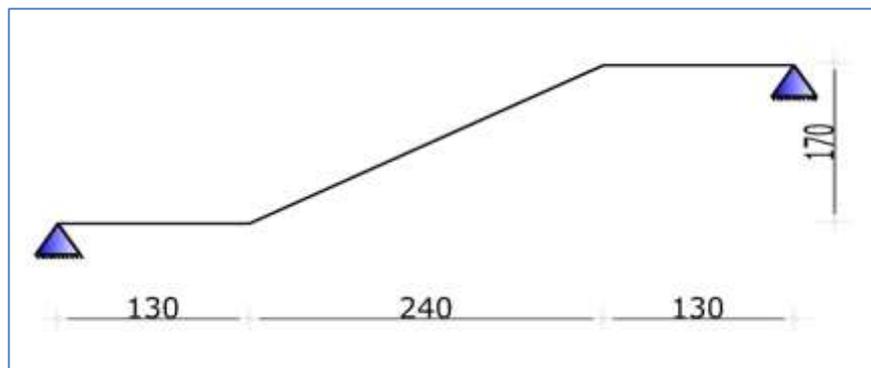


Figure III.16 : Schéma Statique De Volée 2

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \quad 18,13 \leq e \leq 27,2cm$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 0,35 + 1,65 = \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} + 1,30 + 1,30 = 5,44m$

On prend donc l'épaisseur $e=20\text{ cm}$

➤ Angle d'inclinaison de la paille :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

III.3.3 Evaluation des charges :

III.3.3.1 Charges permanentes :

➤ A PALIER :

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4
palire	25	0,2	5
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Σ	/	/	6,7

Tableau.III.6 : Les charges permanentes de palier

➤ Paillasse :

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
Paillasse	25	0,2/cos32.52	5,91
		0,2/cos35.31	6,13
Carrelage	20	0,02	0,4
Marche	25	0,17/2	2,13
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Garde de corps	/	/	0,6
Σ	/	/	9,8
			10,2

Tableau.III.7 : Les charges permanentes de paillasse

$$G_{\text{palier}} = 6,70 \text{ kN/m}^2 ; G_{\text{paillasse}} = 10,2 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{paillasse}} = 9,8 \text{ kN/m}^2$$

III.3.3.2 Charge d'exploitation :

$$Q_2=2,50\text{kN/m}^2$$

III.3.4 Combinaison des charges

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS: G+Q

Combinaison	Le paillasse (kN /m ²)	Le palier (kN /m ²)
ELU	17,52	12,80
ELS	12,7	9,20

Tableau III.8 : combinaison des charges

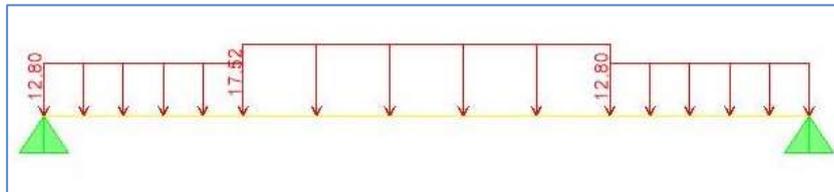


Figure III.17 : Schéma statique de l'escalier chargé le plus sollicité.

III.3.5 Diagramme des efforts interne :

On a utilisé le logiciel SAP 2000 pour confirmées les résultats le plus défavorables.

Moment fléchissant

E.L.U :

E.L.S :

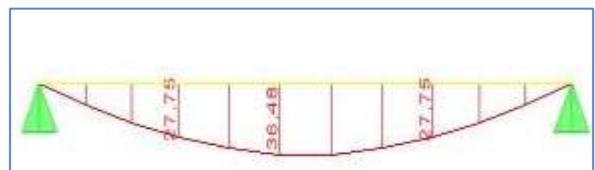
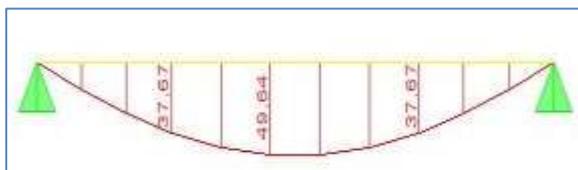
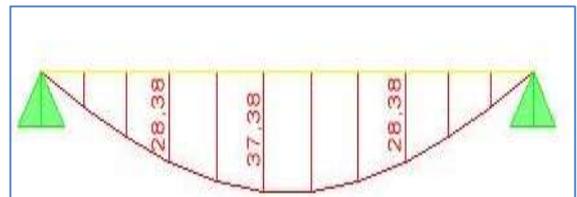
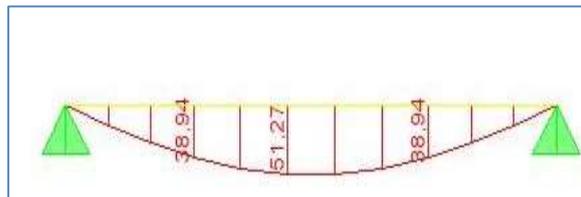


Figure III.18 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS

L'effort tranchant :

E.L.U :

E.L.S :

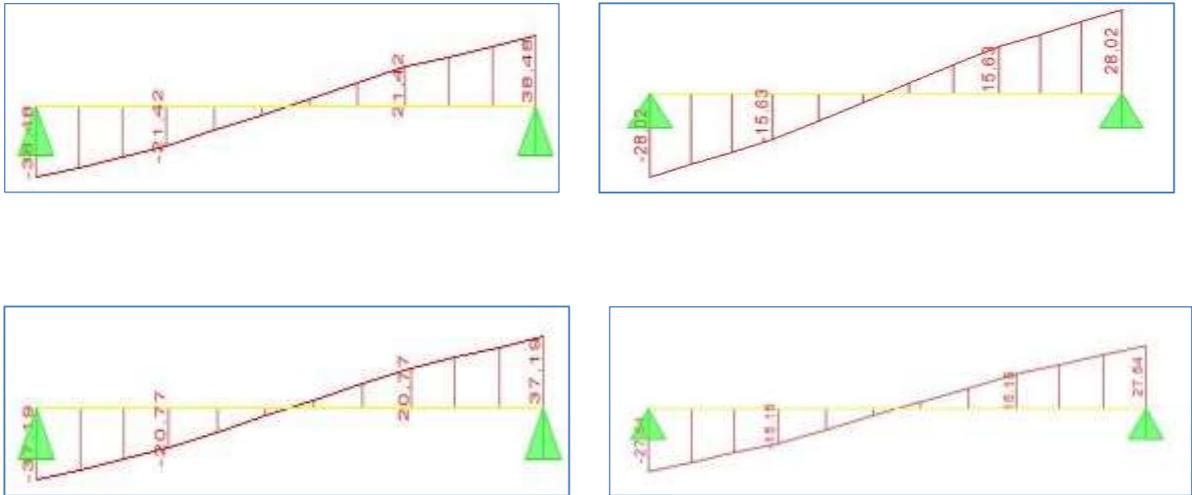


Figure III.19 : Diagrammes des efforts tranchants

Remarque :

Afin de tenir compte les encastremets et les semi encastrement aux extrémités, on portune correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

En appui :

$$M = -0,5 \times 51,27 = - 25,64 \text{ kN. m}$$

En travée :

$$M = 0,85 \times 51,27 = 43,58 \text{ kN. M}$$

III.3.6 Ferrailage d'escalier :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que :
b=100cm ; h=20cm ; d=18cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I)

$$f_c 28 = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_t 28 = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400\text{MPa}$$

	$M_u(\text{KN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} / ml (cm^2)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm^2)
Travée	43,58	0,095	Oui	0	0,125	17, 1	7,32	5HA14	7,7
Appui	25,64	0,056	Oui	0	0,072	17,48	4,21	5HA12	5,65

Tableau III.9 : Ferrailage d'escalier.

III.3.6.1 Espacement :

En travée : $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend : $\text{esp}=15\text{cm}$

En Appui : $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend : $\text{esp}=15\text{cm}$

III.3.6.2 Armature de répartition :**Travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : 4T10 avec $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ et un espacement de $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

Sur appui :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : 4T10 avec $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ et un espacement : $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

III.3.7 Vérifications :**III.3.7.1 Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 2,17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 7,7 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ Vérifié

III.3.7.2 Vérification de L'effort tranchant

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 38,48 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{38,48 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,21 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow 0.21 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots$ vérifié

- Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l’ancrage)

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction}$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la}$$

condition suivante : $A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s}$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 38,48 - \frac{25,64}{0,9 \times 0,189} = -112,25 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

III.3.8 Vérification à l’E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n’est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Vérification des contraintes

- **Position de l’axe neutre**

$$I = b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d’inertie**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- **Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$
Travée	31,77	7,7	5,19	23613,05	6,98	Verifier
Appui	18,69	5,65	4,61	19499,23	4,42	verifier

Tableau III.10 : Vérification à l’E.L.S.

III.3.9 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

Les conditions à vérifier : [3]

$$\begin{aligned} \bullet \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \bullet \frac{A_s}{b_0 d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \bullet \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{20M_0} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \frac{h}{L} &= \frac{20}{240} = 0,04 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \bullet \frac{A_s}{b_0 d} &= 0,0043 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \bullet \frac{h}{L} &= 0,083 < 0,05 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.} \end{aligned}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que $\bar{f} = \frac{L}{500} = 1 \text{ cm}$ ($L = 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durées.

- Moment d'inertie de section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs. D'après le **BAEL 91**[1].

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
31,77	7,7	0,00428	229,22	4,91	1,96	0,363	74058,67	29279,25	43271,71

Tableau III.11 : Vérification de la flèche de l'escalier.

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,84cm \quad (L = 5m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,71cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,87 cm < \bar{f} = 1 cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.10 Etude de la poutre brisée :

Le calcul de la poutre palière comme poutre simplement appuyée et uniformément chargée.

III.3.10.1. Pré dimensionnement :

Poutres brisées sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le **BAEL91**

[4] et vérifier selon le **RAP 99 ver.03** [3].

Selon le BAEL 91 [4]

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$570/15 \leq h \leq 570/10 \Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

on prend h=40 cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow \text{on prend } b=30 \text{ cm}$$

Selon RPA99 V 2003

$$h > 30 \quad \text{vérifiée}$$

$$b > 20 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \quad \text{vérifiée}$$

III.3.10.2. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : $p_p = 0,30 * 0,40 * 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Réaction d'escalier : $R_u = 38,48 \text{ KN} ; \quad R_{ser} = 28,02 \text{ KN} ; \text{Donc :}$

ELU : $P_u = 2 \times R_u / L = 2 \times 38,48 / 3 = 25,65 \text{ KN/ml}$

ELS: $P_{ser} = 2 \times R_{ser} / L = 2 \times 26,96 / 3 = 17,97 \text{ KN/ml}$.

$$R_A = R_B = \frac{p l}{2} \quad M_t = \frac{p l^2}{24} \quad M_a = M_b = \frac{p l^2}{12}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	R _A (KN)	R _B (KN)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _b (KN.m)
ELU	73,1	73,1	34,72	69,45	69,45
ELS	51,21	51,21	24,32	48,65	48,65

Tableau III.12: Calcul des efforts

III.2.10.3. Calcul des armatures :

Données : b=30cm, h=40cm

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=36 \text{ cm}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=400 \text{ MPa}$

	M _u (KNm)	μ	μ > μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
Travée	34,72	0,063	Oui	0	0,081	34,83	2,86	3T12	3,39
Appuis	69,45	0,126	Oui	0	0,169	33,57	5,95	3T16	6,03

Tableau III.13 : Ferrailage de la poutre palière

a. Vérifications à l'ELU: :

✚ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{min}$$

Sur appui :

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_s^{min}$$

✚ Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$T_u = 73,1 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{73,1 \cdot 10^3}{300 \times 360} = 0,677 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow 0,549MPa < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifié

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,677MPa < 0,05f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

b.1. Vérification des contraintes du béton :

- **Position de l'axe neutre :**

$$-\frac{b}{2} y^2 + nAs'(y - c') - nAs(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$-\frac{b}{3} y^3 + nAs'(y - c')^2 + nAs(d - y)^2 = 0$$

Avec :

$n=15 ; c'=5\text{cm} ; d=36\text{cm} ; b=30\text{cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	24,32	3,39	9,22	44305,79	5,06	Vérifiée
Appui	48,65	6,03	12,02	69378,94	8,42	Vérifiée

Tableau III.14 : Vérification à l'E.L. S

b.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{40}{570} = 0,07 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \qquad \frac{6,03}{30 \times 36} = 0,0056 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \qquad 0,07 \geq \frac{24,32}{10 \times 36,29} = 0,067 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche vérifiée

Ferraillage de la poutre brisée

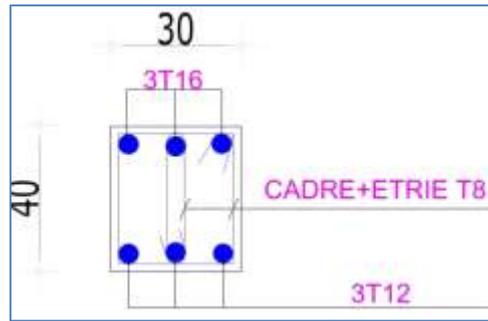


Figure III.20 : Ferraillage de la poutre palière

Ferraillage de l'escalier

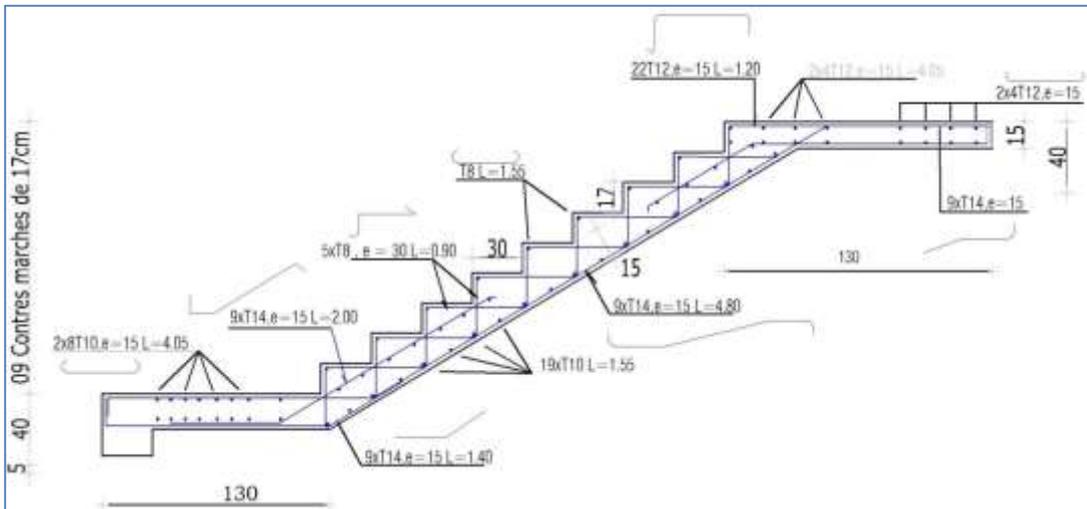


Figure III.21 : Ferraillage de l'escalier

III.4.2. Dalle type «II» :

III.4.2.1. Evaluation des charges :

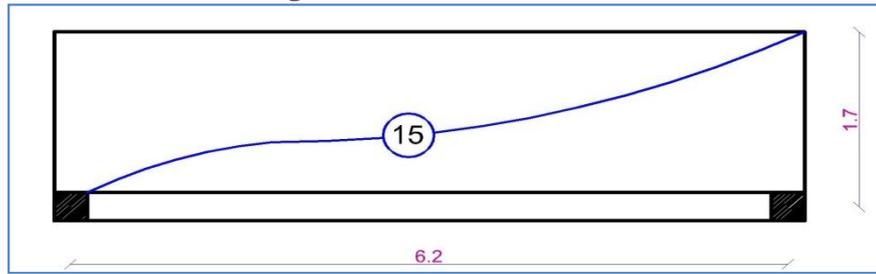


Figure .III.22: schéma de porte a faux

La dalle a une épaisseur : e=15cm

Pour une bande de 1 m :

$$G \times 1m = 5,48 \times 1m = 5,48 \text{ kN/m}$$

$$Q \times 1m = 1,5 \times 1m = 1,5 \text{ kN/m.}$$

Charge concentrée :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=2,81 \text{ kN/m}^2 \text{ (Mur extérieur)} \\ H_{\text{mur}} = 3,06 - 0,15 = 2,91 \text{ m} \\ F = G \times H = 8,18 \text{ kN} \end{array} \right.$$

III.4.2.2. Schéma statique :

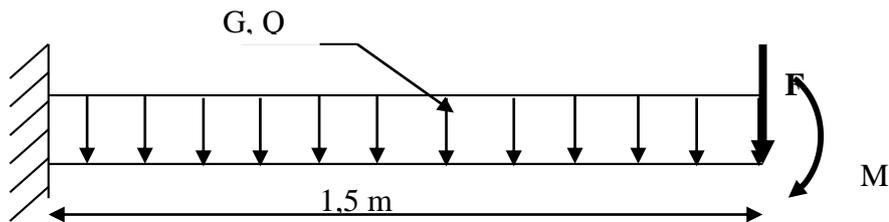


Figure .III.23: schéma Statique

III.4.2.3. Combinaison des charges :

	ELU	ELS
q(kN/ml)	9,65	6,98
F(kN)	11,04	8,18

Tableau. III.15 : Combinaison des charges

III.4.2.4. Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$

- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

	ELU	ELS
M (kNm)	-32,71	-23,99
T (kN)	27,45	20,05

Tableau. III.16 : Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes:

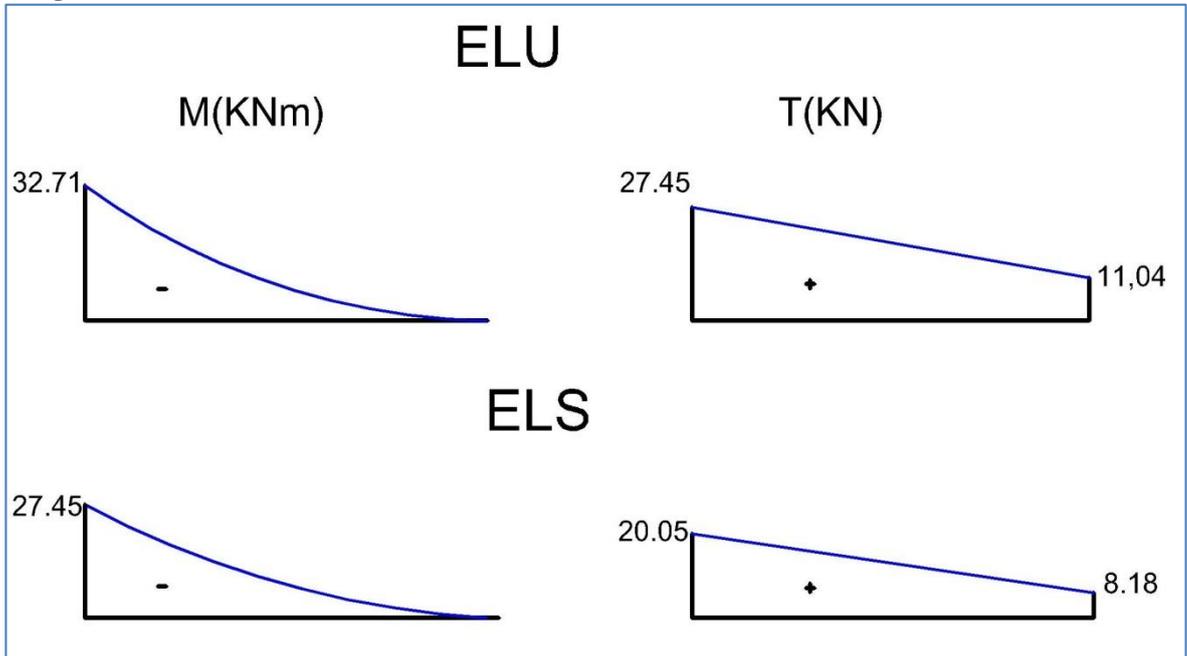


Figure. III.24 : Diagramme des efforts internes

III.4.2.5. Calcul des ferrillages :

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

M_t(kNm)	M	A's(cm²)	A	Z(cm)	A^{cal}_s(cm²)	Choix	A^{adp}_s(cm²)
32,71	0,126	0	0,170	12,83	7,47	6T14	9,24

Tableau. III.17: Tableau récapitulatif des résultats de ferrillage du dalle (type "II)

* **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

* **Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,32\text{cm}^2 \leq A_r \leq 4,62\text{cm}^2$$

Le choix est de: 5T8 = 2,51cm² avec: S_t=20cm

III.4.2.6. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 9,24\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{27,45 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,203\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes:

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: n=15 ; c'=2cm ; d=13,5cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 15\eta\right) = 240\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
27,45	9,24	4,89	12223,55	10,98	Vérifiée

Tableau. III.18: Vérification des contraintes du dalle (type "II")

c.2. Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{170} = 0,088 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 13,5} = 0,0068 < 0,008 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{27,47}{10 \cdot 32,71} = 0,084 < 0,088 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

c. Vérification à la torsion

La poutre est une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse (d'après le formulaire de béton armé) d'une épaisseur de paroi égale à "b₀" :

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{35}{6} = 5,83cm$$

La contrainte tangente de torsion "τ_{ut}" doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant "τ_{uv}".

On doit vérifier: $\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{lim}^2$

Avec:
$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{ut} = \frac{T_u}{2\Omega b_0} \quad (\text{Contrainte de torsion}) \\ \tau_{uv} = \frac{V_u}{bxh} \quad (\text{Contrainte de cisaillement}) \\ \tau_{lim} = 5MPa \quad (\text{Contrainte limite}) \end{array} \right.$$

Tel que:

- T_u: Moment de torsion.
- V_u: Effort tranchant.
- Ω: Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.
- b₀: Epaisseur de la paroi.
- b: Largeur de la poutre.
- h: Hauteur de la poutre.

$$\Omega = (35 - 5,83) \times (60 - 5,83) = 1580,14cm^2 = 0,158m^2$$

$$\tau_{ut} = \frac{32,71 \cdot 10^6}{2 \times 0,158 \cdot 10^6 \times 58,33} = 1,77MPa$$

$$\tau_{uv} = \frac{27,45 \cdot 10^3}{350 \times 450} = 0,174MPa$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 3,16MPa < 25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

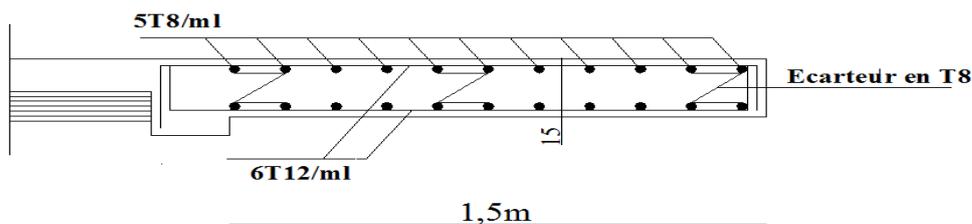


Figure .III.25 : ferrailage de la dalle plein balcon (TYPE II)

IV.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP 2000 V14** Qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- Chaque plancher est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta x Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003.[1]**
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

a. Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes:

- Zone III :**
- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a. Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14) \quad [1]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K .

b. Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de répons, toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est

Nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

IV.3.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25} \quad [1]$$

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

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

$$\text{La catégorie de site est : sol ferme S3} \implies \begin{cases} T_1=0,15\text{s} \\ T_2=0,50\text{s} \end{cases}$$

Le facteur de correction d'amortissement (η) est en fonction du pourcentage critique $e=7\%$

$$\text{Avec : } \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \quad [1] \quad \eta=0,8819$$

➤ **La période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques qui sont données par le « **RPA99 version 2003** » [1] :

- $T = C_T \times h_N^{3/4}$
- $T_f = \frac{0,9 \times h_N}{\sqrt{D}}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 selon le **RPA99/version 2003**. dans notre cas on a : **des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie** $\implies C_T=0,05$

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

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Alors :

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

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

	Values des penalties P_q			
	P_q			
Critère « q »	Observe (oui/non)	$P_q // xx$	Observe (oui /non)	$P_q // yy$
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	Non	0,05	Non	0,05
4. Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1: facteur de qualité

Avec :

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

$$Q//xx = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = \mathbf{1,20}$$

$$Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = \mathbf{1,15}$$

➤ **R : coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

R=5 (portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide)

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

[1]

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher " i " ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0,2$

➤ $T = 0,05 \times (h_n)^{3/4} \qquad T = 0,05 \times (34,6)^{3/4} = 0,71 \text{ s}$

$$T_f = \frac{0,9 \times h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Suivant la direction (x-x)} : \frac{0,09 \times 34,6}{\sqrt{26,06}} = 0,61 \text{ s} \\ \text{Suivant la direction (y-y)} : \frac{0,09 \times 34,6}{\sqrt{30,34}} = 0,56 \text{ s} \end{array} \right.$$

$T_{x-x} = \min(0,71; 0,61) = \mathbf{0,61 \text{ s}}$

$T_{y-y} = \min(0,71; 0,56) = \mathbf{0,56 \text{ s}}$

Pour les calculs on a utilisé les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{T_{analytique}} & \text{si} \quad \mathbf{T_{analytique} \leq T_{empirique}} \\ \mathbf{T_{empirique}} & \text{si} \quad \mathbf{T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}} \\ \mathbf{1,3 T_{empirique}} & \text{si} \quad \mathbf{T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}} \end{array} \right.$$

IV.4. Résultats de l'analyse sismique :

IV.4.1 Modèle initial : (voir figure ci-dessous)

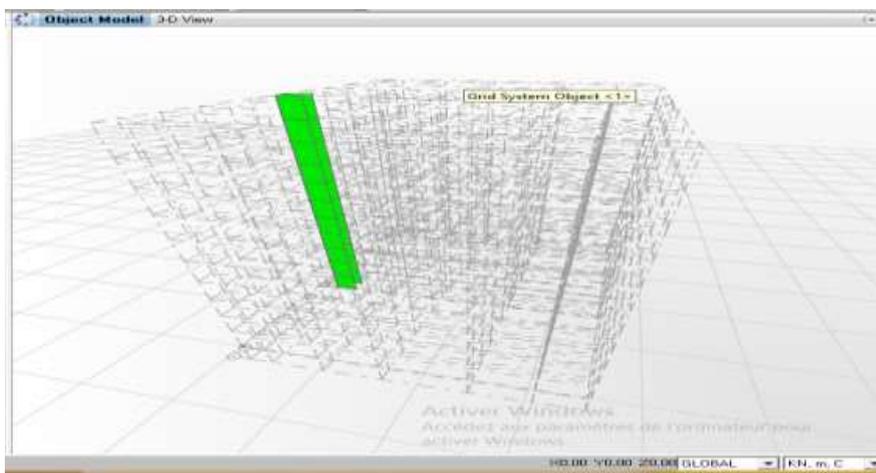


Figure IV.1 : Modèle initial.

étage	Elements	
	Poteau (cm ²)	Voiles (cm)
7 ^{eme} / 8 ^{eme} / 9 ^{eme}	35×35	e = 15
4 ^{eme} / 5 ^{eme} / 6 ^{eme}	40×40	
2 ^{eme} / 3 ^{eme}	45×45	
Sous sole/ RDC/1 ^{er}	50×50	

Tableau IV.2 : Sections des poteaux et voiles de chaque niveau (Modèle initial).

1- Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

Modes	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,582831	0,04003	0,47327	0,000001184	0,04003	0,47327	1,582831
2	1,438979	0,54879	0,13963	0,000001123	0,58882	0,6129	1,438979
3	1,263872	0,1382	0,13174	0,000006567	0,72702	0,74464	1,263872
4	0,54588	0,00101	0,06451	0,000004403	0,72803	0,80915	0,54588
5	0,445788	0,12282	0,00691	4,448E-08	0,85084	0,81606	0,445788
6	0,406928	0,01138	0,05113	0,00002442	0,86223	0,86718	0,406928
7	0,325996	0,000001328	0,02146	0,000004456	0,86223	0,88865	0,325996
8	0,222871	0,00208	0,0084	0,00001247	0,86431	0,89705	0,222871
9	0,218523	0,05313	0,00003087	0,000006966	0,91744	0,89708	0,218523
10	0,205514	0,00045	0,03091	0,00004355	0,91789	0,92799	0,205514
11	0,166174	0,00025	0,00564	0,00013	0,91814	0,93363	0,166174
12	0,150524	0,000003602	0,00026	0,07847	0,91815	0,93388	0,150524

Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale **$T = 1,582$ s.**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **10^{ème} mode.**
- Le premier mode est un mode **couple (translation+ torsion)**
- Le deuxième mode est un mode de **couple (translation+ torsion)**
- Le troisième mode est un mode de **torsion.**

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour éviter les modes rotations et augment.

3 -Résultantes des forces sismiques :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{Lx}} \quad T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{Ly}}$$

Selon x-x : $L_x = 24,5m \Rightarrow T_x = 0,62s$

Selon y-y : $L_y = 31,25m \Rightarrow T_y = 0,55s$

Or $\begin{cases} T_1 = 0,15 s & (site3) \\ T_2 = 0,50 s & (site3) \end{cases}$

$T_{analytique} \rightarrow si T_{analytique} \leq T_{emprique}$

$T_{analytique} \rightarrow si T_{emprique} < T_{analytique} < 1,3 T_{emprique}$

$1,3 T_{emprique} si T_{analytique} > 1,3 T_{emprique}$

$T_{analytique} = 1,582 s$

$T_{emprique x} = 0,62 s$

$T_{emprique y} = 0,55 s$

Sens x :

$0,91 \rightarrow si 0,91 \leq 0,61 \rightarrow non$

$\rightarrow si 0,61 < 1,70 < 0,79 \rightarrow non$

$0,79 \rightarrow si 1,7 > 0,79 \rightarrow oui$

Sens y :

$0,91 \rightarrow si 0,71 \leq 0,56 \rightarrow non$

$0,91 \rightarrow si 0,56 < 0,91 < 0,71 \rightarrow non$

$1,3 * T \rightarrow si 0,91 > 0,71 \rightarrow oui$

Donc :

$T_x = 0,62 * 1,3 = 0,806 \rightarrow 0,91 > 0,806$

$T_y = 0,56 * 1,3 = 0,715 \rightarrow 0,91 > 0,715$

Ce qui donne :

$$T_2 \leq (T_x et T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,806} \right)^{2/3} = 1,60$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,715} \right)^{2/3} = 1,73$$

D'après le fichier des résultats de « sap2000 » on a :

$$W = 51636,687 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \end{cases} \begin{cases} V_x = 4957,12 \text{ KN} \\ V_y = 5136,56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,8V_x = 3965,69 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 4109,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3012,41 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2642,97 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 3012,41 \text{ KN} \leq 0,8V_x = 3965,69 \text{ KN} \\ V_t^y = 2642,97 \text{ KN} \leq 0,8V_y = 4109,24 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport $\frac{0,8V_x}{V_t^x} = 1,316 \implies r_x = 1,316$

$\frac{0,8V_y}{V_t^y} = 1,554 \implies r_y = 1,554$

T _{N(X-X)} empirique(s)	0,806
T _{N (Y-Y)} empirique (s)	0,715
T analytique (s)	1,582
1,3*T empirique X (s)	0,79
1,3*T empirique Y (s)	0,73
D _{X-X}	1,60
D _{y-y}	1,73

W (kN)	V (kN)		F (kN)		0.8V (kN)		r	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
51636,687	4957,12	5136,56	3012,41	2642,97	3965,69	4109,24	1,316	1,554

Tableau IV.4 : résultat des fores sismiques

1- Vérification des Déplacements inter étages du modèle initiale :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA99 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y)

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

-Si le déplacement latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

-Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants

-Rajouter des voiles dans la structure.

étage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Verification	
								Sens x	Sens y
9	6,80	7,19	34,01	35,94	2,37	1,36	3,06	Vérifier	Vérifier
8	6,33	6,92	31,64	34,58	2,73	2,14	3,06	Vérifier	Vérifier
7	5,78	6,49	28,91	32,44	3,16	2,69	3,06	No Vérifier	Vérifier
6	5,15	5,95	25,75	29,75	3,37	2,97	3,06	No Vérifier	Vérifier
5	4,48	5,36	22,38	26,78	3,62	3,53	3,06	No Vérifier	Non Vérifier
4	3,75	4,65	18,76	23,25	3,80	4,05	3,06	No Vérifier	Non Vérifier
3	2,99	3,84	14,96	19,20	3,77	4,06	3,06	No Vérifier	Non Vérifier
2	2,24	3,03	11,19	15,14	3,70	4,35	3,06	No Vérifier	Non Vérifier
1	1,50	2,16	7,49	10,80	3,32	4,22	3,06	No Vérifier	Non Vérifier
RDc	0,83	1,32	4,17	6,58	2,95	4,48	3,40	Vérifier	Non Vérifier

Tableau IV.5 : vérification du déplacement inter étage du modèle initial

- Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en rajoutant des voiles.
- Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique, et le plus éloigné possible du centre de rigidité et dans les deux sens.

Plusieurs essais ont été analysés, correspondant à différente disposition des voiles. Dans la suite nous présentons uniquement deux de ces modèles

IV.4.1 Modèle (02) : (voir figure ci-dessous)

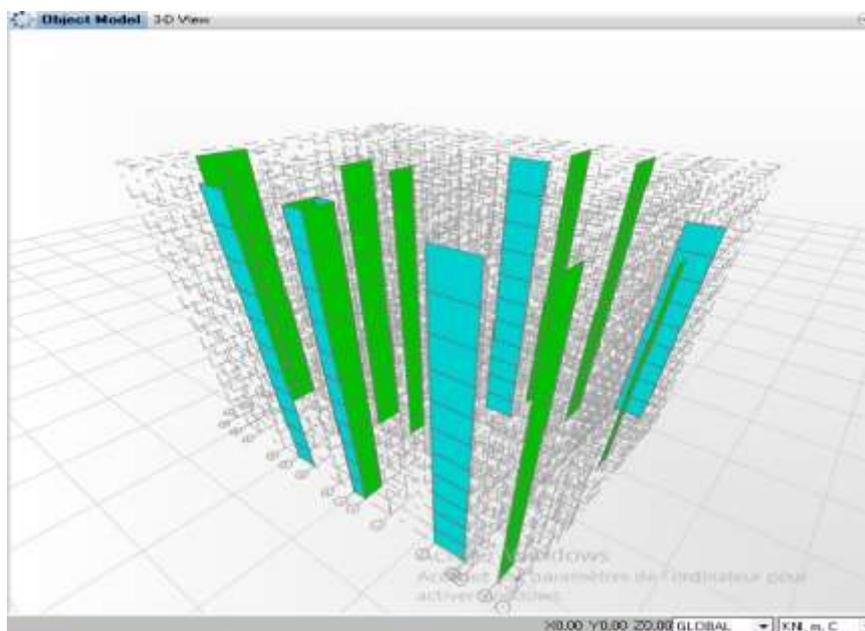


Figure IV.2 : Modèle (02).

1- Caractéristiques dynamiques propres du deuxième modèle :

Modes	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,241003	0,01098	0,68998	0,000003168	0,01098	0,68998	0,000003168
2	1,081383	0,68962	0,01147	0,00002359	0,70059	0,70146	0,00002676
3	0,978298	0,00001695	0,0056	0,00000221	0,70061	0,70706	0,00002896
4	0,366188	0,00234	0,13686	0,00002039	0,70295	0,84392	0,00004936
5	0,317239	0,12134	0,00373	0,00008123	0,82428	0,84765	0,00013
6	0,277373	0,0281	0,00083	0,000002451	0,85238	0,84847	0,00013
7	0,18209	0,00142	0,05413	0,00005132	0,8538	0,9026	0,00018
8	0,156221	0,03922	0,00365	0,000006286	0,89302	0,90625	0,00019
9	0,143444	0,00004403	0,00002226	0,15977	0,89307	0,90627	0,15996
10	0,134845	0,00021	0,00045	0,0206	0,89328	0,90672	0,18057
11	0,133131	0,01518	0,00139	0,00008051	0,90845	0,90811	0,18065
12	0,128484	0,00009595	0,00004596	0,00065	0,90855	0,90816	0,1813

Tableau IV.6 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du deuxième modèle

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale $T = 1,124 \text{ s}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **11^{ème} mode**.
- Le premier mode est un mode de **translation selon Y**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation selon X**.
- Le troisième mode est un mode de **rotation**.

3- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a :

$T_{N(X-X)}$ empirique(s)	0,63
$T_{N(Y-Y)}$ empirique (s)	0,7
T analytique (s)	0,995
1,3*T empirique X (s)	0,81
1,3*T empirique Y (s)	0,91
D_{X-X}	1,637
D_{Y-Y}	1,516

W (kN)	V (kN)		F (kN)		0.8V (kN)		r	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
46146,1	4986,1	4617,21	3251,88	3170,09	3988,88	3693,76	1,227	1,165

Tableau IV.7 : résultat des forces sismiques

4- Vérification des Déplacements inter étages du deuxième modèle :

étage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Vérification	
								Sens x	Sens y
9	4,28	5,62	25,79	28,11	1,78	1,48	3,06	Vérifier	Vérifier
8	3,93	5,33	23,83	26,63	1,93	3,42	3,06	Vérifier	Non Vérifier
7	3,54	4,64	21,69	23,21	2,04	2,82	3,06	Vérifier	Vérifier
6	3,14	4,08	19,44	20,40	2,16	2,92	3,06	Vérifier	Vérifier
5	2,70	3,50	16,96	17,48	2,29	2,53	3,06	Vérifier	Vérifier
4	2,25	2,99	14,28	14,94	2,37	3,67	3,06	Vérifier	Non Vérifier
3	1,77	2,26	11,51	11,28	2,32	3,04	3,06	Vérifier	Vérifier
2	1,31	1,65	8,68	8,24	2,24	2,90	3,06	Vérifier	Vérifier
1	0,86	1,07	5,88	5,34	1,97	2,47	3,06	Vérifier	Vérifier
RDc	0,47	0,57	3,35	2,87	1,68	2,08	3,40	Vérifier	Vérifier

Tableau IV.8 : vérification du déplacement inter étage du deuxième modèle

Remarque : Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles dans le sens Y donc on a ajouté des voiles.

IV.4.2 Modèle (03) : (voir figure ci-dessous)

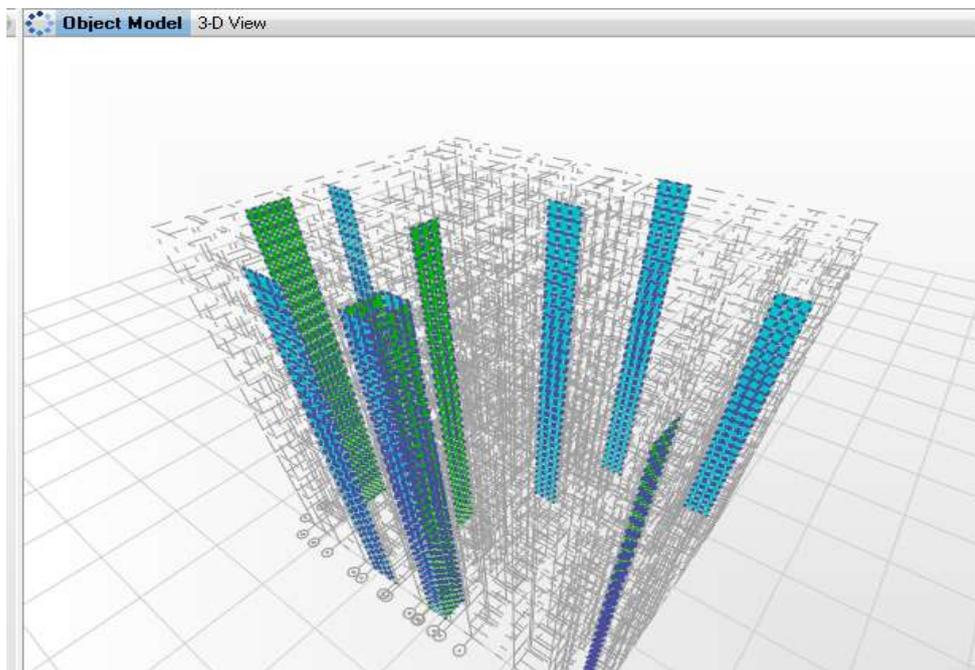


Figure IV.3 : Modèle (03).

1- Caractéristiques dynamiques propres du troisième modèle :

Modes	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,22907	0,7124	0,00157	7,231E-07	0,7124	0,00157	7,231E-07
2	1,186867	0,01402	0,70327	0,000004525	0,72674	0,71714	0,000006873
3	1,016216	0,00064	0,00134	9,232E-07	0,72737	0,71848	0,000007796
4	0,385734	0,13173	0,00184	0,00002135	0,8591	0,72032	0,00002915
5	0,351237	0,00222	0,14022	0,00001176	0,86132	0,86054	0,00004091
6	0,306993	0,00215	0,0000153	0,000003521	0,86347	0,86055	0,00004443
7	0,189428	0,05026	0,00137	8,138E-07	0,91374	0,86193	0,00004524
8	0,169397	0,00152	0,05452	0,000000991	0,91525	0,91645	0,00004624
9	0,14967	0,00357	0,00013	0,00002336	0,91882	0,91657	0,00006959
10	0,132117	0,000006338	0,00003656	0,23531	0,91882	0,91661	0,23538
11	0,121293	0,0001	0,000001132	0,01629	0,91893	0,91661	0,25167
12	0,119268	0,00024	0,00024	0,0477	0,91917	0,91685	0,29937

Tableau IV.9 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du troisième modèle.

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale $T = 1,229$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **10^{ème} mode**.
- Le premier mode est un mode de **translation selon X**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation selon Y**.
- Le troisième mode est un mode de **rotation**.

3- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a :

$T_{N(X-X)}$ empirique(s)	0,63
$T_{N(Y-Y)}$ empirique (s)	0,7
T analytique (s)	0,995
1,3*T empirique X (s)	0.81
1,3*T empirique Y (s)	0,91
D_{X-X}	1,637
D_{Y-Y}	1,516

W (kN)	V (kN)		F (kN)		0.8V (kN)		r	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	$V_{tx} > 0,8V_x$	$V_{ty} > 0,8V_y$
55807,478	4385,13	3891,79	3882,26	4013,59	3508,1	3113,43	verifier	verifier

Tableau IV.10 : résultat des fores sismiques

4- Vérification des Déplacements inter étages du troisième modèle :

étage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Vérification	
								Sens x	Sens y
9	5,15	4,85	25,79	24,26	1,96	1,93	3,06	Vérifier	Vérifier
8	4,76	4,47	23,83	22,33	2,13	2,11	3,06	Vérifier	Vérifier
7	4,33	4,04	21,69	20,22	2,25	2,25	3,06	Vérifier	Vérifier
6	3,88	3,59	19,44	17,97	2,48	2,44	3,06	Vérifier	Vérifier
5	3,39	3,11	16,96	15,53	2,68	2,58	3,06	Vérifier	Vérifier
4	2,85	2,59	14,28	12,95	2,76	2,62	3,06	Vérifier	Vérifier
3	2,30	2,07	11,51	10,33	2,84	2,63	3,06	Vérifier	Vérifier
2	1,73	1,54	8,68	7,71	2,80	2,53	3,06	Vérifier	Vérifier
1	1,17	1,04	5,88	5,18	2,53	2,25	3,06	Vérifier	Vérifier
RDc	0,67	0,59	3,35	2,93	2,31	2,01	3,40	Vérifier	Vérifier

Tableau IV.11 : vérification du déplacement inter étage du troisième modèle

- ✓ Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le

« RPA99 version 2003 ».

IV.4.3 vérification spécifique aux sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d = l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Niv	B _c (cm ²)	N _d (KN) G+Q+E	V	Obs < 0,30
P9	50×50	236,81	0,038	Verifier
P8	50×50	465,99	0,075	Verifier
P7	55×55	701,39	0,093	Verifier
P6	55×55	944,38	0,125	Verifier
P5	55×55	1190,74	0,157	Verifier
P4	60×60	1439,71	0,160	Verifier
P3	60×60	1695,97	0,188	Verifier
P2	60×60	1955,39	0,217	Verifier
P1	65×65	2220,47	0,210	Verifier
RDC	65×65	2487,83	0,259	Verifier
Sous sol	65×65	2995,62	0,284	Verifier

Tableau IV.12 : vérification de l'effort normal pour les poteaux

N.B : Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la valeur admissible imposée par le « RPA99 version 2003 ».

IV.4.4 Résultats de l'analyse dynamique du troisième modèle après les modifications des Sections des poteaux (Modèle final) :

1- Caractéristiques dynamique propres du modèle final

Modes	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,126926	0,70844	0,02092	0,000001114	0,70844	0,02092	0,000001114
2	1,052025	0,02047	0,69439	0,000006007	0,72891	0,71531	0,000007121
3	0,904894	0,00144	0,00077	4,689E-07	0,73035	0,71608	0,00000759
4	0,33714	0,12506	0,00262	0,00001283	0,85541	0,7187	0,00002042
5	0,305208	0,00347	0,13571	0,00002081	0,85887	0,85441	0,00004123
6	0,269661	0,0007	0,00194	0,000001998	0,85958	0,85635	0,00004323
7	0,166808	0,04994	0,00162	0,000001948	0,90951	0,85796	0,00004518
8	0,147754	0,00205	0,05266	0,0000259	0,91156	0,91063	0,00007108
9	0,132569	0,00181	0,00107	0,000007254	0,91338	0,9117	0,00007833
10	0,104896	0,0000504	0,00004918	0,19991	0,91343	0,91175	0,19999
11	0,099871	0,02498	0,00051	0,01389	0,93841	0,91226	0,21388
12	0,098817	0,00153	0,00012	0,00995	0,93994	0,91237	0,22382

Tableau IV.13 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du troisième Modèle après la vérification spécifique aux sollicitations normales (et modification des sections des poteaux).

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale $T = 1,126s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8^{ème} mode**.
- Le premier mode est un mode de **translation selon X**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation selon Y**.
- Le troisième mode est un mode de **rotation**.

3- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a :

$T_{N(X-X)}$ empirique(s)	0,63
$T_{N(Y-Y)}$ empirique (s)	0,7
T analytique (s)	0,995
1,3*T empirique X (s)	0.81
1,3*T empirique Y (s)	0,91
D_{x-x}	1,637
D_{y-y}	1,516

W (kN)	V (kN)		F (kN)		0.8V (kN)		r	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	$V_{tx} > 0,8V_x$	$V_{ty} > 0,8V_y$
59866,7	5819,04	5886,39	4809,55	5335,85	4655,23	4709,11	verifier	verifier

Tableau IV.14 : résultat des forces sismiques

4- Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle troisième après la vérification spécifique aux sollicitations normales (et modification des sections des poteaux)

étage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Vérification	
								Sens x	Sens y
9	4,77	4,90	23,86	24,52	1,64	1,73	3,06	Vérifier	Vérifier
8	4,45	4,56	22,23	22,79	1,86	1,97	3,06	Vérifier	Vérifier
7	4,07	4,16	20,37	20,82	2,10	2,21	3,06	Vérifier	Vérifier
6	3,65	3,72	18,27	18,61	2,35	2,44	3,06	Vérifier	Vérifier
5	3,18	3,24	15,92	16,18	2,57	2,65	3,06	Vérifier	Vérifier
4	2,67	2,71	13,36	13,53	2,70	2,78	3,06	Vérifier	Vérifier
3	2,13	2,15	10,66	10,75	2,75	2,82	3,06	Vérifier	Vérifier
2	1,58	1,59	7,91	7,93	2,67	2,72	3,06	Vérifier	Vérifier
1	1,05	1,04	5,23	5,21	2,40	2,42	3,06	Vérifier	Vérifier
RDC	0,57	0,56	2,83	2,79	2,79	2,83	3,40	Vérifier	Vérifier

Tableau IV.15 : vérification du déplacement inter étage du modèle final

IV.4.6. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

- Dans nos précédant calcul en a pris R=5, donc selon le RPA il faut justifier que :

1. les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Les voiles et les portiques reprennent conjointement la charge horizontale

proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

IV.4.6.1. Justification des voiles sous charges verticales :

D'après le sap2000 on a trouvé :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 65693,6$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 10734,43$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 16,34 \% < 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

IV.4.6.2. Justification des portiques sous charges horizontale :

Etage	V _x total (KN)	V _x portique (KN)	V _{portique} %	Condition	Vérification
9	1426,2324	901,3485	63,20	25	Vérifiée
8	1982,1304	1514,3516	76,40	25	Vérifiée
7	2530,0694	1656,281	65,46	25	Vérifiée
6	2985,3509	1762,0224	59,02	25	Vérifiée
5	3359,0468	2137,9411	63,65	25	Vérifiée
4	3724,9442	2176,3099	58,42	25	Vérifiée
3	4041,5951	2145,0884	53,07	25	Vérifiée
2	4279,6314	2313,7153	54,06	25	Vérifiée
1	4525,9804	1739,5355	38,43	25	Vérifiée
RDC	4584,8016	1682,0227	36,68	25	Vérifiée

Tableau IV.16 : pourcentage des efforts tranchants dans le sens X

Etage	V _y total (KN)	V _y portique (KN)	V _{portique} %	Condition	Vérification
9	1696,7058	969,1662	57,12	25	Vérifiée
8	2401,5604	1515,5932	63,11	25	Vérifiée
7	3014,6092	1608,119	53,34	25	Vérifiée
6	3545,8909	1674,7618	47,23	25	Vérifiée
5	4013,5473	2009,9806	50,08	25	Vérifiée
4	4421,9406	2001,533	45,26	25	Vérifiée
3	4574,4208	1945,4204	40,74	25	Vérifiée
2	5068,9527	2098,8769	41,41	25	Vérifiée
1	5271,9333	1540,2618	29,21	25	Vérifiée
RDC	5339,2875	1605,6284	30,07	25	Vérifiée

Tableau IV.17 : pourcentage des efforts tranchants dans le sens y

- Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- L'effort tranchant repris par les portiques est supérieur à 25%, dans le sens Y et X pour tous les étages

Donc la valeur du coefficient de comportement $R=5$ est justifiée

IV4.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

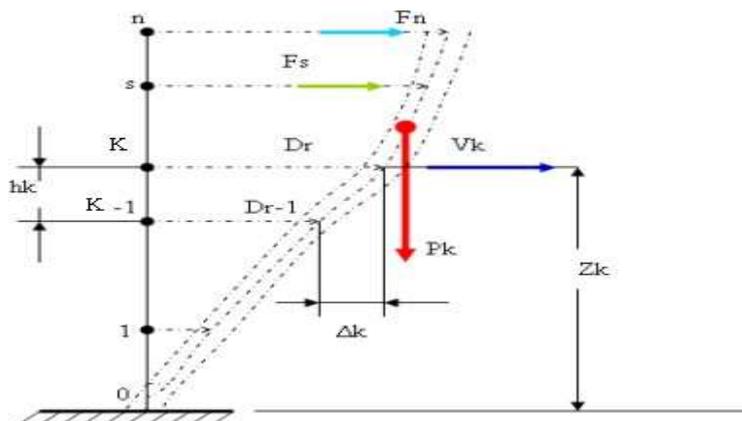


Figure IV.4 : Evaluation des effets du second ordre.

- Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

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

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

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Les résultats représentent dans les tableaux suivants :

➤ Sens x :

Etage	H _k (mm)	P _K (KN)	Δ _x (cm)	V _x (KN)	θ _x	Vérification
<i>Sous sol</i>	306,0	58488.5	0,79	4809,0458	0,031	Vérifiée
RDC	340,0	55285,1	2,04	4584,8016	0,072	Vérifiée
1	306,0	50082,1	2,4	4525,9804	0,087	Vérifiée
2	306,0	44560,8	2,67	4279,6314	0,091	Vérifiée
3	306,0	39179,0	2,75	4041,5951	0,087	Vérifiée
4	306,0	33941,6	2,7	3724,9442	0,080	Vérifiée
5	306,0	28710,6	2,57	3359,0468	0,072	Vérifiée
6	306,0	23483,1	2,35	2985,3509	0,060	Vérifiée
7	306,0	18385,6	2,1	2530,0694	0,050	Vérifiée
8	306,0	13293,3	1,86	1982,1304	0,041	Vérifiée
9	306,0	8367,39	1,64	1426,2324	0,031	Vérifiée

Tableau IV.18 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axe X

➤ Sens y :

Etage	H _k (mm)	P _K (KN)	Δ _y (cm)	V _y (KN)	Θ _y	Observation
<i>Sous sol</i>	306,0	58488.5	0,77	5339,2895	0,028	Vérifiée
RDC	340,0	55285,1	2,03	5339,2875	0,062	Vérifiée
1	306,0	50082,1	2,42	5271,9333	0,075	Vérifiée
2	306,0	44560,8	2,72	5068,9527	0,078	Vérifiée
3	306,0	39179,0	2,82	4574,4208	0,079	Vérifiée
4	306,0	33941,6	2,78	4421,9406	0,070	Vérifiée
5	306,0	28710,6	2,65	4013,5473	0,062	Vérifiée
6	306,0	23483,1	2,44	3545,8909	0,053	Vérifiée
7	306,0	18385,6	2,21	3014,6092	0,044	Vérifiée
8	306,0	13293,3	1,97	2401,5604	0,036	Vérifiée
9	306,0	8367,39	1,73	1696,7058	0,028	Vérifiée

Tableau IV.19 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axe Y

Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) est justifié

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**. [3], [1]

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

V.2. Ferraillage des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers la fondation.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression ' N ', et à un moment fléchissant.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- * Section entièrement tendue : SET
- * Section entièrement comprimée : SEC
- * Section partiellement comprimée : SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

V.2.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable **ELU** : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$*0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$*0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

- **N.B** : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

V.2.3.1. Situation durable :

➤ Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s cm ²
RDC- 1 ^{er}	65×65	-3809,753	-18,4304	SEC	0	0
2eme-3ème - 4ème	60×60	-2727,251	-41,8564	SEC	0	0
5ème - 6ème- 7eme	55×55	-1683,014	-41,7606	SEC	0	0
8ème - 9ème	50×50	-667,351	-37,1996	SEC	0	0

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC - 1 ^{er}	65×65	93,3865	-2197,444	SEC	0	0
2eme - 3ème - 4ème	60×60	98,2002	-877,558	SEC	0	0
5ème - 6ème - 7eme	55×55	106,707	-405,802	SPC	0,4	0
8ème - 9ème	50×50	165,514	-120,849	SPC	9,62	0

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC- 1er	65×65	-949,894	-22,3419	SEC	0	0
2eme- 3ème - 4ème	60×60	-616,279	-24,6741	SEC	0	0
5ème - 6ème - 7eme	55×55	-133,965	-46,0656	SPC	0	0,63
8ème - 9ème	50×50	-62,114	-48,373	SPC	0	2,19

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

V.2.3.2. Situation accidentelle

➤ Combinaison : G+Q+E

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC - 1 ^{er}	65×65	-4521,937	-228,6576	SEC	0	0
2eme-3ème - 4ème	60×60	-2646,222	-215,6138	SEC	0	0
5ème - 6ème- 7eme	55×55	-1305,969	-129,487	SEC	0	0
8ème - 9ème	50×50	-508,725	-90,2115	SEC	0	0

Tableau V.5: Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC - 1 ^{er}	65×65	310,3604	-237,896	SPC	12,72	0
2eme-3ème - 4ème	60×60	-273,4248	-1366,087	SEC	0	0
5ème - 6ème- 7eme	55×55	-221,4651	-1053,04	SPC	0	0,41
8ème - 9ème	50×50	-192,1291	-152,766	SPC	0	11,2

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC - 1 ^{er}	65×65	1815,917	64,6994	SET	29,68	22,53
2eme - 3ème - 4ème	60×60	826,069	200,0531	SPC	23,85	0
5ème - 6ème - 7eme	55×55	30,391	156,4883	SPC	9,96	0
8ème - 9ème	50×50	76,715	105,0773	SPC	8,14	0

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

➤ Combinaison : **0,8G+E** :

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm]
RDC - 1 ^{er}	65×65	-4107,824	-228,938	SEC	0	0
2eme-3ème - 4ème	60×60	-2368,031	-213,1854	SEC	0	0
5ème - 6ème- 7eme	55×55	-922,438	-113,6988	SEC	0	0
8ème - 9ème	50×50	-359,619	-80,5569	SEC	0	0

Tableau V.8: Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC - 1 ^{er}	65×65	296,8834	186,43	SPC	18,11	0
2eme-3ème - 4ème	60×60	-257,6677	-1095,942	SPC	0	0,11
5ème - 6ème- 7eme	55×55	-207,5202	-830,556	SPC	0	1,86
8ème - 9ème	50×50	-177,5148	-122,999	SPC	0	10,48

Tableau V.9: Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Etage	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC - 1 ^{er}	65×65	2223,565	46,8736	SET	34,56	29,37
2eme-3ème - 4ème	60×60	1098,752	196,633	SET	27,57	4,02
5ème - 6ème- 7eme	55×55	175,359	150,563	SPC	11,75	0
8ème - 9ème	50×50	112,894	103,113	SPC	8,55	0

Tableau V.10 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

V.2.3.3. Choix des armatures :

Etage	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adps} (cm ²)
RDC - 1 ^{er}	65×65	34,56	38,03	253,5	126,75	20T16	40,21
2eme-3ème - 4ème	60×60	27,57	32,4	216	108	20T16	40,21
5ème - 6ème- 7eme	55×55	11,75	27,23	181,5	90,75	16T16	32,17
8ème - 9ème	50×50	11,2	22,5	150	75	8T16+8T14	28,39

Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux.

Exemple de calcul :

$$AS^{min} (RPA) = \frac{0.9 \times b \times h}{100} = \frac{0.9 \times 65 \times 65}{100} = 38.025 \text{ Cm}^2$$

$$A_s^{max} (Z.R) = 0,06 \times b \times h = 0,06 \times 65 \times 65 = 253,5 \text{ Cm}^2$$

$$A_s^{max} (Z.C) = 0,03 \times b \times h = 0,03 \times 60 \times 60 = 126,75 \text{ Cm}^2$$

V.2.3. 4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Acier** : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{ij}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{max} , M_{corr}) :

Etage	S(cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC - 1 ^{er}	65×65	-2775,268	-13,3697	40,72	78,9	201,63	5,3	15	Vérifier
2eme-3ème - 4ème	60×60	-1986,794	-30,3659	40,72	68,1	201,63	4,66	15	Vérifier
5ème - 6ème-7eme	55×55	-1226,466	-30,2967	32,68	54,2	201,63	3,76	15	Vérifier
8ème - 9ème	50×50	-487,157	-26,9633	27,96	31,1	201,63	2,27	15	Vérifier

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

b. (M^{max} , N^{corr}) :

Etage	S(cm ²)	M_{ser}^{max} (kN)	N_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC - 1 ^{er}	65×65	67,9603	-1635,707	40,72	56,7	201,63	3,97	15	Vérifier
2eme-3ème - 4ème	60×60	71,2749	-668,382	40,72	35,2	201,63	2,62	15	Vérifier
5ème - 6ème-7eme	55×55	77,496	-296,54	32,68	33,6	201,63	2,73	15	Vérifier
8ème - 9ème	50×50	120,8004	-88,661	27,96	96,9	201,63	4,8	15	Vérifier

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux

V.2.3. 5. Vérification De L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ Doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très Préjudiciable.

➤ Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

$$\lambda : \text{L'élançement du poteau} \quad \lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Étage	Sections (Cm ²)	T _u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC - 1 ^{er}	65×65	59,92	0,158	11,42	0,075	1,875	2,5	Vérifier
2eme-3ème - 4ème	60×60	62,46	0,193	12,37	0,075	1,875	2,5	Vérifier
5ème - 6ème- 7ème	55×55	66,08	0,243	13,49	0,075	1,875	2,5	Vérifier
8ème - 9ème	50×50	90,98	0,404	14,84	0,075	1,875	2,5	Vérifier

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Exemple de calcul :

Poteau 60*60 : h=60 ; b=60 ; Tu=14638 ; d=0,9*h=54

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{59,92 \times 10^3}{650 \times 585} = 0,158$$

$$\bar{\tau}_u^{RPA} = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875$$

$$\bar{\tau}_u^{CBA93} = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4MPa) = \text{Min}(2,5; 4MPa)$$

$$Lf = 0,7 \times 306 = 214,2$$

$$I_{pot} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{65 \times 65^3}{12} = 1487552,08 \text{ Cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1487552,08}{650 \times 650}} = 18,76$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{214,2}{18,76} = 11,42$$

V.2.4. Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

➤ Selon BAEL91 modifié 99 : [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ $S_t \leq 10cm$ Zone nodale (zone III).

➤ $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Étage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone Nodal	Zone Courante
RDC - 1 ^{er}	65×65	20T16	16	10	15
2eme-3ème - 4ème	60×60	20T16	16	10	15
5ème - 6ème- 7eme	55×55	16T16	16	10	15
8ème - 9ème	50×50	8T16+8T14	16	10	14

Tableau V.15: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC - 1 ^{er}	65×65	2,142	3,29	3,75	59,92	N	10	0,86	8T8	4,02
						C	15	1,29	8T8	4,02
2eme-3ème - 4ème	60×60	2,142	3,57	3,75	62,46	N	10	0,98	8T8	4,02
						C	15	1,46	8T8	4,02
5ème - 6ème-7eme	55×55	2,142	3,89	3,75	66,08	N	10	1,12	8T8	4,02
						C	15	1,69	8T8	4,02
8ème - 9ème	50×50	2,142	4,28	3,75	90,98	N	10	1,71	8T8	4,02
						C	14	2,56	8T8	4,02

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Exemple de calcul :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{2142}{65} = 3,29$$

$$L_f = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$A^{t \text{ cal}} = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3,75 \times 59920 \times 100}{650 \times 400} = 86,42 \text{ mm}^2 = 0,8642 \text{ m}^2$$

V.2.5. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_1$ en zone III.

Pour : T16... $L_r=80\text{cm}$

T14... $L_r=70\text{cm}$

V.2.6. Ferraillage des poteaux d'entre sol :

Les poteaux du entre sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

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

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B=a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du entre sol.
- La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : N_u (RDC)= **3663,113KN**

Tableaux entrsol	l'effort normal N_u KN
65x65	3663,113

Tableau V.17 : l'effort normal des poteaux d entre sol

b. Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18,76cm$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \cdot 10^2}{18,76} = 11,42 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $Br = (65 - 2) \times (65 - 2) = 3969 cm^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{3663,113 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{3969 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -110,12 cm^2$$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du entre sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Type du Poteau	Section (Cm ²)	choix	A_s adopté (Cm ²)
Poteau d'entre sol	65x65	20T16	40,21

Tableau V.18 : Ferraillage des Poteaux du entre sol.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poteaux :

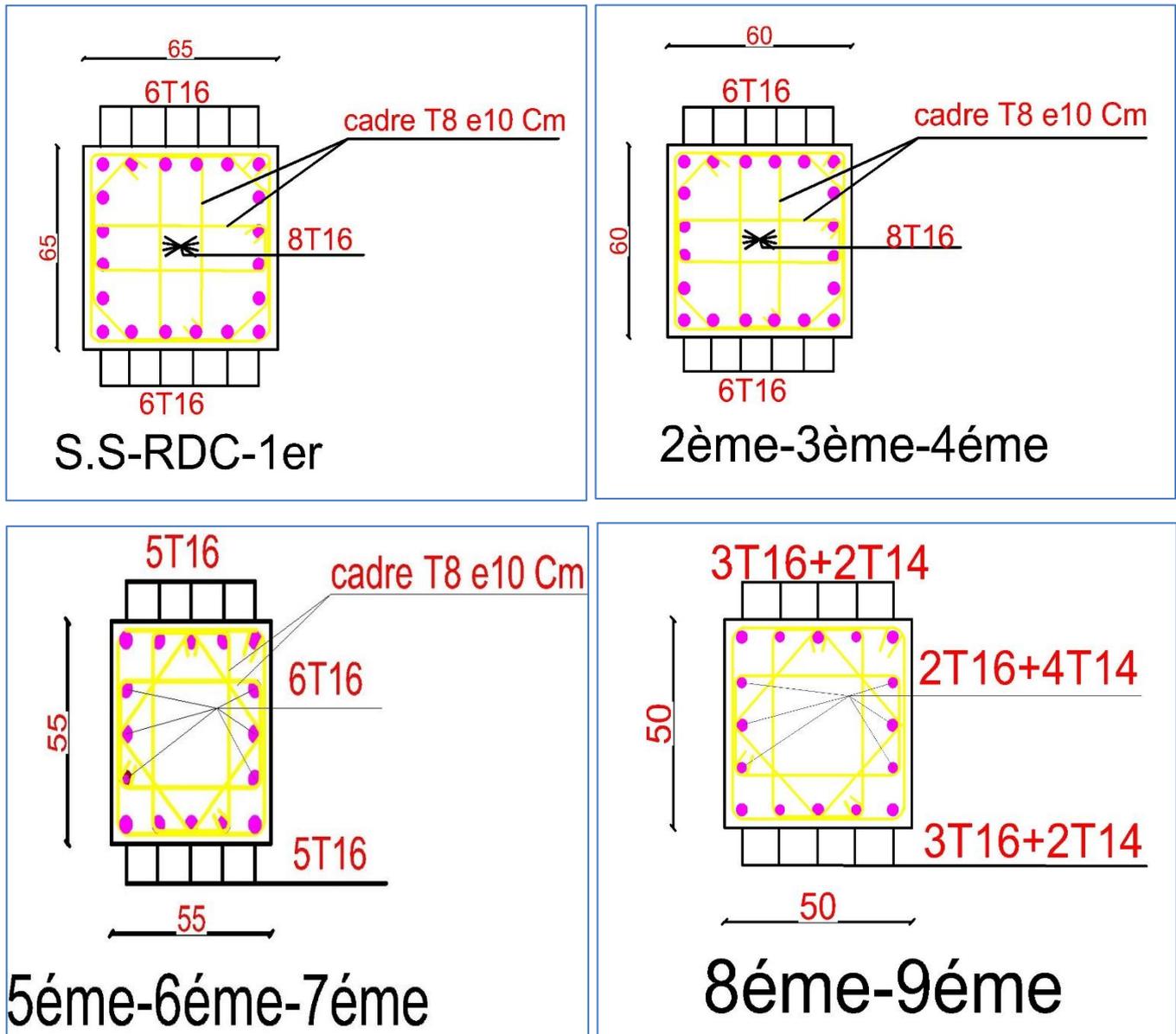


Figure.V.1 : Schéma de Ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

0.8 G ± E et G + Q ± E

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes

- **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,17$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **SAP**.

Ont disposé 3 types de poutres :

- Poutres porteur 30x45(cm²)
- Poutres non porteur 30x40(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
RDC- 9eme	30x45	Travée	92,2872	7,07	0
		Appui	-191,3571	0	16,37
Terrasse inaccessible	30x45	Travée	97,0154	7,47	0
		Appui	-177,2461	0	14,89

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres porteuses 30x45.

b- Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
RDC- 9eme	30x45	Travée	164,2265	13,57	0
		Appui	-252,0473	0	23,7
Terrasse inaccessible	30x45	Travée	75,6926	5,71	0
		Appui	-184,8423	0	15,68

Tableau V.20: Ferraillage des poutres porteuses 30x45.

c-Situation accidentelle : 0.8G +E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC- 9eme	30x45	Travée	127,1263	10,08	0
		Appui	-218,1478	0	19,4
Terrasse inaccessible	30x45	Travée	56,6982	4,21	0
		Appui	-145,9673	0	11,81

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres porteuses 30x45.

2.Sens non porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC- 9eme	30x40	Travée	34,6673	2,86	0
		Appui	-112,663	0	10,22
Terrasse inaccessible	30x40	Travée	28,179	2,31	0
		Appui	-48,6525	4,08	0

Tableau V.22 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC- 9eme	30x40	Travée	170,9959	17,06	0
		Appuis	-219,547	0,4	24,19
Terrasse inaccessible	30x40	Travée	119,2754	0	10,92
		Appuis	-169,8291	0	16,9

Tableau V.23 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

c. Situation accidentelle : 0.8G +E.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC- 9eme	30x40	Travée	129,5487	12,04	0
		Appuis	-219,492	0	24,19
Terrasse inaccessible	30x40	Travée	119,4672	0	10,94
		Appuis	-169,1159	0	16,81

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40

V.3.4 Choix des armatures :

➤ Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Étage	Position	A _S ^{max} Z.C (cm ²)	A _S ^{max} Z.R (cm ²)	A _S ^{min} Cm ²	A _S ^{cal} (Cm ²)	Choix des Armatures	A _S ^{adp} (Cm ²)
RDC- 9eme	Travée	54	81	12,15	13,57	6T20	18,85
	Appui	54	81	12,15	23,7	8T20	25,13
Terrasse inaccessible	Travée	54	81	12,15	7,47	4T20	12,57
	Appui	54	81	12,15	15,68	6T20	18,85

Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

Étage	Position	A_s^{max} Z.C (cm ²)	A_s^{max} Z.R (cm ²)	A_s^{min} Cm ²	A_s^{cal} (Cm ²)	Choix des Armature s	A_s^{adp} (Cm ²)
RDC- 9eme	Travée	70	105	10,8	17,06	6T20	18,85
	Appuis	70	105	10,8	24,19	8T20	25,13
Terrasse inaccessible	Travée	70	105	10,8	10,94	4T20	12,57
	Appuis	70	105	10,8	16,9	6T20	20,61

Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

V.3.5 Condition de non fragilité :

Il faut vérifier la condition suivante : $A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$ [BAEL,99]

Avec :

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $f_e = 400\text{Mpa}$

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (Cm ²)	A_s^{min} (Cm ²)	Vérification
30x45	12,57	1,47	Vérifiée
30x40	18,85	1,30	Vérifiée

Tableau V.27: Vérification de la condition de non fragilité.

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier.**
- Fissuration peu nuisiblePas de vérification.

- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$

- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA}$$

a. Sens longitudinal (poutre porteuse) :

Étage	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
RDC- 9eme	Travée	66,9699	14,2	15	95,4	201,6	Vérifier
	Appuis	-138,9324	7,3	15	76	201,6	Vérifier
Terrasse inaccessible	Travée	70,914	6,29	15	198,7	201,6	Vérifier
	Appuis	-128,830	8,1	15	196,6	201,6	Vérifier

Tableau V.28: Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS

b. Sens transversal (poutre non porteuse) :

Étage	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
RDC- 9eme	Travée	36,24	2,72	15	60,9	201,6	Vérifier
	Appuis	-81,570	5,09	15	56,5	201,6	Vérifier
Terrasse inaccessible	Travée	31,8255	3,05	15	79,7	201,6	Vérifier
	Appuis	-78,398	5,89	15	63,9	201,6	Vérifier

Tableau V.29: Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS

V.3.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91**

modifié 99

Étage	Sens	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	τ_u (Mpa)	Vérification
RDC- 9eme	Porteur	30x45	126,801	1,044	2,5	Vérifier
	Non Porteur	30x40	55,315	0,512	2,5	Vérifier
Terrasse inaccessible	Porteur	30x45	128,345	1,056	2,5	Vérifier
	Non Porteur	30x40	55,315	0, 512	2,5	Vérifier

Tableau V.30: Vérification de la contrainte de cisaillement

V.3.1 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=400MPa$).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [BAEL,99] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [RPA,03] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,29cm$

On prend : $\phi_t=10mm$.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Section (Cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL	RPA99		S _t ^{adp} (Cm)		A _t (Cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
				91	S _t (cm)	S _t (cm)Z ZN	S _t (cm)Z C	ZN			
Porteur	30x45	128,35	1,044	36,45	11,25	22,5	10	20	3,28	6T10	4,71
Non Porteur	30x40	55,315	0,512	32,4	10	20	10	20	2,92	6T8	3,02

Tableau V.31: calcul des armatures transversales.

V.3.2 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a:

Ø=20mm L_r=100cm

Ø=16mm L_r=80cm

Ø=14mm L_r=70cm

V.3.7-Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : L=Max (L_{gauche} ; L_{droite})

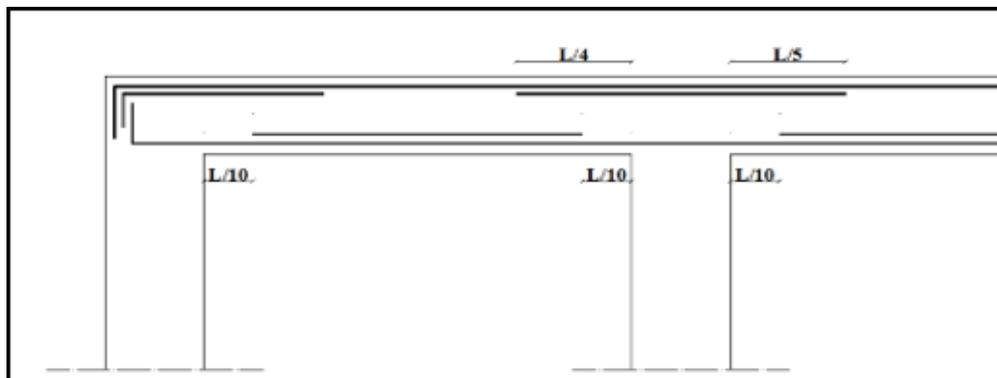


Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.3.3 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que :

$$\begin{cases} 0,5 + \frac{L(Cm)}{1000} & \text{si } L > 5 \\ \frac{L(Cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 \end{cases}$$

La valeur de la flèche maximale sous charge instantanée :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

La valeur de la flèche maximale sous charge a longue durée d'application :

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15 \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_{fi}\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_{fv}\mu} \end{cases} \quad \text{yMoment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

➤ Poutre principale

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
70,914	12,57	0,01034	2,0309	0,8123	0.5325	293762.7	155246,73	205062.83

f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
5,548	12,6	7,0515	11,25	La flèche est vérifiée

Tableau V.32 : vérification de la flèche de poutre porteuses

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{620}{1000} = 1,12cm = 11,2mm$$

➤ Poutre secondaire

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_0 (Cm ⁴)	I_{fi} (Cm ⁴)	I_{fv} (Cm ⁴)
36,24	12.57	0,0116	1,8103	0,7241	0,3681	212108.8	228520,86	210342,02

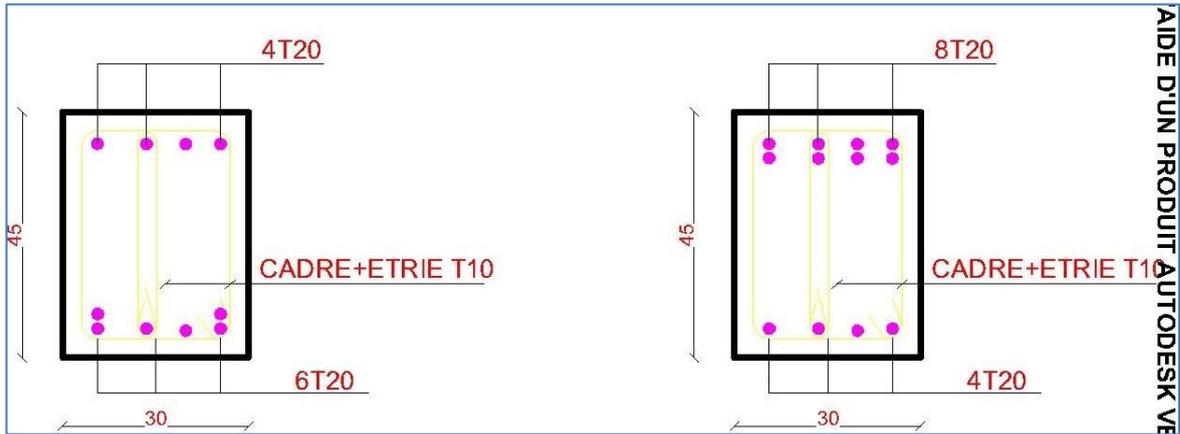
f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
1,63	5,313	3,683	10,75	La flèche est vérifiée

Tableau V.33 : vérification de la flèche de poutre non porteuses

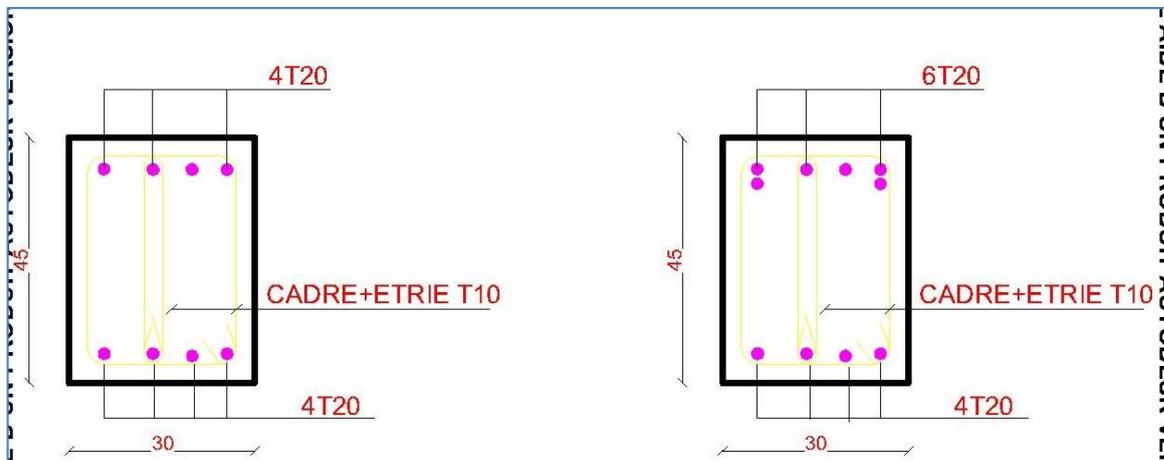
V.3.4 Schémas du ferrailage :

➤ Poutre porteuse :

a. Etage courante :

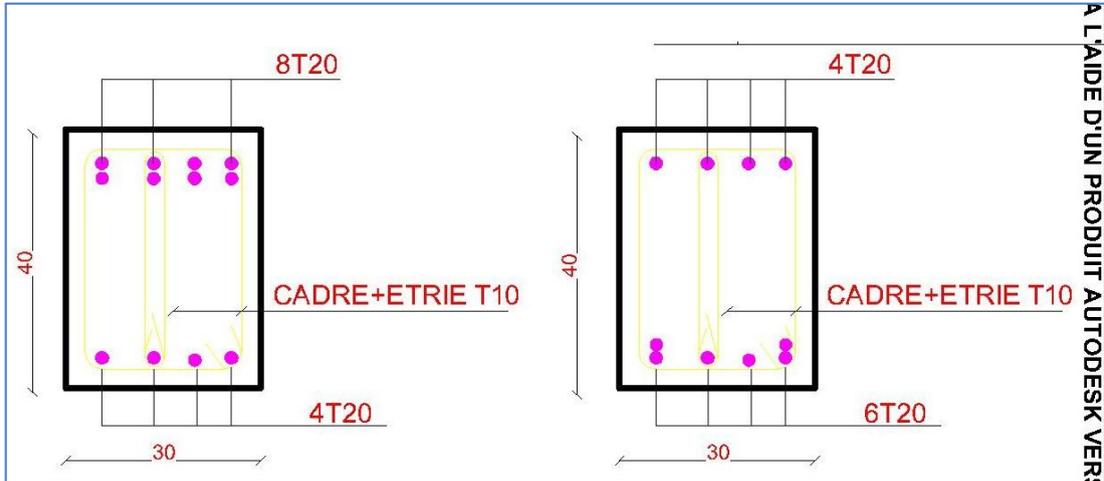


b. Terrasse inaccessible :

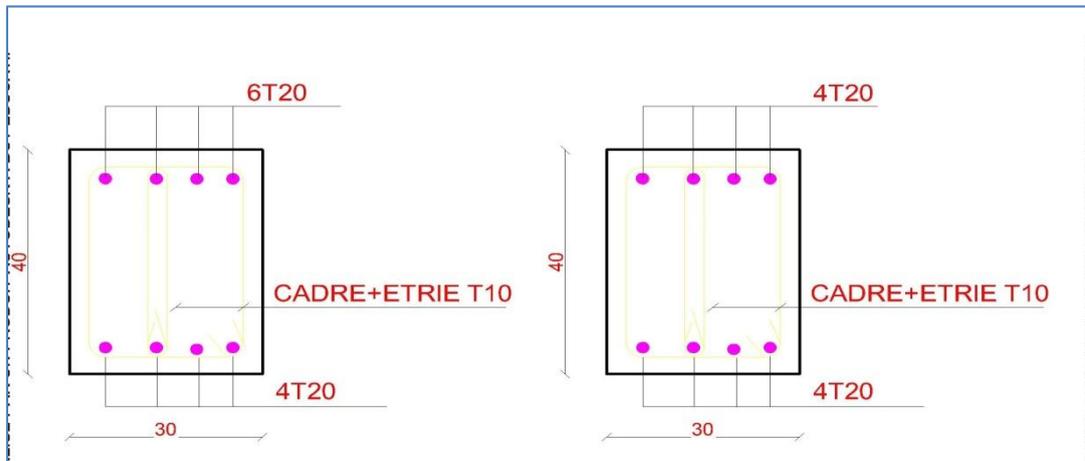


➤ Poutre non porteuse :

a. Etage courante :



b. Terrasse inaccessible :



V.4. Ferrailage des voiles :

V.4.1 Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4. 2 : Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

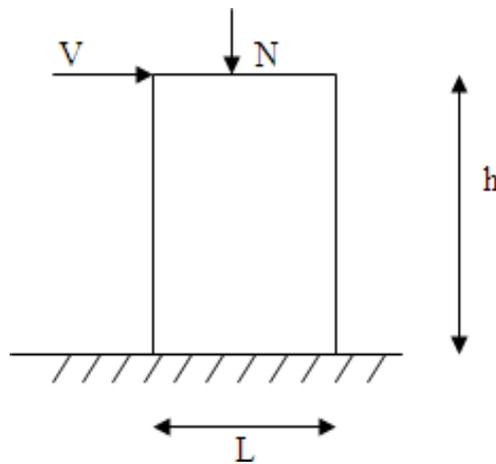


Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)

2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties
 et de pourcentage ρ_H

3- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).
 Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

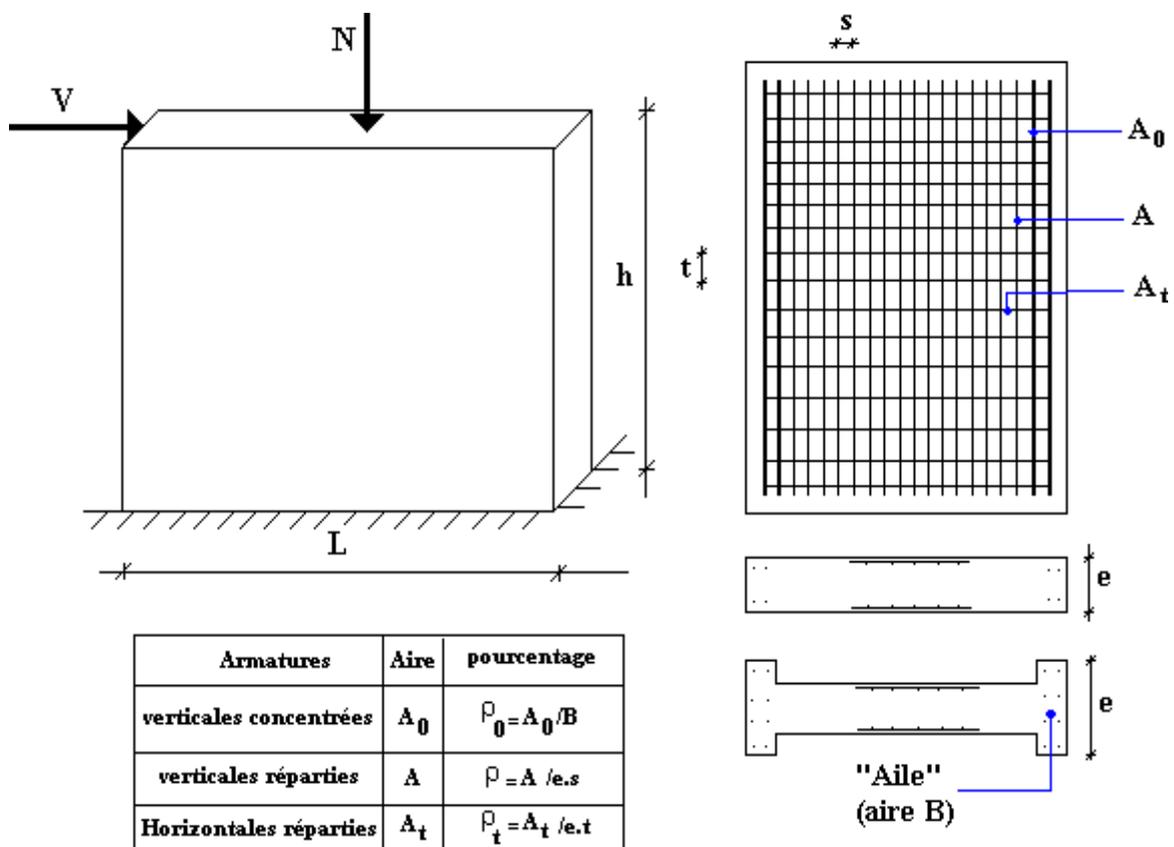
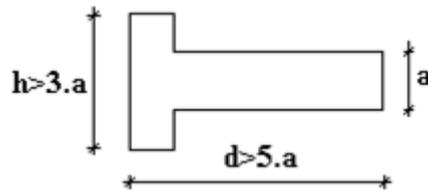


Figure V.5 : Schéma d'une voile pleine et disposition du ferrailage

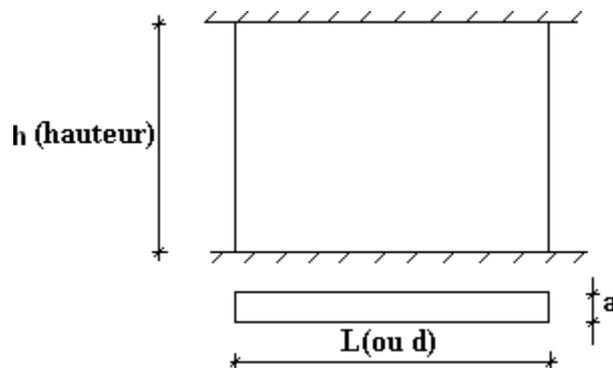
➤ **Préconisation du BAEL91 [1]**• **Justifications sous sollicitations normales****a. Conditions d'application**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ Pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ Pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

**Figure V.6 :** Définition de l'élément mur**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

l: La hauteur libre du mur;

 l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.**Figure V.7 :** Mur encastéré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau V.34: Valeurs de (l_f/l)

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

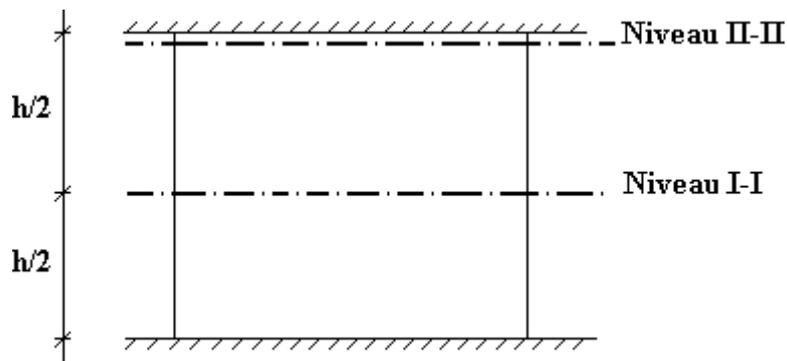
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<i>Elancement</i>	λ		$\sqrt{\frac{l_f \sqrt{12}}{a}}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	m^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u \lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$

Tableau V.35 : Calcul de $\sigma_{u \lim}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \lim} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ On n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.36 : Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m ² de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

Tableau V.37 : Aciers transversaux

e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **Méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec : F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

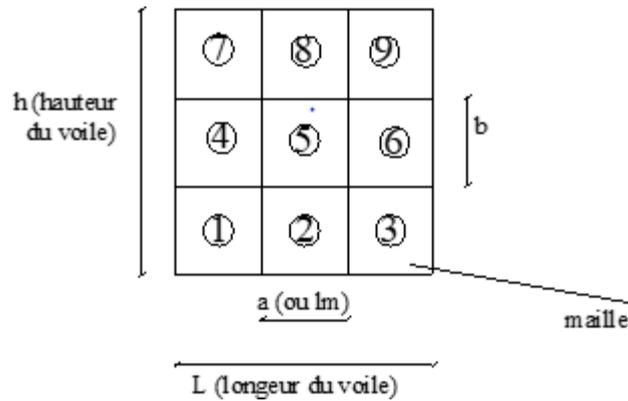


Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

• **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	Cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	M	0,5	0,33

Tableau V.38 : Aciers supplémentaires

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

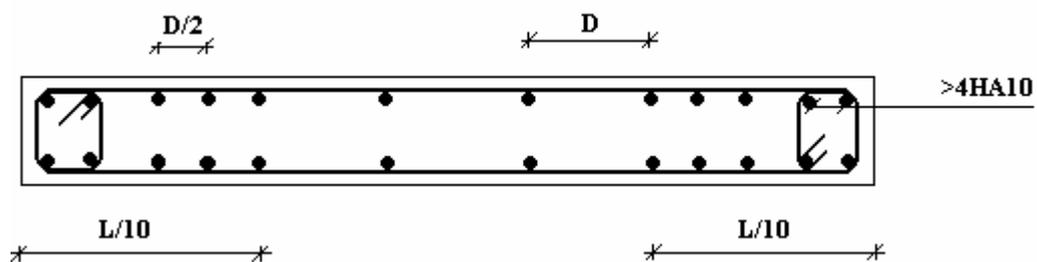


Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
 - L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
 - Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
 - Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
 - Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$
- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

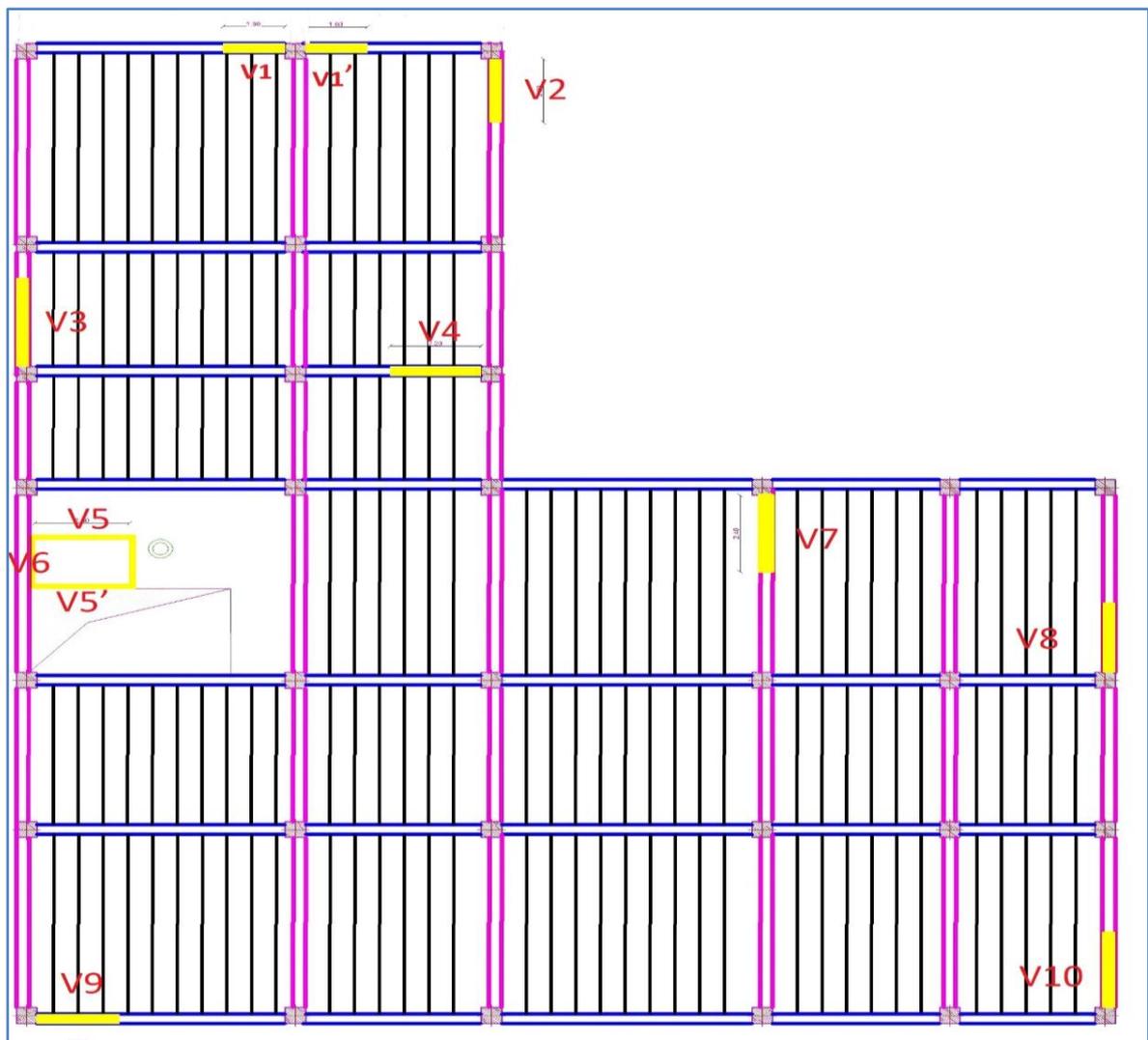
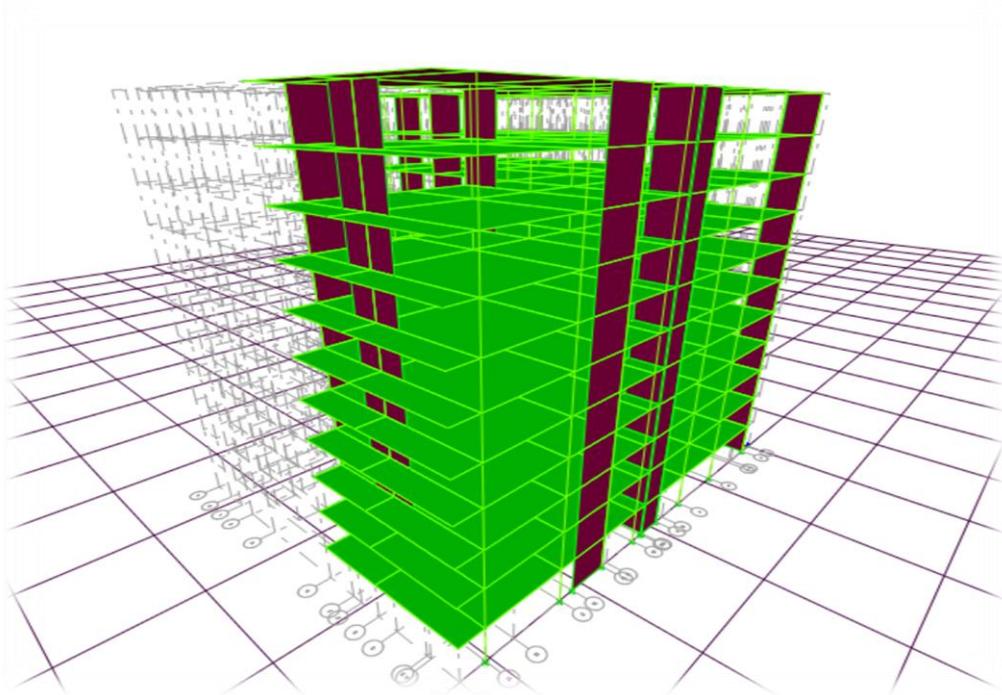


Figure V.10 : Disposition des voiles

	V 1	V 1'	V 2	V 3	V 4	V 5	V 5'	V 6	V 7	V 8	V 9	V 10
e (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Li (m)	1,5	1,5	2	2,8	2,2	2,3	2,3	2,2	2,4	2,2	2	2,4
Lvoile (m)	0,5	0,5	0,67	0,93	0,73	0,77	0,77	0,73	0,8	0,73	0,67	0,8

Tableau V.39 : Caractéristiques des voiles.

V.4.3. Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de

longueur $L=1,5m$

$a = 0.15 m$ (épaisseur)

$h_e = 3,40 m$ (hauteur de d'étage).

V.4.3. 1. Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 4,08 d'où la hauteur libre est

égale à : $h_e=3,40-0,45=2,95m$ (0,45m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,85 \times 2,95=2,5075$	$0,8 \times 2,95=2,36$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 57,91$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 54,50$
Coefficient α		0,37	0.51
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	m	$(a-0,02) = (0,15-0,02) = 0.13$	$(a-0,02)1 = (0,15-0,02)1 = 0.13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,37 \left[\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 7,75MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,51}{1 \times 0,15} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 10,98MPa$

Tableau V.40: calcul de σ_{bna} et σ_{ba} pour exemple

Remarque :

$\sigma_{ba} = 10,98 MPa$ correspondant à $A_s=0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,15) (1,5) = 0,225 m^2$ alors : $A_s = 2,25 \times 10^{-4} cm$

V.4.3. 2.Armatures de traction :

Les résultats récapitulent dans le tableau suivant :

Maille	1	2	3
$L_i(m)$	0,5	0,5	0,5
Dimensions (m ²) (a*I ^l) = S _j	0,075	0,075	0,075
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	10,4	2,20	-1,38
Force de traction F _i (MN) = $\sigma_j S_j$	0,78	0,165	-0,104
Section d'acier (cm ²) (Situation accidentelle $\gamma_s= 1$) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$	19,5	4,125	-2,6
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL : 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99 : 0,15 % S _{béton}	0,75	0,75	0,75
Choix	2x5T16	2x3T10	/
A _v adopté	20,11	4,71	/
S _i : espacement (cm)	10	16,67	/
S ≤ (1,5 a,30 cm) S ≤ 30 cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau V.41 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

V.4.3. 3.Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_{cal} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{3,50 (150)(500)}{400} 1,4 = 1010,625 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 10,11 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage

V.4.3. 4.Acier horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{1,2}$$

$$S_{t \min} = 22,5 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (3,5) (150) (255)}{(0,8) (400) (0,8)} = 6,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (18,31) = 12,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a l = \frac{0,15}{100} (15)(50) = 1,125 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 12,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 4T14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{50}{5} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm} < S_{t \min} = 22,5 \text{ cm}$... vérifié

Note : les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0,8G+E.

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Armature verticale de traction :

Voile 1 : X= 1,5 m

Étage	Maill e	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{v\text{adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,5	0,075	10,4	0,78	19,5	2,6	2×7T14	21,56	10
	2	0,5	0,075	2,2	0,165	4,125	0,55	2×3T10	4,72	10
	3	0,5	0,075	-2,6	/	/	/	2×3T10	4,72	10
-2ème -3ème -4ème	1	0,5	0,075	1,48	0,111	2,775	0,37	2×7T10	11	10
	2	0,5	0,075	-0,55	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	3	0,5	0,075	-1,39	/	/	/	2×3T10	4,72	10
-5ème -6ème -7ème	1	0,5	0,075	1,57	0,117	2,943	0,3925	2×7T10	11	10
	2	0,5	0,075	-0,27	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	3	0,5	0,075	-1,19	/	/	/	2×3T10	4,72	10
-8ème -9ème	1	0,5	0,075	1,58	0,119	2,96	0,40	2×7T10	11	10
	2	0,5	0,075	0,63	0,047	1,18	0,16	2×3T10	4,72	10
	3	0,5	0,075	-0,34	-0,025	-0,637	-0,085	2×3T10	4,72	10

Tableau V.42 : Calcul des armatures du voile (V1)

- Selon le BAEL : $\rho_v=,10\%$
- Selon le RPA99 : $\rho_v=,15\%$

D'où : $\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA99} \}$

Alors : $A_v = \text{Max} \{ A_v \text{ RPA} ; A_v \text{ BAEL} ; A_v \text{ calculé} \}$.

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) selon BAEL	A_v (cm ²) selon RPA99
1-2-3	0,5	0,75	1,125

Tableau V.43: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (v1)

Voile V1' x=1,5 m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{v\text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,5	0,075	-3,27	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	2	0,5	0,075	0,49	0,037	0,919	0,123	2×3T10	4,72	10
	3	0,5	0,075	8,21	0,616	15,394	2,052	2×6T14	18,48	10
-2ème -3ème -4ème	1	0,5	0,075	-3,04	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	2	0,5	0,075	-2,48	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	3	0,5	0,075	0,26	0,019	0,488	0,065	2×6T10	9,42	10
-5ème -6ème -7ème	1	0,5	0,075	-0,96	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	2	0,5	0,075	0,53	0,039	0,994	0,1325	2×3T10	4,72	10
	3	0,5	0,075	2,11	0,158	3,956	0,5275	2×6T10	9,42	10
-8ème -9ème	1	0,5	0,075	-0,63	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	2	0,5	0,075	0,43	0,032	0,806	0,108	2×3T10	4,72	10
	3	0,5	0,075	1,49	0,112	2,794	0,372	2×6T10	9,42	10

Tableau V.44 : Calcul des armatures du voile (V1')

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,5	0,75	1,125

Tableau V.45: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V1')

Voile V2 x=2 m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	A_v adop (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,67	0,1005	10,25	1,030	25,753	2,563	2×7T16	28,14	10
	2	0,67	0,1005	0,87	0,087	2,186	0,217	2×3T10	4,72	10
	3	0,67	0,1005	0,68	0,068	1,71	0,17	2×3T10	4,72	10
-2ème -3ème -4ème	1	0,67	0,1005	1,51	0,152	3,793	0,378	2×8T10	12,56	10
	2	0,67	0,1005	-0,52	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	3	0,67	0,1005	-0,68	/	/	/	2×3T10	4,72	10
-5ème -6ème -7ème	1	0,67	0,1005	1,70	0,171	4,271	0,425	2×8T10	12,56	10
	2	0,67	0,1005	0,33	0,033	0,829	0,085	2×3T10	4,72	10
	3	0,67	0,1005	-0,40	/	/	/	2×3T10	4,72	10
-8ème -9ème	1	0,67	0,1005	1,79	0,180	4,497	0,448	2×8T10	12,56	10
	2	0,67	0,1005	0,71	0,071	1,784	1,178	2×3T10	4,72	10
	3	0,67	0,1005	0,06	0,006	0,151	0,015	2×3T10	4,72	10

Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V2)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,67	1,005	1,51

Tableau V.47: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V2)

Voile V3 $x=2,8$ m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{v\text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,93	0,1395	3,18	0,443	11,09	0,795	2×4T12	12,24	10
	2	0,93	0,1395	1,46	0,204	5,092	0,365	2×3T10	4,72	10
	3	0,93	0,1395	9,03	1,259	31,49	2,2575	2×8T16	32,16	10
-2ème -3ème -4ème	1	0,93	0,1395	0,62	0,086	2,162	0,155	2×6T10	9,42	10
	2	0,93	0,1395	0,03	0,004	0,105	0,0075	2×3T10	4,72	10
	3	0,93	0,1395	2,65	0,369	9,242	0,663	2×8T10	12,56	10
-5ème -6ème -7ème	1	0,93	0,1395	0,08	0,011	0,279	0,02	2×6T10	9,42	10
	2	0,93	0,1395	0,49	0,068	1,709	0,1225	2×3T10	4,72	10
	3	0,93	0,1395	2,45	0,341	8,544	0,6125	2×8T10	12,56	10
-8ème -9ème	1	0,93	0,1395	0,61	0,085	2,127	0,1525	2×6T10	9,42	10
	2	0,93	0,1395	0,41	0,057	1,429	0,1025	2×3T10	4,72	10
	3	0,93	0,1395	1,49	0,208	5,196	0,372	2×8T10	12,56	10

Tableau V.48 : Calcul des armatures du voile (V3)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,93	1,4	2,09

Tableau V.49: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V3)

Voile 4 : Y=2,2m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{v\text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,73	0,1095	11,15	1,221	30,523	2,787	2×8T16	32,16	10
	2	0,73	0,1095	0,79	0,086	2,163	0,197	2×3T10	4,72	10
	3	0,73	0,1095	1,98	0,217	5,420	0,495	2×3T10	4,72	10
-2ème -3ème -4ème	1	0,73	0,1095	2,27	0,249	6,214	0,5675	2×6T10	9,42	10
	2	0,73	0,1095	0,27	0,029	0,739	0,067	2×3T10	4,72	10
	3	0,73	0,1095	0,39	0,0427	1,067	0,097	2×3T10	4,72	10
-5ème -6ème -7ème	1	0,73	0,1095	2,71	0,297	7,419	0,6775	2×6T10	9,42	10
	2	0,73	0,1095	0,76	0,083	2,081	0,19	2×3T10	4,72	10
	3	0,73	0,1095	0,01	0,001	0,027	0,0025	2×3T10	4,72	10
-8ème -9ème	1	0,73	0,1095	2,01	0,22	5,502	0,5025	2×6T10	9,42	10
	2	0,73	0,1095	0,77	0,084	2,108	0,1925	2×3T10	4,72	10
	3	0,73	0,1095	0,17	0,018	0,465	0,0425	2×3T10	4,72	10

Tableau V.50 : Calcul des armatures du voile (V4)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,73	1,095	1,64

Tableau V.51: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V4)

Voile V5 ET V5' x=2,3 m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{v\text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,77	0,115	10,76	1,237	30,93	2,69	2×8T16	32,16	10
	2	0,77	0,115	0,66	0,075	1,89	0,165	2×3T10	4,72	10
	3	0,77	0,115	2,13	0,2449	6,12	0,5325	2×4T12	9,04	10
-2ème -3ème -4ème	1	0,77	0,115	2,17	0,2495	6,238	0,5425	2×8T10	12,56	10
	2	0,77	0,115	0,22	0,025	0,632	0,055	2×3T10	4,72	10
	3	0,77	0,115	0,38	0,043	1,092	0,095	2×6T10	9,42	10
-5ème -6ème -7ème	1	0,77	0,115	2,70	0,310	7,762	0,675	2×8T10	12,56	10
	2	0,77	0,115	1,44	0,165	4,14	0,36	2×3T10	4,72	10
	3	0,77	0,115	0,04	0,0046	0,115	0,01	2×6T10	9,42	10
-8ème -9ème	1	0,77	0,115	1,79	0,205	5,146	0,4475	2×8T10	12,56	10
	2	0,77	0,115	1,20	0,138	3,45	0,3	2×3T10	4,72	10
	3	0,77	0,115	0,23	0,026	0,661	0,0575	2×6T10	9,42	10

Tableau V.52 : Calcul des armatures du voile (V5 et V5')

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,77	1,155	1,73

Tableau V.53 : Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V5 et V5')
Voile V6 $x=2,2$ m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{v\text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,73	0,1095	6,60	0,7227	18,067	1,65	2×6T14	18,48	10
	2	0,73	0,1095	0,68	0,0744	1,861	0,17	2×3T10	4,72	10
	3	0,73	0,1095	3,4	0,3810	9,526	0,87	2x4T14	12,32	10
-2ème -3ème -4ème	1	0,73	0,1095	0,95	0,1040	2,601	0,2375	2×6T10	9,42	10
	2	0,73	0,1095	0,09	0,0098	0,246	0,0225	2×3T10	4,72	10
	3	0,73	0,1095	2,16	0,2365	5,913	0,54	2×6T10	9,42	10
-5ème -6ème -7ème	1	0,73	0,1095	0,05	0,0054	0,136	0,0125	2×6T10	9,42	10
	2	0,73	0,1095	0,26	0,0284	0,711	0,065	2×3T10	4,72	10
	3	0,73	0,1095	2,11	0,2310	5,776	0,5275	2v6T10	9,42	10
-8ème -9ème	1	0,73	0,1095	0,79	0,0865	2,162	0,1975	2×6T10	9,42	10
	2	0,73	0,1095	0,53	0,0580	1,450	0,1325	2×3T10	4,72	10
	3	0,73	0,1095	0,97	0,1062	2,655	0,2425	2×6T10	9,42	10

Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V6)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,73	1,095	1,643

Tableau V.55 : Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V6)

Voile V7 $x=2,4$ m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	A_v adop (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,8	0,12	10,48	1,153	28,82	2,62	2×8T16	32,16	10
	2	0,8	0,12	1,15	0,138	3,45	0,2875	2×3T10	4,72	10
	3	0,8	0,12	0,98	0,118	2,94	0,245	2×3T10	4,72	10
-2ème -3ème -4ème	1	0,8	0,12	1,38	0,166	4,14	0,345	2×8T10	12,56	10
	2	0,8	0,12	-0,62	/	/	/	2×3T10	4,72	10
	3	0,8	0,12	-0,56	/	/	/	2×3T10	4,72	10
-5ème -6ème -7ème	1	0,8	0,12	1,84	0,221	5,52	0,46	2×8T10	12,56	10
	2	0,8	0,12	0,24	0,029	0,72	0,06	2×3T10	4,72	10
	3	0,8	0,12	-0,42	/	/	/	2×3T10	4,72	10
-8ème -9ème	1	0,8	0,12	2,04	0,245	6,12	0,51	2×8T10	12,56	10
	2	0,8	0,12	0,74	0,089	2,22	0,185	2×3T10	4,72	10
	3	0,8	0,12	0,09	0,011	0,27	0,0225	2×3T10	4,72	10

Tableau V.56 : Calcul des armatures du voile (V7)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,73	1,095	1,643

Tableau V.57 : Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V7)

Voile V8 $x=2,2m$

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	A_v adop (cm ²)	S_t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,73	0,11	1,04	0,1248	3,12	0,26	2×3T10	4,72	1
	2	0,73	0,11	0,34	0,0408	1,02	0,085	2×3T10	4,72	2
	3	0,73	0,11	11,16	1,228	30,69	2,79	2×8T16	32,16	3
-2ème -3ème -4ème	1	0,73	0,11	-0,31	/	/	/	2×3T10	4,72	1
	2	0,73	0,11	-0,46	/	/	/	2×3T10	4,72	2
	3	0,73	0,11	2,55	0,306	7,65	0,6375	2×8T10	12,56	3
-5ème -6ème -7ème	1	0,73	0,11	-0,32	/	/	/	2×3T10	4,72	1
	2	0,73	0,11	0,55	0,066	1,65	0,1375	2×3T10	4,72	2
	3	0,73	0,11	1,89	0,2268	5,67	0,4725	2×8T10	12,56	3
-8ème -9ème	1	0,73	0,11	0,22	0,0264	0,66	0,055	2×3T10	4,72	1
	2	0,73	0,11	0,91	0,1092	2,73	0,2275	2×3T10	4,72	2
	3	0,73	0,11	1,71	0,2052	5,13	0,4275	2×8T10	12,56	3

Tableau V.58 : Calcul des armatures du voile (V8)

Maille	Li (m)	Av (cm ²) Selon BAEL	Av (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,73	1,095	1,643

Tableau V.59 : Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V8)

Voile V9 x=2 m

Étage	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_j (MPa)	F _t (MN)	As (cm ²)	As/S (%)	Le choix	AV _{ado p} (cm ²)	S _t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,67	0,1	1,25	0,125	3,125	0,3125	2×3T10	4,72	1
	2	0,67	0,1	0,67	0,067	1,675	0,1675	2×3T10	4,72	2
	3	0,67	0,1	10,63	1,063	26,575	2,6575	2×8T16	32,16	3
-2ème -3ème -4ème	1	0,67	0,1	-0,27	/	/	/	2×3T10	4,72	1
	2	0,67	0,1	-0,29	/	/	/	2×3T10	4,72	2
	3	0,67	0,1	1,36	0,136	3,4	0,34	2×8T10	12,56	3
-5ème -6ème -7ème	1	0,67	0,1	-0,11	/	/	/	2×3T10	4,72	1
	2	0,67	0,1	0,56	0,056	1,4	0,14	2×3T10	4,72	2
	3	0,67	0,1	2,11	0,211	5,275	0,5275	2×8T10	12,56	3
-8ème -9ème	1	0,67	0,1	0,13	0,013	0,325	0,0325	2×3T10	4,72	1
	2	0,67	0,1	0,47	0,047	1,175	0,1175	2×3T10	4,72	2
	3	0,67	0,1	1,69	0,169	4,225	0,4225	2×8T10	12,56	3

Tableau V.60 : Calcul des armatures du voile (V9)

Maille	Li (m)	Av (cm ²) Selon BAEL	Av (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,67	1,005	1,51

Tableau V.61 : Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V8)

Voile V10 x=2 m

Étage	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_j (MPa)	F _t (MN)	As (cm ²)	As/S (%)	Le choix	AV _{ado p} (cm ²)	S _t (cm)
-SS -1er -RDC	1	0,8	0,12	2,26	0,2712	6,78	0,565	2×3T12	6,78	1
	2	0,8	0,12	1,16	0,1392	3,48	0,29	2×3T10	4,72	2
	3	0,8	0,12	9,83	1,1796	29,49	2,4575	2×8T16	32,16	3
-2ème -3ème -4ème	1	0,8	0,12	0,67	0,0804	2,01	0,1675	2×3T10	4,72	1
	2	0,8	0,12	0,31	0,0372	0,93	0,0775	2×3T10	4,72	2
	3	0,8	0,12	2,27	0,2724	6,81	0,5675	2×8T10	12,56	3
-5ème -6ème -7ème	1	0,8	0,12	0,43	0,0516	1,29	0,1075	2×3T10	4,72	1
	2	0,8	0,12	1,05	0,126	3,15	0,2625	2×3T10	4,72	2
	3	0,8	0,12	2,75	0,33	8,25	0,6875	2×8T10	12,56	3

Tableau V.62 : Calcul des armatures du voile (V9)

Maille	Li (m)	Av (cm ²) Selon BAEL	Av (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,8	1,2	1,8

Tableau V.63 : Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V10)

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Voile	Etage	L_i (m)	S_{12} (MPa)	$A_{v,cal}$ (cm ²)	Le choix	$A_{v,adopté}$ (cm ²)
V1 V1'	-SS-RDC-1er	0,5	1,96	5,66	2*4T10	6,28
	-2ème-3ème -4ème	0,5	1,25	3,61	2*4T10	6,28
	-5ème -6ème-7ème	0,5	0,98	2,83	2*4T10	6,28
	-8ème-9ème	0,5	0,59	1,70	2*4T10	6,28
V2	-SS-RDC-1er	0,67	1,76	6,81	2*4T12	9,04
	-2ème-3ème -4ème	0,67	0,88	3,40	2*4T10	6,28
	-5ème -6ème-7ème	0,67	0,62	2,40	2*4T10	6,28
	-8ème-9ème	0,67	0,41	1,59	2*4T10	6,28
V3	-SS-RDC-1er	0,93	2,49	13,37	2*5T14	15,37
	-2ème-3ème -4ème	0,93	2,55	13,69	2*5T14	15,37
	-5ème -6ème-7ème	0,93	1,48	7,95	2*5T12	11,31
	-8ème-9ème	0,93	0,54	2,9	2*5T10	7,85
V4	-SS-RDC-1er	0,73	2,13	8,98	2*5T12	11,31
	-2ème-3ème -4ème	0,73	1,63	6,87	2*5T10	7,85
	-5ème -6ème-7ème	0,73	1,08	4,5	2*5T10	7,85
	-8ème-9ème	0,73	0,60	2,53	2*5T10	7,85
V5 V5'	-SS-RDC-1er	0,77	2,01	8,94	2*5T12	11,31
	-2ème-3ème -4ème	0,77	1,26	5,60	2*5T10	7,85
	-5ème -6ème-7ème	0,77	0,39	1,73	2*5T10	7,85

	-8eme-9eme	0,77	0,26	1,16	2*5T10	7,85
V6	-SS-RDC-1er	0,73	1,44	6,07	2*5T10	7,85
	-2ème-3ème -4eme	0,73	1,57	6,62	2*5T10	7,85
	-5eme -6eme-7eme	0,73	1,11	4,68	2*5T10	7,85
	-8eme-9eme	0,73	0,56	2,36	2*5T10	7,85
V7	-SS-RDC-1er	0,8	1,85	8,55	2*5T12	11,31
	-2ème-3ème -4eme	0,8	1,09	5,04	2*5T10	7,85
	-5eme -6eme-7eme	0,8	0,74	3,42	2*5T10	7,85
	-8eme-9eme	0,8	0,49	2,26	2*5T10	7,85
V8	-SS-RDC-1er	0,73	1,52	6,41	2*5T10	7,85
	-2ème-3ème -4eme	0,73	1,16	4,89	2*5T10	7,85
	-5eme -6eme-7eme	0,73	0,82	3,46	2*5T10	7,85
	-8eme-9eme	0,73	0,63	2,66	2*5T10	7,85
V9	-SS-RDC-1er	0,67	1,51	5,84	2*4T10	6,28
	-2ème-3ème -4eme	0,67	0,88	4,54	2*4T10	6,28
	-5eme -6eme-7eme	0,67	0,55	3,41	2*4T10	6,28
	-8eme-9eme	0,67	0,37	1,43	2*4T10	6,28
V10	-SS-RDC-1er	0,8	1,56	7,21	2*5T10	7,86
	-2ème-3ème -4eme	0,8	1,24	5,73	2*5T10	7,86
	-5eme -6eme-7eme	0,8	0,82	3,79	2*5T10	7,86

Tableau V.64 : calcul des aciers de couture des voiles

- Aciers horizontaux

Voile	Etage	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_{h}^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1 V1'	-SS-RDC-1er	2,02	3,73	14,38	1,25	14,38	2×5T10	7,85	10
	-2ème-3ème -4ème	1,24	2,29	3,15	1,25	3,15	2×4T10	6,28	10
	-5ème - -6ème-7ème	0,97	1,79	7,34	1,25	7,34	2×5T10	7,85	10
	-8ème- -9ème	0,61	1,13	7,34	1,25	7,34	2×5T10	7,85	10
V2	-SS-RDC-1er	1,75	3,23	21,45	1,51	21,45	2×7T14	21,56	10
	-2ème-3ème -4ème	0,89	1,64	8,37	1,51	8,37	2×6T10	9,42	10
	-5ème - -6ème-7ème	0,63	1,16	8,37	1,51	8,37	2×6T10	9,42	10
	-8ème- -9ème	0,38	0,7	8,37	1,51	8,37	2×6T10	9,42	10
V3	-SS-RDC-1er	2,57	4,74	21,45	2,09	21,45	2×7T14	21,56	10
	-2ème-3ème -4ème	2,51	4,63	8,37	2,09	8,37	2×6T10	9,42	10
	-5ème - -6ème-7ème	1,47	2,71	8,37	2,09	8,37	2×6T10	9,42	10
	-8ème- -9ème	0,54	1	8,37	2,09	8,37	2×6T10	9,42	10
V4	-SS-RDC-1er	2,1	3,88	21,45	1,64	21,45	2×7T14	21,56	10
	-2ème-3ème -4ème	1,65	3,05	6,28	1,64	6,28	2×4T10	6,28	10
	-5ème - -6ème-7ème	1,08	1,99	6,28	1,64	6,28	2×4T10	6,28	10
	-8ème- -9ème	0,6	1,11	6,28	1,64	6,28	2×4T10	6,28	10
V5 V5'	-SS-RDC-1er	2,03	3,75	21,45	1,73	21,45	2×7T14	21,56	10
	-2ème-3ème -4ème	0,98	1,8	8,37	1,73	8,37	2×6T10	9,42	10
	-5ème - -6ème-7ème	0,51	0,94	8,37	1,73	8,37	2×6T10	9,42	10
	-8ème- -9ème	0,27	0,5	8,37	1,73	8,37	2×6T10	9,42	10

V6	-SS-RDC-1er	1,08	2	12,33	1,64	12,33	2×5T14	15,39	10
	-2ème-3ème -4ème	0,74	1,37	6,28	1,64	6,28	2×4T10	6,28	10
	-5ème - -6ème-7ème	0,51	0,94	6,28	1,64	6,28	2×4T10	6,28	10
	-8ème- -9ème	0,32	0,6	6,28	1,64	6,28	2×4T10	6,28	10
V7	-SS-RDC-1er	1,87	3,45	21,45	1,8	21,45	2×7T14	21,56	10
	-2ème-3ème -4ème	1,11	2,04	8,37	1,8	8,37	2×6T10	9,42	10
	-5ème - -6ème-7ème	0,72	1,33	8,37	1,8	8,37	2×6T10	9,42	10
	-8ème- -9ème	0,55	1,02	8,37	1,8	8,37	2×6T10	9,42	10
V8	-SS-RDC-1er	1,71	3,16	21,45	1,64	21,45	2×7T14	21,56	10
	-2ème-3ème -4ème	1,5	2,77	8,37	1,64	8,37	2×6T10	9,42	10
	-5ème - -6ème-7ème	1,15	2,12	8,37	1,64	8,37	2×6T10	9,42	10
	-8ème- -9ème	0,8	1,47	8,37	1,64	8,37	2×6T10	9,42	10
V9	-SS-RDC-1er	1,53	2,82	21,45	1,51	21,45	2×7T14	21,56	10
	-2ème-3ème -4ème	0,88	1,62	8,37	1,51	8,37	2×6T10	9,42	10
	-5ème - -6ème-7ème	0,57	1,05	8,37	1,51	8,37	2×6T10	9,42	10
	-8ème- -9ème	0,36	0,66	8,37	1,51	8,37	2×6T10	9,42	10
V10	-SS-RDC-1er	1,58	2,92	21,45	1,8	21,45	2×7T14	21,56	10
	-2ème-3ème -4ème	1,24	2,29	8,37	1,8	8,37	2×6T10	9,42	10
	-5ème - -6ème-7ème	0,82	1,51	8,37	1,8	8,37	2×6T10	9,42	10

Tableau V.65: Calcul des aciers horizontaux des voiles

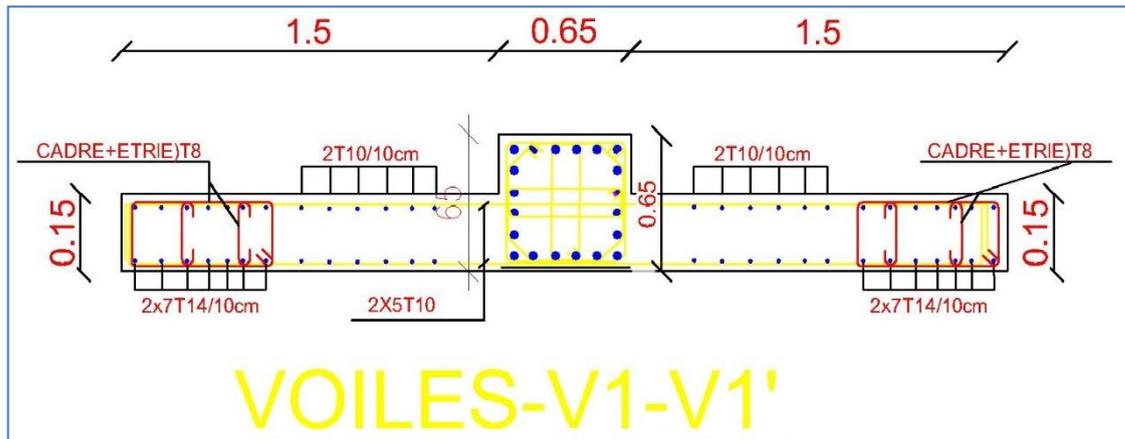


Figure V.11 : Ferrailage Voile (V1 et V1') S.S-RDC-1^{er}

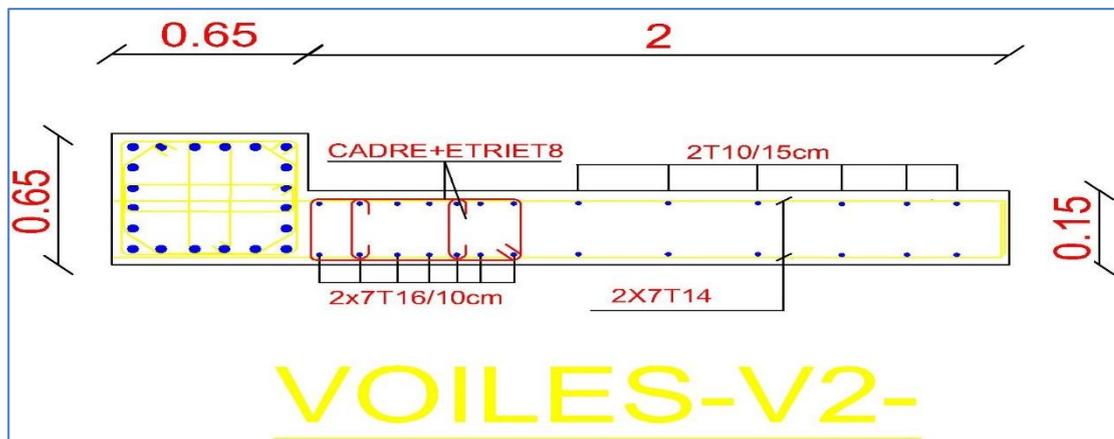


Figure V.12 : Ferra (V2) Ferrailage S.S-RDC-1^{er}

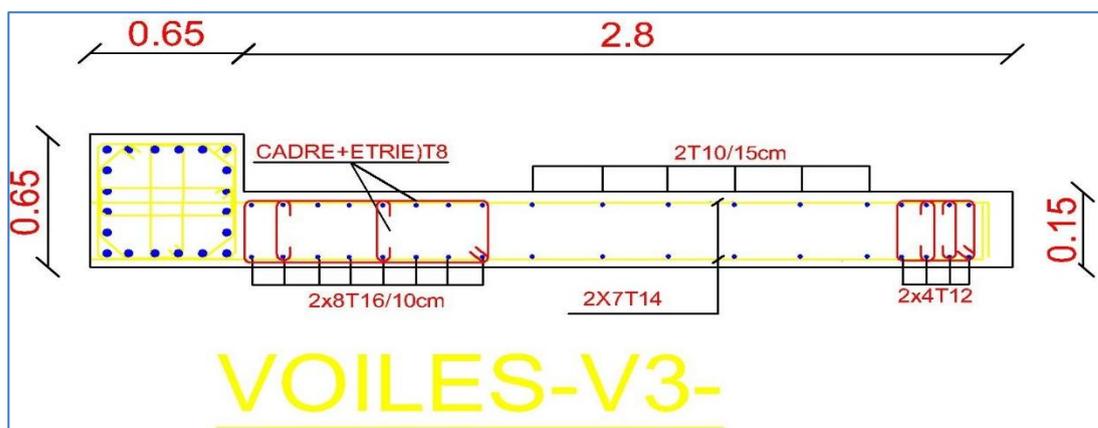


Figure V.13 : Ferrailage Voile (V3) S.S-RDC-1^{er}.

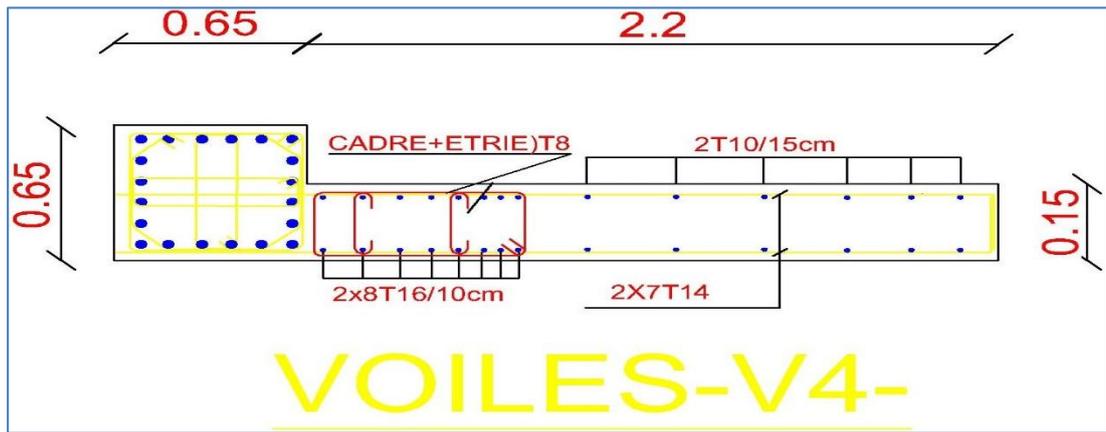


Figure V.14 : Ferraillage Voile (V4) S.S-RDC-1^{er}

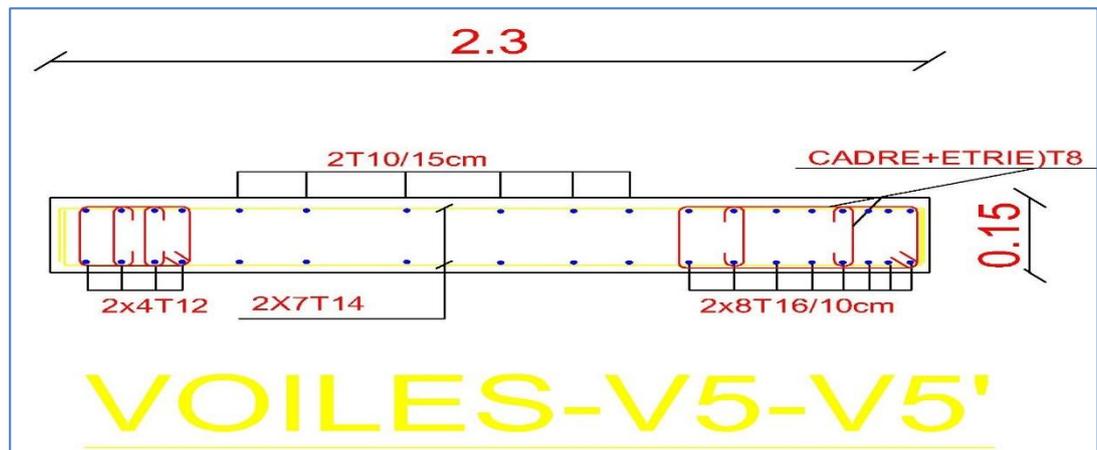


Figure V.15 : Ferraillage Voile (V5 et V5)'et S.S-RDC-1^{er}

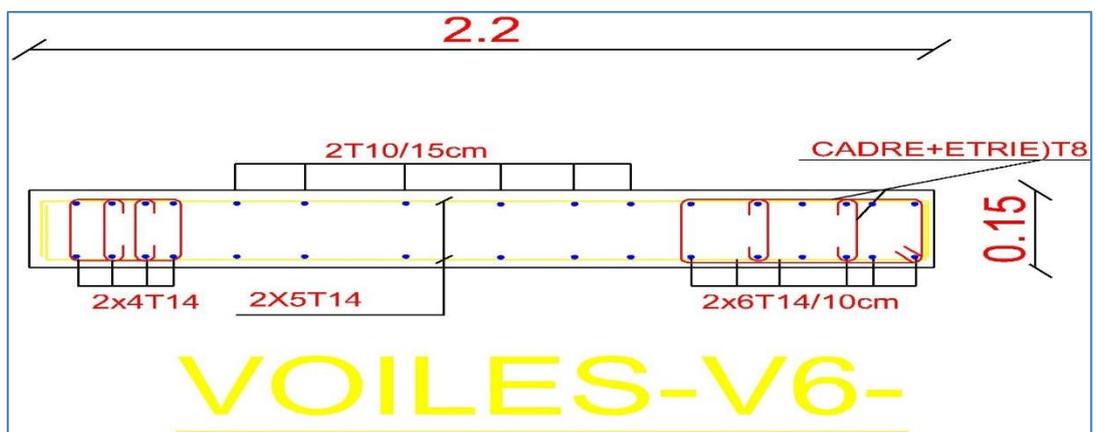


Figure V.16 : Ferraillage Voile (V6) S.S-RDC-1^{er}

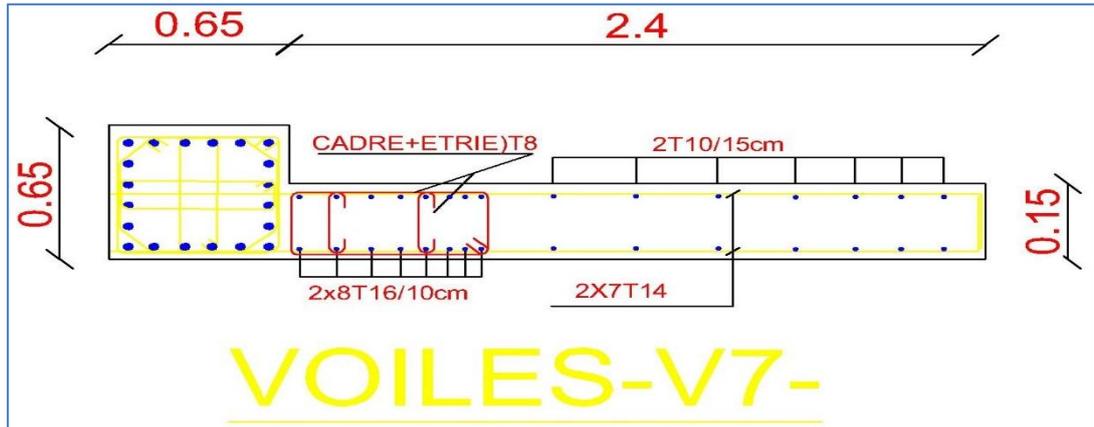


Figure V.14 : Ferraillage Voile (V7) S.S-RDC-1^{er}

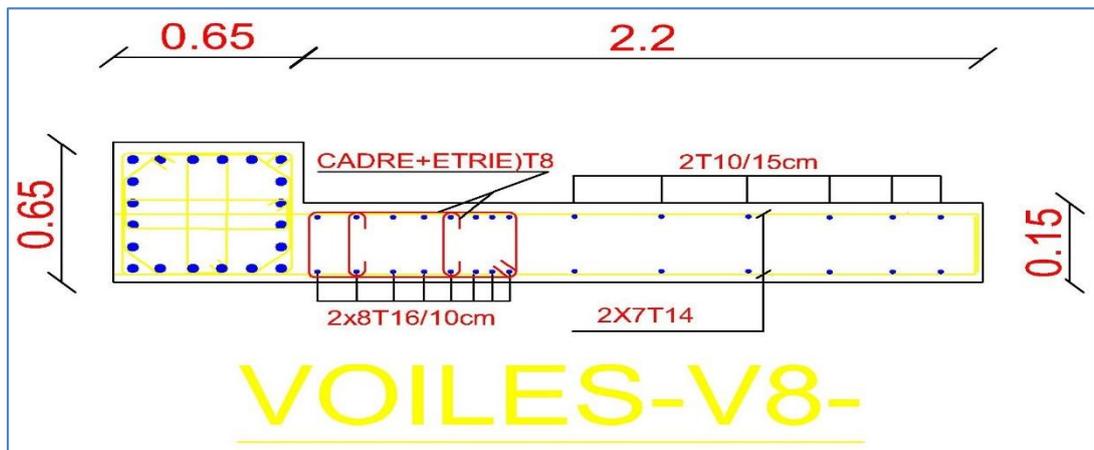


Figure V.15 : Ferraillage Voile (V8) S.S-RDC-1^{er}.

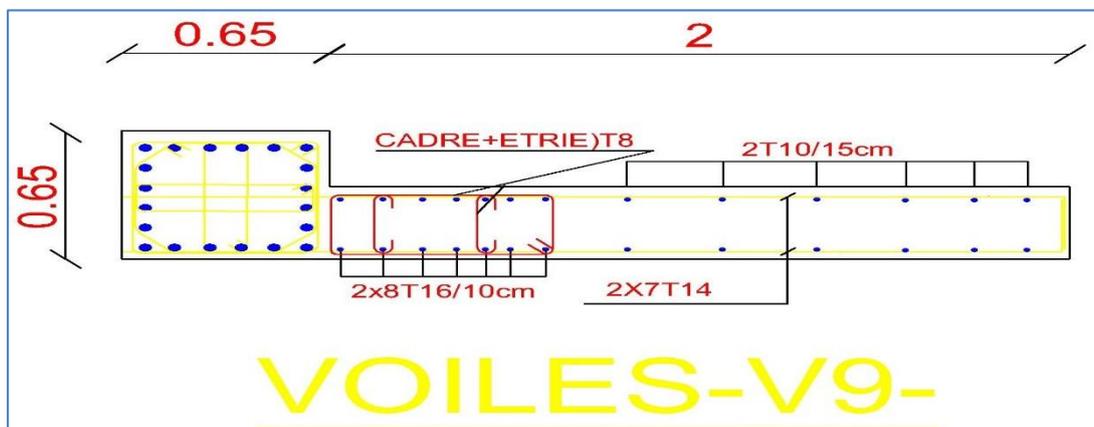


Figure V.16 : Ferraillage Voile (V9) S.S-RDC-1^{er}

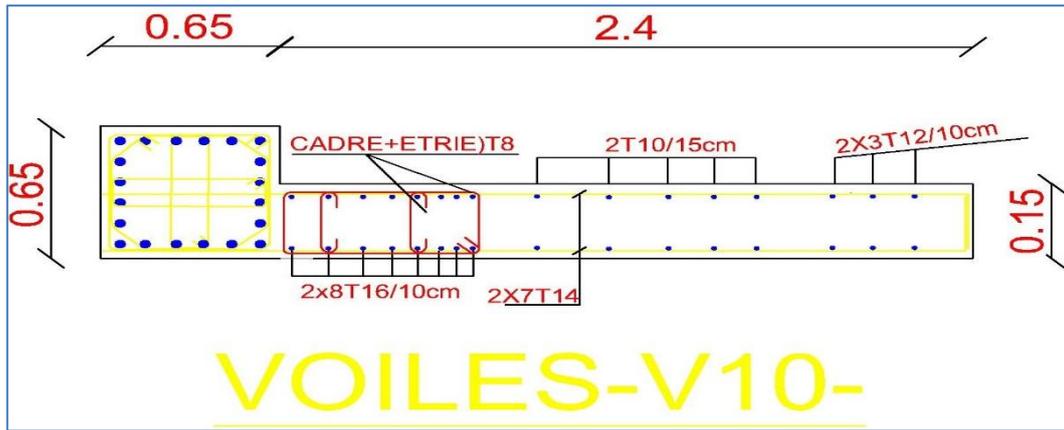


Figure V.17 : Ferraillage Voile (V10) S.S-RDC-1^{er}

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

En structures, on est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et on doit opérer des choix en prenant en compte :

- Taux de travail sur le sol.
- Genre de structure (souple, rigide).
- Type de fondations et leur ancrage

VI.2. Fonctions assurées par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, Filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4. Choix du type de fondations :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.5. Type de fondations :

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

Chaque étape fera l'objet de vérification

VI.6. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2\text{bar}$

$S_{néc}$: Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

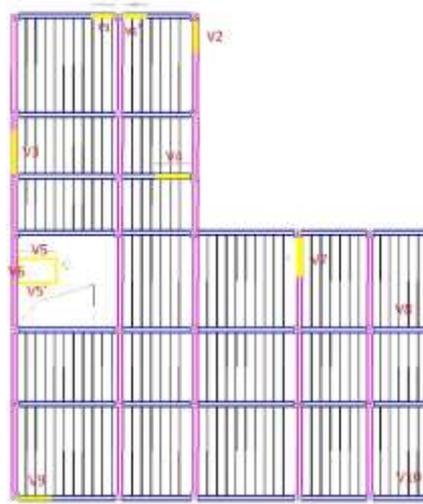


Figure VI.1 Position des voies

Joint Reactions

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

	OutputCase Text	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	ELS	Combination	-15,294	25,994	3300,935	-22,0625	-1,0779	-0,1216
	ELS	Combination	12,263	-0,418	2777,488	3,353	11,2208	-0,1095
	ELS	Combination	-10,781	-1,289	2668,847	3,7321	-10,7565	-0,1095
	ELS	Combination	-12,746	-0,845	2608,595	3,308	-13,078	-0,1095
	ELS	Combination	11,791	-1,107	2562,459	4,0106	10,3239	-0,1095
	ELS	Combination	-14,709	-2,536	2553,003	6,0085	-14,5029	-0,1095
	ELS	Combination	-14,755	-1,471	2494,607	4,993	-14,9939	-0,1095
	ELS	Combination	-11,641	0,209	2477,945	2,3036	-10,2712	-0,1095
	ELS	Combination	8,866	-13,343	2285,055	15,68	6,9747	-0,1095
	ELS	Combination	-3,338	-1,287	2119,067	3,7298	-3,0789	-0,1095
	ELS	Combination	-8,803	-196,642	2038,249	-0,073	-8,2474	-0,1069
	ELS	Combination	3,179	-3,242	2008,831	6,0465	3,1362	-0,1095
	ELS	Combination	-6,901	-0,983	1983,798	4,9694	-7,0567	-0,1095
	ELS	Combination	-15,688	-6,843	1896,108	10,1163	-16,4428	-0,1095
	ELS	Combination	16,11	14,418	1878,479	-11,8678	16,7751	-0,1095
	ELS	Combination	-6,919	-1,74	1868,197	5,6918	-7,521	-0,1095
	ELS	Combination	24,723	-0,814	1774,045	2,659	22,6568	-0,1095
	ELS	Combination	-16,015	-0,458	1751,379	2,939	-14,8389	-0,1095
	ELS	Combination	18,735	198,006	1739,638	6,5023	18,2032	-0,1156
	ELS	Combination	1,805	-3,896	1715,704	6,2183	0,2404	-0,1095
	ELS	Combination	-8,067	-128,147	1613,765	-3,3162	-6,2329	-0,0933
	ELS	Combination	23,221	-3,053	1562,91	4,7939	21,6716	-0,1095
	ELS	Combination	139,611	1,505	1476,192	0,4888	-2,9866	-0,1309
	ELS	Combination	24,768	-0,314	1448,083	2,182	24,4532	-0,1095

Record: 1 of 49

Add Tables... Done

Figure VI.2 : Effort normal appliqué aux fondations N= 3300,935KN

VI.6.1. Semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité telle

façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{Nse}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

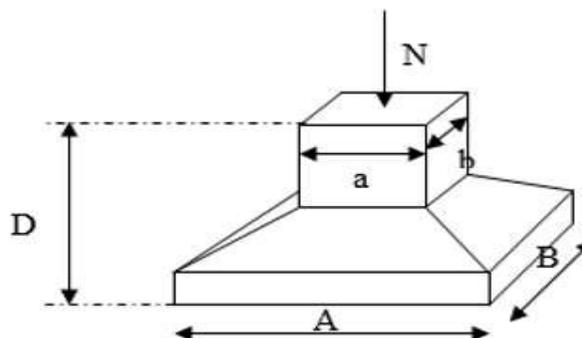


Figure VI.3 : Dimensions de la semelle isolée

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_s = N_G + N_Q = 3300,935 \text{ KN}$$

On ajoute le poids général par le sous-sol à -3,06m et de l'amorce poteau et le poids des terres qui sera estimé à 10%

$$S_{semelle} \geq \frac{3300,935 \times 1,10}{200}$$

$$A = \sqrt{18,155}$$

$$A = 4,26 \Rightarrow B = 4,5 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{\min} \geq 1,5 \times B; \quad L_{\min} \geq 1,5 \times A$$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas, $L_{\min} = 3,25 \text{ m} < 1,5 \times 4,5 = 6,75 \text{ m} \dots\dots$ non vérifie

$L_{\min} = 3,25 \text{ m} < 1,5 \times 3,48 = 5,22 \text{ m} \dots\dots$ non vérifie

❖ Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors au choix des semelles filantes.

VI.6.2. Semelles filantes :

a. Hypothèse de Calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Étapes de Calcul :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \quad \text{Tel que:}$$

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$



Figure VI.4 : Semelle filante

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	9615,952	24,5	1,96	2	49
B	12421,7	24,5	2,54	2,6	63,7
C	12922,35	24,5	2,64	2,7	66,15
D	9518,41	24,5	1,94	2	49
E	4799,218	10,35	2,32	2,4	24,84
F	5286,906	10,35	2,55	2,6	26,91
G	6793,179	10,35	3,28	3,3	34,16
ΣS					313,76

Tableau VI.1 : Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$).

Surface totale des semelles = 313,76 m² : (S_s).

Surface total du bâtiment = 587.7347 m² (S_b).

Verification

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{313,76}{587.7347} = 0,53$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 53\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation à cet ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 1) L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2) La réduction des tassements différentiels.
- 3) La facilité de l'exécution.

VI.6.3. Radier général :**VI.6.3.1. Introduction :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées, dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

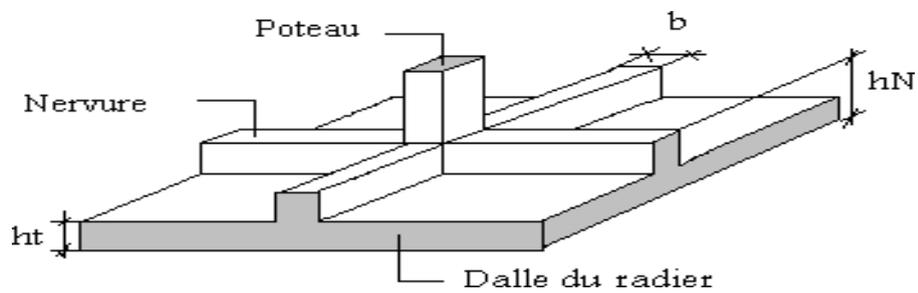


Figure VI.5 : Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.

VI.6.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{Pour: } \begin{cases} N = 67071,893kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

On trouve: $S_{nec} \geq 335,36m^2$.

- La surface occupée par l'ouvrage = **587,74 m²** > **S_{néc}**
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

Donc la surface totale de radier est : **587,74+106×0,5 = 640,74m²**

VI.6.4 Pré dimensionnement de radier :

a. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec: } L_{max}: \text{ longueur maximale entre les axes des poteaux.}$$

$$L_{max} = 6,25m \Rightarrow h_1 \geq 31,25cm \rightarrow h_1 = 35cm$$

• **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{q.L}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u.lml}{S_{rad}}$$

1,42

$$N_u = 91898,031KN \quad ; \quad L=6.25m \quad ; \quad b=1m$$

$$\tau_u = \frac{N_u.L}{2S_{rad}.b.(0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u.L.lml}{2S_{rad}.b(0,9\bar{\tau}_u)} = 35.07cm$$

$$\Rightarrow h_2 = 45cm$$

- **Conclusion :** $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 45cm$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 45 \text{ cm}$.

b. Dimensionnement des nervures :

b 1. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{625}{10} = 62,5 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } b=70 \text{ cm}.$$

b 2. Hauteur de la nervure

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{N1} < \frac{L_{\max}}{10}$$

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\text{On a : } L_{\max}=6,25 \Rightarrow 41,67 \text{ cm} < h_{N1} < 62,5 \text{ cm} \quad \text{On prend: } h_{N1}=50 \text{ cm}$$

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad ; \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne **E=32000MPa**).

b =1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (**b=1m**).

K : Coefficient de raideur du sol

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- **K=0,5[kg/cm³]** → pour un très mauvais sol.
- **K=4 [kg/cm³]** → pour un sol de densité moyenne.
- **K=12[kg/cm³]** → pour un très bon sol.
- Pour un sol de densité moyenne on a **K=4Kg/cm³**

donc : $h_{n2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = 97,95cm$ On prend : $h_{n2}=100 cm$.

conclusion :

A partir des deux conditions : $h_N \geq \max (h_{N1}(50) ; h_{N2}(100))$ On prend : $h=h_{n2}= 100cm$.

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_R=45cm$.
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 100cm \\ b_N = 70cm \end{cases}$

VI.6.4.1. Caractéristiques géométriques du radier :

- **Position du centre de gravité:** $x_G = 9,21m$.
 $y_G = 7,82m$.

- **Moments d'inerties**

$I_{xx} = 44796,18m^4$.

$I_{yy} = 32020,05m^4$.

Vérification de la Stabilité au renversement du Radier:

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement Selon **RPA99/version**

2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que : $e=M/N \leq B/4$

Avec:

M : Moment de renversement dû aux forces sismique

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de sous sol de la structure.

B : Dimension du bâtiment suivant le sens de calcul.

Sens x-x:

$M_0=12209,2625 kNm$ $V_0=4745,311kN$ $h=4,06m$

Donc: $M_R=31475,23 kNm$

$N=N_{radier} + N_{structure}$

$N_{structure}$: Poids de la structure.

N_{radier} : Poids propre du radier.

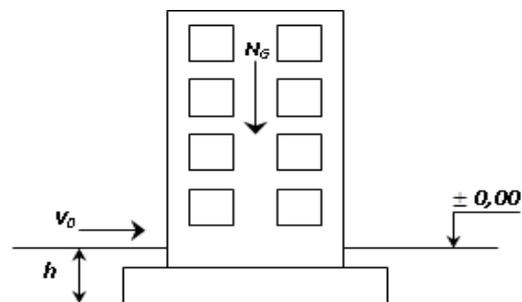


Figure VI.6 Schéma statique du bâtiment

On a: $N_{structure} = 67071,893 kN$

$$N_{radier} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 640,74 \times 1 = 16018,5 kN$$

Donc: $N = 83090,393 kN$

$$e = \frac{M}{N} = 0,38m$$

$B = L_x = 24,5m$; $\frac{L_x}{4} = 6,125m$; Donc : $e = M/N < B/4$ vérifiée.

Sens y-y:

$M_0 = 13046,0839 kNm$ $V_0 = 5282,297 kN$ $h = 4,06m$

Donc: $M_R = 34492,21 kNm$

$$e = \frac{M}{N} = 0,41m$$

$B = L_y = 28,5m$; $\frac{L_y}{4} = 7,125m$; Donc : $e = M/N < B/4$ vérifiée.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_s = N \cdot x_G = 765262,52 kN.m$

$M_s = N \cdot y_G = 649766,87 kN.m$

SELON X_X

$$\frac{M_s}{M_R} = 24,31 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

SELON Y_Y

$$\frac{M_s}{M_R} = 18,84 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion:

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

VIII.6.3.5.2. Vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre:

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{67071,894}{640,74} = 104,678 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 104,68 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

b. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$), avec :

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser ($2 \sigma_{sol}$) (Article 10.1.4.1)

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Reste toujours inférieur à } 2 \sigma_{sol} .$$

V : centre de gravité.

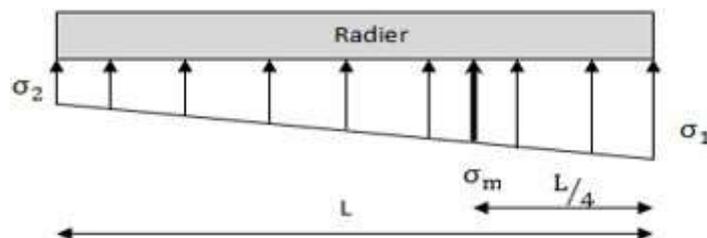


Figure VI.7 : Contraintes sous le radier.

ELU:

$$N_{max} = 92763,031 \text{ kN} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad M \text{ est le moment de renversement.}$$

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	151,25	138,30	148,01
Sens y-y	153,20	136,35	148,99
Vérification	$\sigma_1^{max} \leq 2 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \leq 2 \sigma_{sol}$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

ELS:

$N_{ser}=83090,393 \text{ kN}$ $\sigma_{sol}=200\text{kN/m}^2$ M est le moment de renversement.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	136,15	123,21	143,93
Sens y-y	138,10	121,26	144,10
Vérification	$\sigma_1^{max} \leq \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) \leq \sigma_{sol}$

Tableau I.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc y a pas de risque de soulèvement

VI.6.4. Ferrailage de la dalle du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

a. Ferrailage de la dalle du radier :**a 1. Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 148,99 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 144,10 \text{ kN/m}$$

a.2 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

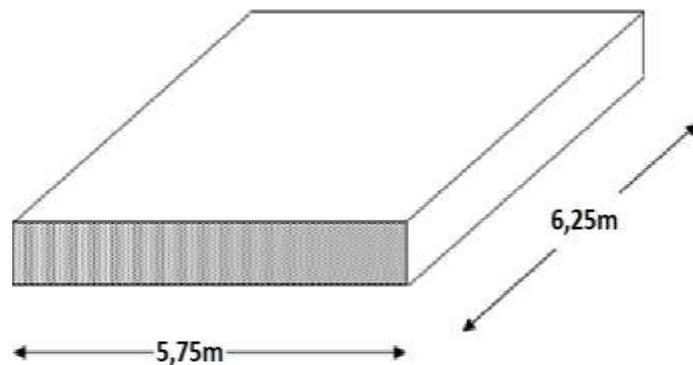


Figure VI.8 : Panneau de la dalle du radier.

a.3 Calcul des moments :

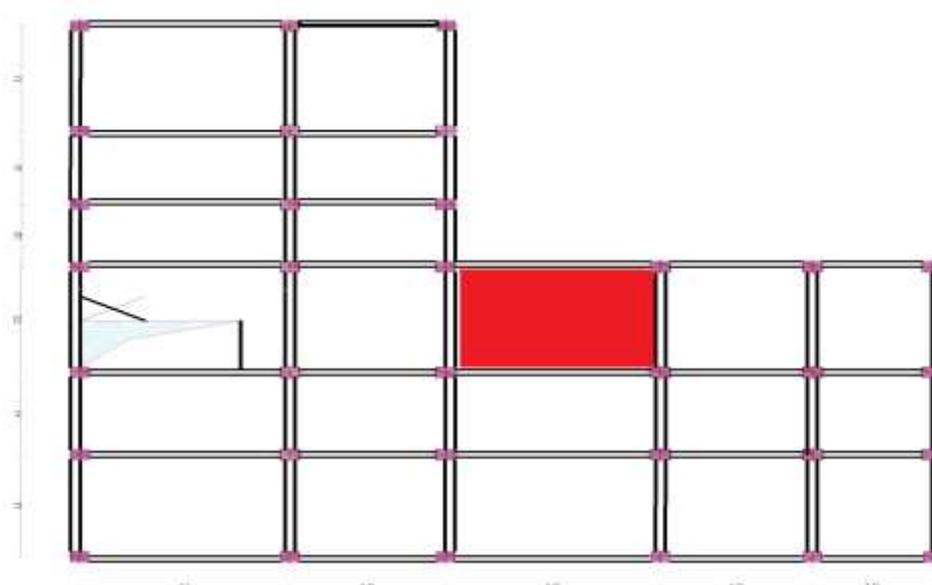
Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$;
 $M_{ty}=0,85M_y$.
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive) ;
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$;
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$
- Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$



Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec : $L_x = 5,75 m$; $L_y = 6,25m$

ALORS :

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0,92 < 1,0 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour $\mu_x=0,0437$

$$\mu_y=0,8251$$

$$q_u=148,99 \text{ kN/m}$$

donc :

$$M_x = 215,27 \text{ kNm}$$

$$M_y = 177,62 \text{ kNm}$$

l_x/l_y	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P	5,75	6,25	0,92	0,0437	0,8251	149	215,27	182,97	177,62	150,98	107,64

a.4 Ferrailage de la dalle :

$b = 100\text{cm}$; $h = 45\text{cm}$; $d = 40,5\text{cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	182,97	0,079	0	0,103	38,83	13,54	4,89	7T16	14,07	15
	y-y	150,98	0,065	0	0,084	39,14	11,08	4,89	7T16	14,07	15
Appuis	x-x	107,64	0,046	0	0,059	39,75	7,78	4,89	7T14	10,78	15
	y-y										

Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.

a.5 Espacement :

- $Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(135\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots \text{sens (x-x)}$

- $Esp \leq \text{Min}(4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots \text{sens (y-y)}$

Sens x-x :

$S_t = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < 33\text{cm}$ On opte $S_t = 15\text{cm}$.

Sens y-y :

$S_t = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < 45\text{cm}$ On prend $S_t = 15\text{cm}$.

a.6. Vérifications:

Condition de non fragilité :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P	5,75	6,25	0,92	0,0437	0,8251	144,10	208,26	177,02	171,83	146,06	104,13

$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,89\text{cm}^2 < 10,78\text{cm}^2$ [BAEL,99] Donc la condition est vérifiée.

Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Travée	x - x	177,02	14,07	8,64	15	342	201,6	Non vérifiée
	y - y	146,06	14,07	8,4	15	282,1	201,6	Non Vérifiée
Appuis	x - x	104,13	10,78	5,63	15	252,6	201,6	Non Vérifiée

Tableau VI.5 : vérification des contraintes

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	8T20	25,13
	y-y	8T20	25,13
Appui	x-x	8T16	16,08
	y-y		

Tableau VI.6 : redimensionnement des armatures.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x - x	177,02	25,13	7,01	15	196,8	201,6	Vérifiée
	y - y	146,06	25,13	5,78	15	162,4	201,6	Vérifiée
Appuis	x - x	104,13	16,08	4,76	15	169,8	201,6	Vérifiée

Tableau VI.7 : vérification des contraintes (correction).

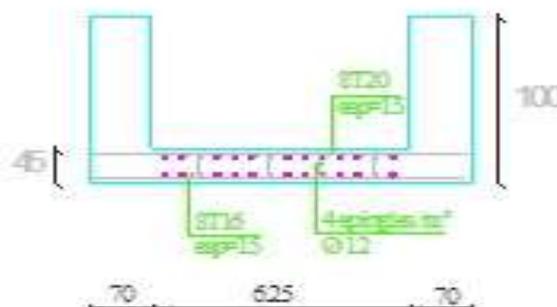


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du radier sens x-x et sens y-y

VI.6.5. Ferrailage des nervures :

VI.6.5.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifié 99** » [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- **Sens x-x:**

$$L_{\max} = 6.25 \text{ m}$$

$$q = 148,99 \text{ kN/ml} \quad ; \quad M_0 = 727,49 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 618,37 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0 = 363,75 \text{ kN.m}$$

- Calcul des armatures :

$b=70 \text{ cm} ; h=100 \text{ cm} ; d=90 \text{ cm}.$

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s_{\text{min}}}$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	618,37	0,077	0,100	86,4	20,56	7,61	6T20+2T16	22,87
Appuis	363,75	0,045	0,058	87,91	11,2	7,61	6T16	12,06

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

- Sens y-y :

$L_{\text{max}}=5,75 \text{ m} ; q=148,99 \text{ kN/ml} ; M_0=615,75 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t=0,85M_0 = 523,38 \text{ kN.m}$

Sur appuis : $M_a=0,50M_0 = 307,88 \text{ kN.m}$

Calcul des armatures :

$b=70 \text{ cm} ; h=100 \text{ cm} ; d=90 \text{ cm}$

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s_{\text{min}}}$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	523,38	0,065	0,084	86,98	17,29	7,61	6T20	18,85
Appuis	307,88	0,038	0,048	88,27	10,02	7,61	6T16	12,06

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

VI.6.5.1. Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,61 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser} = 144,10 \text{ kN/m}$$

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x - x	598,07	22,87	8,31	15	320,5	201,6	Non vérifiée
	y - y	506,21	18,85	7,5	15	326,5	201,6	Non vérifiée
Appuis	x - x	351,80	12,06	6,28	15	348,8	201,6	Non vérifiée
	y - y	297,76	12,06	5,32	15	295,3	201,6	Non vérifiée

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée donc on augmente la section des aciers.

	Sens	Choix	A _{s,adp} (cm ²)
Travée	x - x	10T20 +4T16	39,36
	y - y	10T20	31,42
Appuis	x - x	8T20	25,13
	y - y	8T20	25,13

Tableau VI.11 : redimensionnement des armatures.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x - x	598,07	39,36	6,2	15	179,5	201,6	vérifiée
	y - y	506,21	31,42	6,26	15	200,3	201,6	vérifiée
Appuis	x - x	351,80	25,13	4,72	15	192,3	201,6	vérifiée
	y - y	297,76	25,13	3,99	15	145,8	201,6	vérifiée

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes (correction).

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{148,99 \times 6,25}{2} = 465,59\text{kN}$

$$\tau_u = \frac{465,59 \cdot 10^3}{700 \times 900} = 0,72\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \quad \text{Vérifié}$$

Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [1]**

$$S_t \leq \min(15 \Phi_{\text{min}} , 40\text{cm} , a+10\text{cm})$$

Φ_{min} : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

a: le petit coté des dimensions transversale du poteau.

Donc : $S_t \leq \min(15 \cdot 2 , 40\text{cm} , 70+10\text{cm}) = 30\text{cm}$

$S_t \leq 30\text{cm}$, on prend $S_t = 20\text{cm}$.

- **RPA99 version 2003 [2]:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

D'après les prescriptions (RPA99 version 2003, BAEL99) , on adopte un espacement des armatures transversales : zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$; zone courante : $S_t = 20\text{cm}$.

-Diamètre des armatures transversales :

Il est definit par :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{L_{\text{max}}}$$

$$\Phi_t \geq 8,33$$

on prend : $\Phi_t = 1\text{cm}$

Avec : $A_t \geq 3,15\text{cm}^2$ On prend : $5T10 = 3,93\text{cm}^2$.

Choix des armatures	5T10
---------------------	------

Tableau VI.13 : choix des armatures transversales

e. Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est de 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction :

Dans notre cas : $h = 100\text{ cm}$

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 100 = 300\text{ cm}^2$. On adopte : $4\text{T}14 = 6,16\text{ cm}^2$.

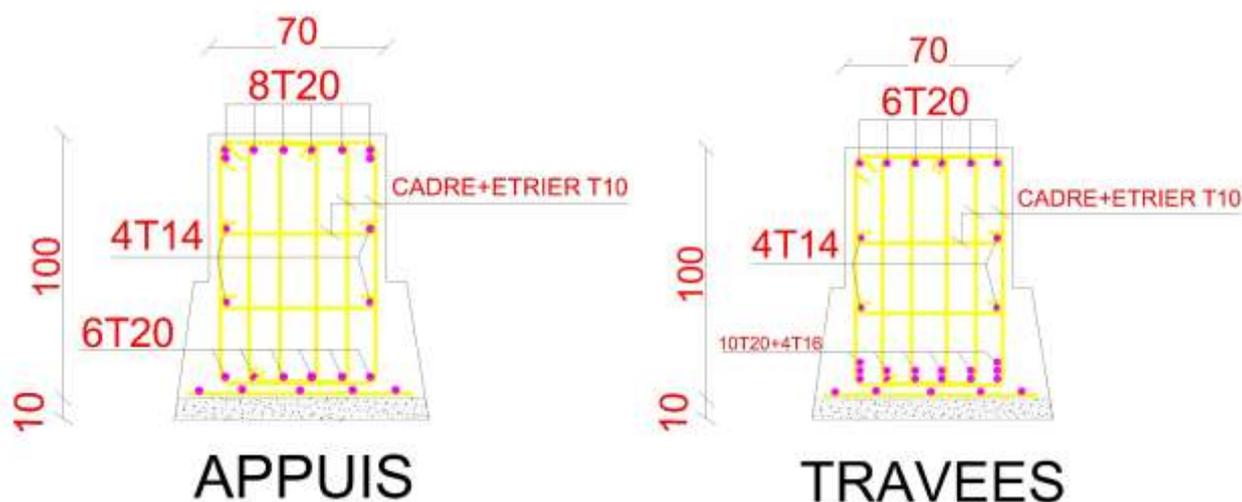


Figure VI.11 : Ferrailage des nervures suivant X-X et Y-Y

VI.6.6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

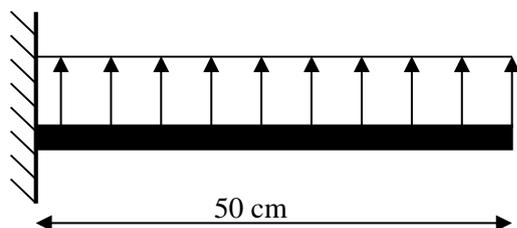


Figure VI.11 : Schéma statique du débord

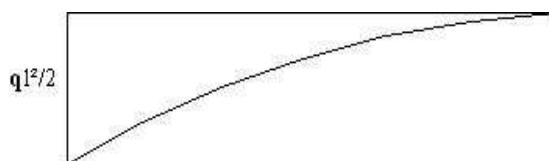


Figure I.12 : Diagramme des Moments.

1- Evaluation des charges :

- E.L.U : $q_u = 148,99\text{ kN/m}$ → Pour une bande de 1m.
- E.L.S : $q_{ser} = 144,10\text{ kN/m}$ → Pour une bande de 1m.

2- Calcul des efforts :

- E.L.U :

$$Mu = \frac{qL^2}{2} = 18,62 \text{ kN/m}$$

$$Tu = q \cdot L = -74,50 \text{ Kn}$$

- E.L.S :

$$Mser = \frac{qserL^2}{2} = 18,01 \text{ kN/m}$$

$$Tser = qser \cdot L = -72,05 \text{ Kn}$$

3-Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : **b = 100cm, h = 45cm, d = 40,5cm, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.**

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
18,62	0,033	0,0080	40,37	1,33

Tableau VI.14 : Ferrailage du débord

4-Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,89 \text{ cm}^2$$

Note : On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier

VI.7. Etude du Voile périphérique :

VI.7.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

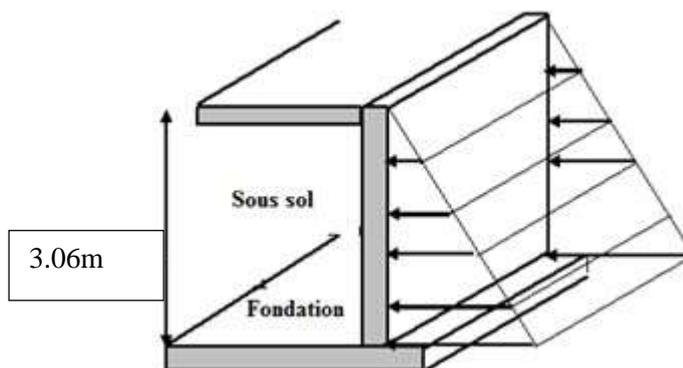


Figure VI.13 : Evaluation des charges

VI.7.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.7.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=3,06$; $L_y=6,25m$; $e = 15$ cm.

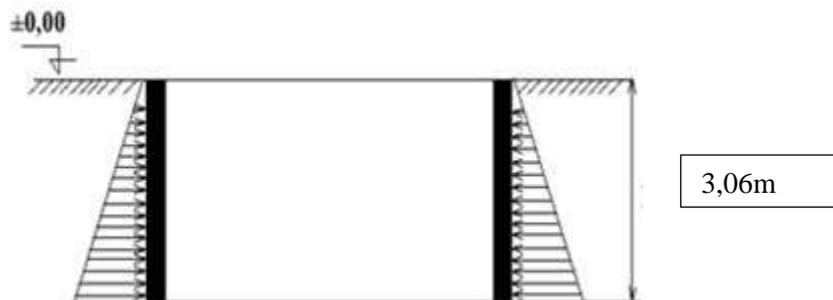


Figure VI.14 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma =20$ KN/m³).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,405$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 24,79 \text{ kN / ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 33,46 \text{ kN / ml}$$

 VI .7.4.Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \boxed{3.74/6.20 = 0.49 > 0.4}$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0980 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 30,70 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,67 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 26,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,52 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 15,35 \text{ kNm}$$

VI.7.1. Ferrailage du voile périphérique :

b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h=13,5 cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348MPa ; F_{bc}=14,17 MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (kNm)	M	α	Z(cm)	A _c ^{cal} (cm ²)	Choix	A _c ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	26,1	0,101	0,133	12,78	5,87	4T14	6,16	25
	y-y	6,52	0,025	0,031	13,33	1,41	3T12	3,39	25
Appuis	x-x	15,35	0,059	0,077	13,09	3,37	4T12	4,52	25
	y-y								

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.

VI.7.5 Condition exigée par les RPA99/version 2003 ::

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 1,5 \times 100 = 1,5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On adopte le ferrailage calculé.

VI.7.7 Condition de Non Fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

VI.7.6 .Condition Vérification de l’Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 51,73\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 34,13\text{kN}$$

$$T_u^{\max(T_x; T_y)}$$

$$\tau_u = \frac{51,73 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,383\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.7.7.Vérification à l’ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l’ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4 ; \Rightarrow \mu_x = 0,098 \quad \mu_y = 0,25$$

$$Q_{ser} = 24,79 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 22,75 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,69 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{ix} = 0,85 M_x = 18,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{iy} = 0,85 M_y = 4,825 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 11,38 \text{ kN.m}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	18,72	6,16	7,01	15	224,5	201,6	Non Vérifiée
	y-y	4,825	3,39	2,27	15	110,3	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	11,38	4,52	4,77	15	196,5	201,6	Vérifiée
	y-y							

Tableau V I.16 : Vérification des Contraintes à l'ELS

➤ **Redimensionnement de la section d'armature :**

	Sens	Choix	A _{c^{adp}} (cm ²)	S _t (cm)
travée	x-x	6T14	9,24	25
	y-y	3T12	3,39	25
appuis	x-x	4T12	4,52	25
	y-y			

Tableau VI.17 : redimensionnement des armatures.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	18,72	9,24	6,08	15	164,3	201,6	Vérifiée
	y-y	4,825	3,39	2,27	15	110,3	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	11,38	4,52	4,77	15	196,5	201,6	Vérifiée
	y-y							

Tableau VI.18 : vérification des contraintes (correction)

d. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,049 > 0,035 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,049 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 4,56 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

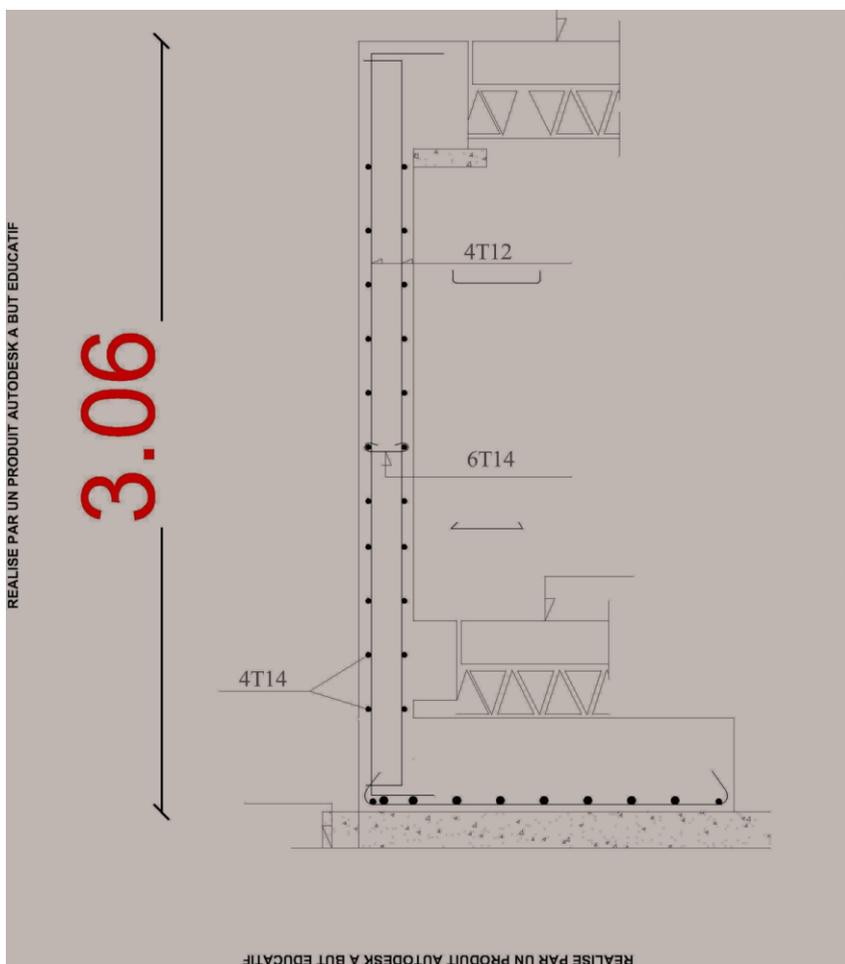


Figure VI .15: ferrailage du Voile Périphérique

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.4. Hypothèses de calcul.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. 1 Introduction.....	16
II.2. Pré dimensionnement des planchers	16
II.3 Evaluation Des Charges	17
II.4. Pré dimensionnement des poutres	22
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	25
II.6. Pré dimensionnement des voiles	36

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1..Acrotère	38
III.2. Etude des planchers.....	45
III.2.1. Introduction.....	45
III.2.2 Plancher à corps creux	46
III.3. Escalier.....	62
III.4. Dalle plane type1	77

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1.	Introduction	82
IV.2.	Étude dynamique	82
IV.3.	Choix de la méthode de calcul.....	83
IV.4.	Résultats de l'analyse sismique	89

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1.	Introduction.....	107
V.2.	Ferrailage des poteaux	107
V.3.	Ferrailage des poutres	120
V.4.	Ferrailage des voiles	134

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1	. Introduction	150
VI.2	. Facteurs intervenant dans le calcul des fondations.....	150
VI.3	. Classification des fondations	150
VI.4.	Choix de type de fondation.....	151
VI.5	. Types de fondations.....	151
VI.6	. Calcul des fondations.....	151
VI.7.	Etude du voile périphérique.....	172
	Conclusion générale	178

Bibliographie

Annexe

Liste des Tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau II.1 : Les charges permanentes planche corps creux terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.2 : Les charges permanentes planche corps creux terrasse accessible.....	18
Tableau II.3 : Les charges permanentes sur planche corps creux planché courant.....	18
Tableau II.4 : Les charges permanentes sur la Dalle machine(l'ascenseur).....	19
Tableau II.5 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.....	19
Tableau II.6 : Dégression des surcharges des charges d'exploitations.....	26
Tableau II.7: Choix des sections des poteaux centraux.....	31
Tableau II.8: Choix des sections des poteaux de rive.....	33
Tableau II.9: Choix des sections du poteau d'angle.....	35
Tableau II. 10: Choix finale des sections des poteaux.....	36

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS.....	52
Tableau.III.2: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	53
Tableau III.3: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	53
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	56
Tableau III.5: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	57
Tableau III.6: Les charges permanentes de palier.....	65
Tableau III7: Les charges permanentes de paillasse.....	65
Tableau III.8: combinaison des charges.....	66
Tableau III.9: Ferrailage de l'escalier.....	68
Tableau III.10: Vérification à l'E.L.S.....	70
Tableau III.11 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	72
Tableau. III.12 Calcul des efforts.....	74
Tableau. III.13 : Ferrailage de la poutre palière.....	74
Tableau. III.14: Vérification à l'E.L.S.....	76

Chapitre IV : étude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1: facteur de qualité	87
Tableau IV.2 :Sections des poteaux et voiles de chaque niveau (Modèle initial)	89
Tableau IV.3 : périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	89
Tableau IV.4 : résultat des fores sismiques	91
Tableau IV.5 : vérification du déplacement inter étage du modèle initial.....	93
Tableau IV.6 : périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle.....	94
Tableau IV.7 : résultat des fores sismiques	95
Tableau IV.8 : vérification du déplacement inter étage du premier modèle.....	96
Tableau IV.9: périodes et facteurs de participation massique du troisième modèle	97
Tableau IV.10 : résultat des fores sismiques	98
Tableau IV.11 : vérification du déplacement inter étage du troisième modèle	99
Tableau IV.12 : vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	100
Tableau IV.13: périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle après vérification spécifique aux sollicitations normales (et modification des section des poteaux	100
Tableau IV.14: résultat des fores sismiques	101
Tableau IV.15 : vérification du déplacement inter étage du modèle final	102
Tableau IV.16: pourcentage des efforts tranchants dans le sens X	103
Tableau IV.17: pourcentage des efforts tranchants dans le sens Y	103
Tableau IV.18 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe X.....	105
Tableau IV.19 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe Y.....	105

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	107
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	109
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr}).	109
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).	109
Tableau V.5: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	110
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	110
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	110
Tableau V.8: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	111
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	111
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	111
Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux	112
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux	113
Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	113

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	114
Tableau V.15 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux	117
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	117
Tableau V.17 : l'effort normale des poteaux d'entre sol.....	119
Tableau V.18 : Ferrailage des Poteaux du entre Sol	119
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	122
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	122
Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	123
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	123
Tableau V.23: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	123
Tableau V.24: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	124
Tableau V.25: Choix des armatures pour les poutres porteuses30x45.....	124
Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.....	125
Tableau V.27 : Vérification de la condition de non fragilité.....	125
Tableau V.28 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS.....	126
Tableau V.29: Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS.....	127
Tableau V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement	128
Tableau V.31: Calcul des armatures transversales	129
Tableau V.32 : Vérification de la flèche poutre porteuses.....	131
Tableau V.33 : Vérification de la flèche poutre non porteuses	131
Tableau V.34: Valeurs de (I_f/I)	137
Tableau V.35 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	138
Tableau V.36 : Aciers verticaux et horizontaux.....	139
Tableau V.37 : Aciers transversaux	140
Tableau V.38 : Aciers supplémentaires.....	141
Tableau V.39:Caractéristiques des voiles	145
Tableau V.40: calcule de σ_{bna} et σ_{ba} pour exemple	145
Tableau V.41 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).....	146
Tableau V.42 : Calcul des armatures du voile (V1).....	148
Tableau V.43: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (v1).....	149
Tableau V.44 : Calcul des armatures du voile (V1).....	149
Tableau V.45: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V1).....	150
Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V2).....	150

Tableau V.47: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V2).....	151
Tableau V.48 : Calcul des armatures du voile (V3)	151
Tableau V.49: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V3).....	151
Tableau V.50 : Calcul des armatures du voile (V4)	152
Tableau V.51: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V4).....	152
Tableau V.52 : Calcul des armatures du voile (V5 V5').....	153
Tableau V.53: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V5 V5').....	154
Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V6)	154
Tableau V.55: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V6).....	155
Tableau V.56 : Calcul des armatures du voile (V7)	155
Tableau V.57: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V7).....	156
Tableau V.58 : Calcul des armatures du voile (V8)	156
Tableau V.59: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V8).....	157
Tableau V.60 : Calcul des armatures du voile (V9)	157
Tableau V.61: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V9).....	158
Tableau V.62 : Calcul des armatures du voile (V10)	158
Tableau V.63: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V10).....	158
Tableau V.64 : calcul des aciers de couture des voiles	161
Tableau V.65: Calcul des aciers horizontaux des voiles	162

Chapitre VI : étude des fondations

Tableau VI.1: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante	154
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU	161
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	162
Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier	164
Tableau VI.5 : vérification des contraintes	165
Tableau VI.6 : redimensionnement des armatures	165
Tableau VI.7 : vérification des contraintes (correction).....	166
Tableau VI.8: ferrailage des nervures (sens x-x)	167
Tableau VI.9 : ferrailage des nervures (sens y-y)	167
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS	168
Tableau VI.11 : redimensionnement des armatures	168
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes (correction).....	168
Tableau VI.13 : choix des armatures transversales	169
Tableau VI.14 : ferrailage du débord	171
Tableau VI.15 : ferrailage du voile Périphérique.....	175
Tableau VII.16 : Vérification des Contraintes à l'ELS	176
Tableau VI.17 : redimensionnement des armatures	176

Tableau VI.18 : vérification des contraintes (correction).....177

Liste des figures

Chapitre II : généralités

Figure I.1: Site du Projet	2
Figure I.2 Vue en plan	3
Figure I.3 coupe A-A	4
Figure I.4 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELU	11
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	12
Figure I.6 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.....	14

Chapitre II: Pré dimensionnement

Figure II.1: Dalle à corps creux	16
Figure II.2 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux	17
Figure II.3: Composants d'un plancher courant en corps creux	18
FigureII.4 : Mur extérieur	19
Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère (terrasse inaccessible).....	20
Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère (terrasse accessible).....	21
Figure II.7 : Vue en plan avec les Types de poutre	22
Figure II.8 : Dimensions des poutres porteuse.....	23
Figure II.9 : Dimensions des poutres non porteuse.....	24
Figure II.10 : section réduite du poteau centrale	29
Figure II.11 : section réduite du poteau de rive	31
Figure II.12 : Coupe de voile en élévation.....	37

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Acrotère	38
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	39
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	40
Figure III.4: Coupe horizontale d'un acrotère.	41
Figure III.5: position de centre de pression.	42
Figure III.6 : Ferrailage l'acrotère	44
Figure III.7 : Dimension du corps creux.....	46
Figure III.8: Dimensions De La Poutrelle.....	46
Figure III.9.: Les types des poutrelles.....	47
Figure III.10: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 1	50
Figure III.11: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 2	51
Figure III.12 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 3	52
Figure III.13 : ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis.....	61
Figure III.14 : ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis.....	62
Figure III.15 : Schéma Statique De Volée 1	64
Figure III.16: Schéma Statique De Volée 2.....	64
Figure III.17 Schéma statique de l'escalier chargé le plus sollicité	66
Figure III.18: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS.....	66
Figure III.19: Diagrammes des efforts tranchants.....	67
Figure III.20: Ferrailage de la poutre palière	77
Figure III.21: Ferrailage de l'escalier.....	77

Chapitre IV : étude dynamique en zone sismique

Figure IV.1: Modèle initial	88
Figure IV.2 : Modèle (02).....	94
Figure IV.3 : Modèle (03).....	97
Figure IV.4 : Evaluation des effets du second ordre.....	104

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Figure V.1 : Schéma de Ferrailage des poteaux.....	120
Figure V.2: Arrêt des barres.....	123
Figure V.3: Schéma de Ferrailage des Poutres	127
Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée	128
Figure V.5 : Schema d'un voile pleine et disposition du ferrailage	129
Figure V.6 : Définition de l'élément mur	130
Figure V.7 : Mur encastéré	130
Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	135
Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	136
Figure V.10 : Disposition des voiles	138
Figure V.11 : Ferrailage Voile (V1 et V1') RDC -3 ème	148
Figure V.12 : Ferrailage Voile (V2 et V2') RDC -3 ème	148
Figure V.13 : Ferrailage Voile (V3) RDC -3 ème	148
Figure V.14 : Ferrailage Voile (V4 et V4') RDC -3 ème	149
Figure V.15 : Ferrailage Voile (V5 et V5' et V5'' et V5''') RDC -3 ème	149
Figure V.16 : Ferrailage Voile (V6 et V6') RDC -3 ème	149

Chapitre VI : étude des fondations

Figure VI.1 : Position des voiles.....	152
Figure VI.2 : Effort normal appliqué aux fondations	152
Figure VI.3 : Dimensions de la semelle isolée	153
Figure VI.4 : Semelle filante.....	154
Figure VI.5: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.....	154
Figure VI.6 : statique du bâtiment	159
Figure VI.7 : Contraintes sous le radier.....	161
Figure VI.8 : Panneau de la dalle du radier.	162
Figure VI .9 : Schéma de ferrailage du radier sens x-x	166
Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du radier sens y-y	166
Figure VI .11: Ferrailage des nervures suivant X-X.....	170
Figure VI .12: Ferrailage des nervures suivant Y-Y.....	170
Figure VI .13: Schéma statique du débord.....	171
Figure VI .14: Diagramme des Moments.	171
Figure VI .15: Evaluation des charges.....	172
Figure VI .16: Poussées des terres.....	173
Figure VI .17: ferrailage du Voile Périphérique.....	177

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.

- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.

- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_r : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistence.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.

- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.

- γ_{sat} : Poids volumique saturé.

- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène