
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université de Mostaganem
Faculté des sciences et des sciences de l'ingénieur
Département de génie civil

Spécialité : Génie Civil
Option : Structures



Projet de fin d'études

UNIVERSITE

Abdelhamid Ibn Badis

MOSTAGANEM

Dans le cadre de l'obtention de diplôme de Master en génie civil

Réalisé par : Ghouti Mustapha Nadir
Benmoussa Mohamed

Thème

Etude d'une tour R+9 avec sous-sol en béton armé

Soutenu publiquement : juin 2019

Devant le jury composé de :

Missoum Hanifi Président

Belhouari Fethi Examineur

Bendani Karim Encadrant

Année universitaire 2018-2019

I. Généralités :

I.1. Introduction :

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort.

L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Égypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction a donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, CM).

Les études techniques ou d'engineering, ainsi que les observations faites sur le comportement des structures ont montrées en général que :

Les constructions métalliques présentent un meilleur comportement vis-à-vis d'une excitation sismique vu son poids léger et la grande ductilité quelle possède.

Les constructions en béton armé ont un comportement dynamique dépendant du type de structure (portique auto stable, structure à voiles ou mixte).

Les avantages importants que présentent les voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

Leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voiles ont de faibles déplacements latéraux qui permettaient de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.

La masse élevée du voile permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa

rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

I.2. Présentation du projet de fin d'étude :

Notre projet de fin d'études consiste à étudier une tourde (R+9 + Sous-sol) comportant des logements et des locaux, notre bâtiment sera implanté à la wilaya d'Oran « bir el djir ». Selon le RPA 99/2003, Oran est situé dans une zone de sismicité moyenne (zone II).

Selon le rapport de sol, La construction sera fondée sur un sol ferme d'une contrainte admissible de 2 bars à une profondeur de 2m.

L'architecture retenue du bâtiment présente une symétrie en plan et une régularité en élévation, l'ossature est faite en voiles et portiques (système de contreventement mixte).

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies.

Les dimensions en plan et en élévation du bâtiment sont répertoriées comme suit :

Longueur	$L = 25,90\text{m}$
Largeur	$l = 22,40\text{m}$
La hauteur totale est	$H_t = 31,20\text{m}$
La hauteur d'étage	$h_e = 3,06\text{m}$
La hauteur de RDC	$H = 3,06\text{m}$
La hauteur du sous-sol	$H = 3,06\text{m}$

Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003), vu qu'il dépasse deux niveaux (8m), Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

Les voiles de contreventement reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Les portiques ne reprennent que les charges verticales, mais dans notre cas, zone sismique d'ordre II, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

En ce qui concerne le type de plancher, Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux (corps creux, poutrelles et dalle de

compression) en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies, ce type de planchers a été choisi en raison aussi des portées qui ne sont pas importantes.

Ce type de planchers présente :

- une facilité de réalisation.
- une réduction du poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

I.3. Caractéristique des matériaux :

I.3.a. Le Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le béton possède les qualités suivantes :

La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.

La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,

Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement les plus faibles possibles.

La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

Le béton qui sera utilisé dans la réalisation de ce projet sera dosé à 350Kg/m³.

La résistance caractéristique du béton a la compression, à l'âge de 28 jours est égale à $f_{c28}=25$ MPA.

La résistance caractéristique du béton a la traction, à l'âge de j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour j = 28 jours $\Rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06.25 = 2,1$ MPa

I.3.a.1. Contraintes limites :

I.3.a.1.i. Etat limite ultime :

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

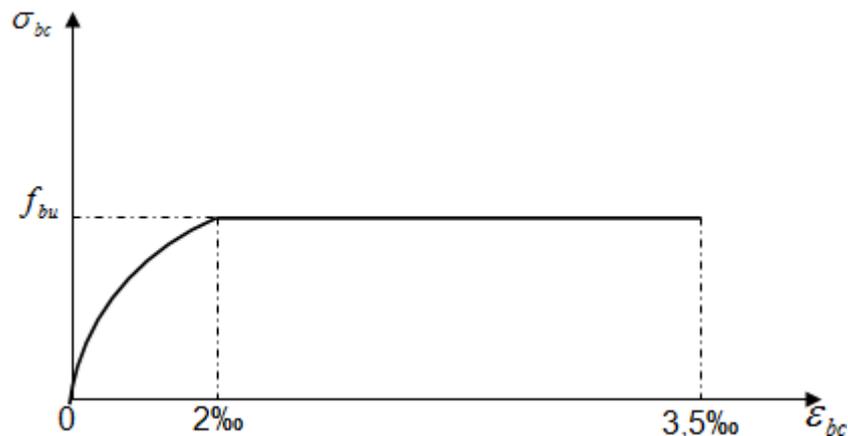


Fig.1. 1. Diagramme contrainte- déformation du béton

La contrainte limite du béton $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15: \text{combinaisons. accidentelles} \\ 1,50: \text{autres. cas} \end{cases}$$

En fonction de la durée t d'application de la combinaison d'action considérée :

$$\theta = \begin{cases} 1,00: t < 24 \text{ heures} \\ 0,90: 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85: t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

I.3.a.1.ii. Etat limite de service :

La contrainte limite à l'ELS vis-à-vis de la durabilité du béton comprimé est donné par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.3.a.1.iii. Contrainte ultime de cisaillement :

Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min(3,3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3,3 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

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

$$\tau_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.3.a.2. Déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet qu'à l'âge de 1 jour, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

Pour des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé du béton E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10818,90 \text{ MPa.}$$

I.3.a.3. Coefficient de poisson :

$\nu = 0$ dans le cas des ELU.

$\nu = 0.2$ dans le cas des ELS.

I.3.b. L'acier :

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, en béton armé l'acier a pour rôle d'équilibrer les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

On prévoit des aciers :

Pour les armatures longitudinales : H.A FeE400.

Pour les armatures transversales : R.L FeE235.

Treillis soudés : TSL 500.

Les différentes caractéristiques des aciers utilisés sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1.1. Caractéristiques des aciers utilisés

Acier	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Utilisation
H.A	FeE400.	400	Tous travaux en B.A
R.L	FeE235.	235	Cadres, étriers, épingles
T.S	TSL	500	Les dalles de compression

I.3.b.1. Les contraintes limites :**I.3.b.1.i. Etat limite ultime :**

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

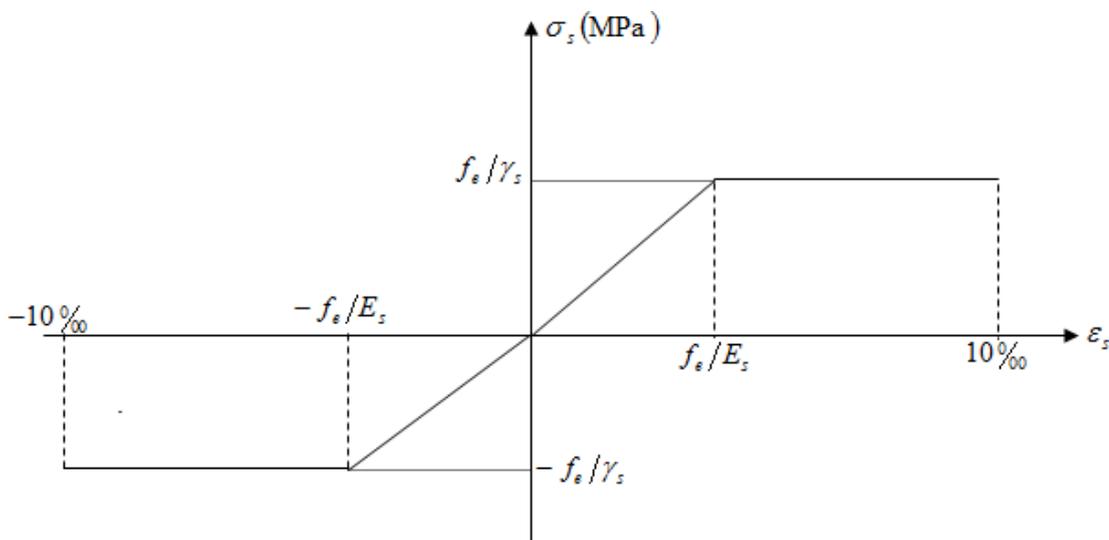


Fig. 1.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$$\text{Où : } \varepsilon_s = \begin{cases} 0 \\ E_s \end{cases} \quad E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

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

$$b \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,15: \text{cas. accidentelles} \\ 1,50: \text{autres. cas} \end{array} \right.$$

I.3.b.1.ii. Etat limite de service :

On limite la contrainte dans l'acier uniquement à l'état limite d'ouverture de fissures :

Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{n} \cdot \overline{f_{tj}})$

Avec n : coefficient de fissuration.

n = 1 pour les ronds lisses.

n = 1,6 pour les armatures à haute adhérence.

II. Prédimensionnements et descente de charges :

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va étudier la descente des charges sur chaque niveau et chaque mode d'utilisation pour trouver les valeurs des charges permanentes et d'exploitation qui vont servir par la suite à tous les calculs de dimensions de coffrage ainsi au ferrailage de tous les éléments structuraux

Les éléments de l'ossature seront pré-dimensionnés afin de trouver un ordre de grandeur relatif à la géométrie de la structure.

Le Prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conforme aux règles (RPA99 -version 2003 et BAEL 91)

II.2. Prédimensionnement du plancher :

Les planchers sont des surfaces horizontales supportant des charges verticales également réparties ou concentrées, permanentes (poids des éléments) ou accidentelles (surcharges). Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On va utiliser des planchers a corps creux pour les étages courant (habitation, locaux commerciales),

II.2.a. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est très communément employé dans les bâtiments d'habitation, il se compose de poutres sur lesquelles se posent des poutrelles, ces dernières supportent des corps creux, sur l'ensemble on coule une dalle de compression. Ils sont dimensionnés à partir critère de la flèche donne par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{20} \geq h_t \geq \frac{L_{max}}{25}$$

h_t : Épaisseur du plancher.

L_{max} La portée maximale.

$L_{max}=470\text{cm}$

$$\frac{470}{20} \geq h_t \geq \frac{470}{25} \Rightarrow 23,5 \geq h_t \geq 18,8$$

$h_t= 20\text{cm}$

Conclusion :

On prend un plancher a corps creux de type **(16+4) cm**

- 16 cm la hauteur du corps creux.
- 4 cm la dalle de compression.

II.2.b. Poutrelles :

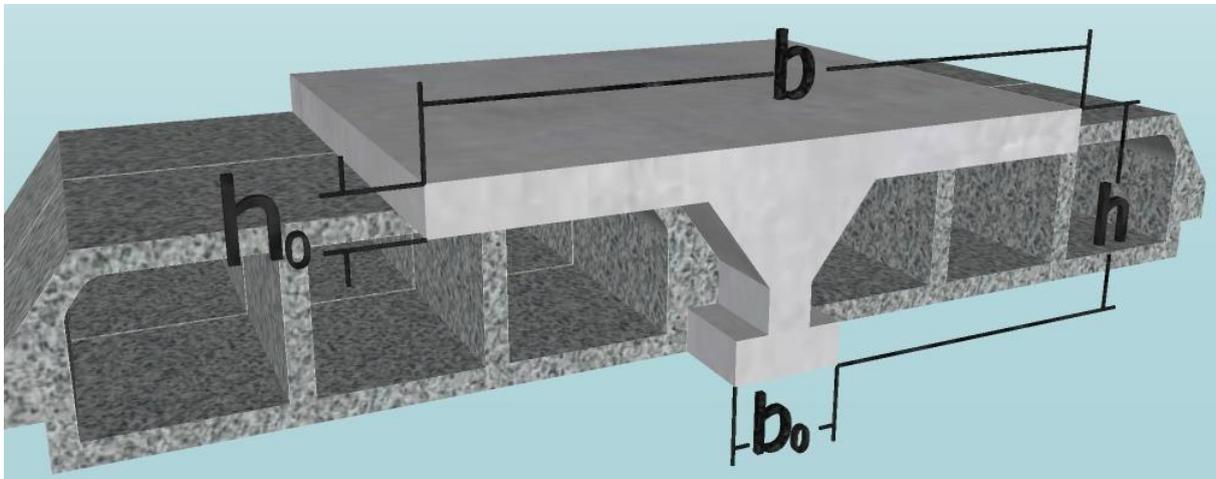


Fig. 2.1. Coupe d'une poutrelle.

La hauteur du plancher : **$h = 20\text{cm}$** .

L'épaisseur de la dalle de compression : **$h_0 = 4\text{cm}$** .

La hauteur du corps creux : **$h_1 = 16\text{cm}$** .

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t \Rightarrow 0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 16$$

Soit : $b_0 = 12\text{cm}$.

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{L_1 - b_0}{2} \right); \left(\frac{L}{10} \right); (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_1) \right]$$

L_1 : la longueur de l'hourdis pris également 60cm

$L = 470\text{cm}$: longueur de la poutrelle entre nus d'appui.

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

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{60 - 12}{2} \right); \left(\frac{470}{10} \right); (24 \leq b_1 \leq 32) \right]$$

$$b_1 = \min[24; 47; (24 \leq b_1 \leq 32)]$$

Soit : $b_1 = 24\text{cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = (2 \times 24) + 12$$

Donc ; $b = 60\text{cm}$.

II.3. Descente des charges :

D'après le document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation), et le règlement BAEL 91 modifié 99.

II.3.a. Planchers terrasse inaccessible :

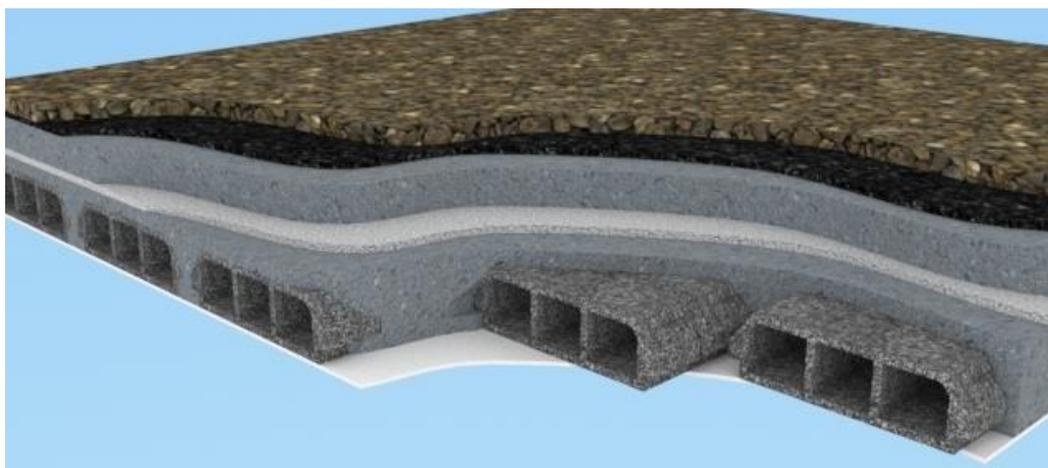


Fig. 2.2. Coupe du plancher terrasse inaccessible

II.3.a.1. Charges permanentes (G) :

1. Protection en gravier (e = 5cm ; 20 x 0,05)	1,00 KN/m ²
2. Etanchéité multicouche (e = 2cm)	0,12 KN/m ²
3. Forme de pente (e=10cm ; $\gamma=22\text{KN/m}^3$; 22 x 0,1)	2,20 KN/m ²
4. Isolation thermique en polystyrène (e = 2cm)	0,10 KN/m ²
5. Plancher en corps creux (16+4) cm	2,80 KN/m ²
6. Enduit en plâtre de (e = 2cm ; 10 x 0,02)	0,20 KN/m ²

$$\mathbf{G = 6,42 \text{ KN/m}^2}$$

II.3.a.2. Charges d'exploitation (Q) :

Terrasse inaccessible

$$\mathbf{Q = 1,00 \text{ KN/m}^2}$$

II.3.b. Plancher étage courant

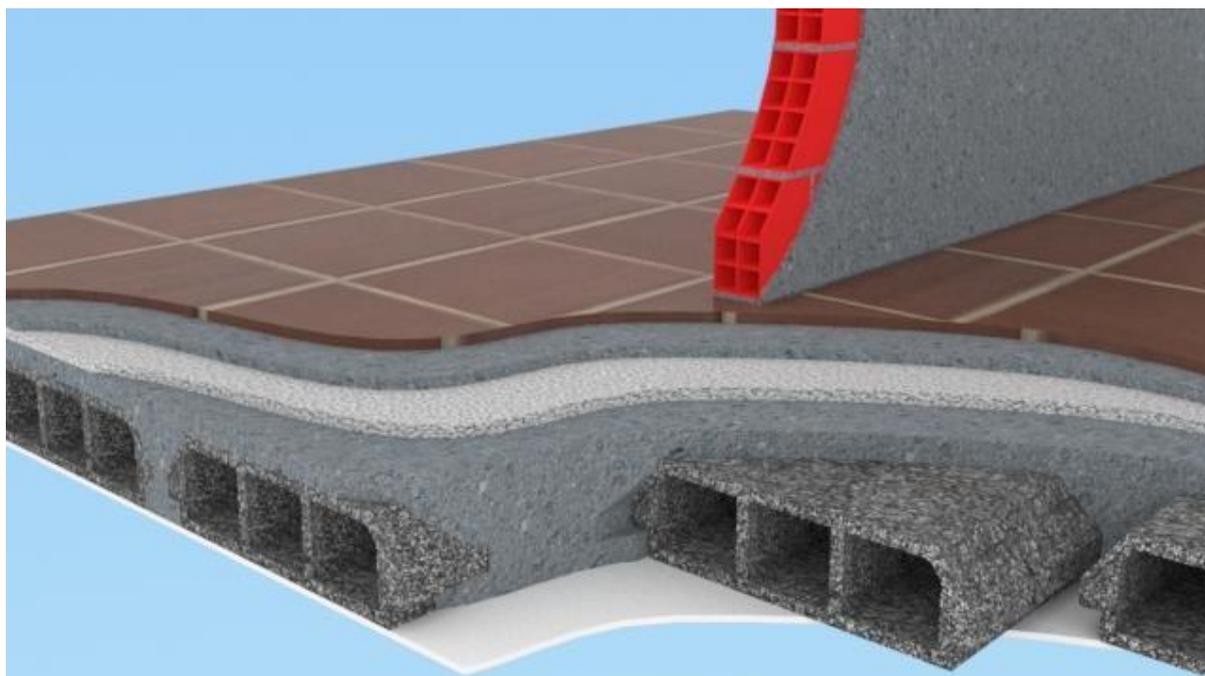


Fig. 2.3. Coupe du plancher étage courant

II.3.b.1. Charges permanentes (G) :

1. Revêtement en carrelage (e = 2cm ; 22 x 0,02)	0,44 KN/m ²
2. Mortier de pose (e = 2cm ; 22 x 0,02)	0,44 KN/m ²
3. Couche de sable (e = 2cm ; 18 x 0,02)	0,36 KN/m ²
4. Plancher en corps creux (16+4) cm	2,80 KN/m ²
5. Enduit en plâtre de (e = 2cm ; 10 x 0,02)	0,20 KN/m ²
6. Cloisons légères (e=10cm ; 9 x 0.1)	0,90 KN/m ²

G = 5,14 KN/m²

II.3.b.2. Charges d'exploitation (Q) :

Logement d'habitation	Q = 1,50 KN/m ²
Commercial	Q = 4,00 KN/m ²
Escalier	Q = 2,50 KN/m ²
Balcon	Q = 3,50 KN/m ²

II.3.c. Murs extérieurs en double paroi :

1. Enduit extérieur en ciment (e = 2cm ; 18x0.02)	0,36 KN/m ²
2. Brique creuse (e = 15cm ; 9 x 0.15)	1.35 KN/m ²
3. Lambe d'air (e = 5cm)	
4. Brique creuse (e = 10cm ; 9 x 0.1)	0.9 KN/m ²
5. Enduit en plâtre de (e = 2cm ; 10 x 0.02)	0,20 KN/m ²

G = 2,81 KN/m²

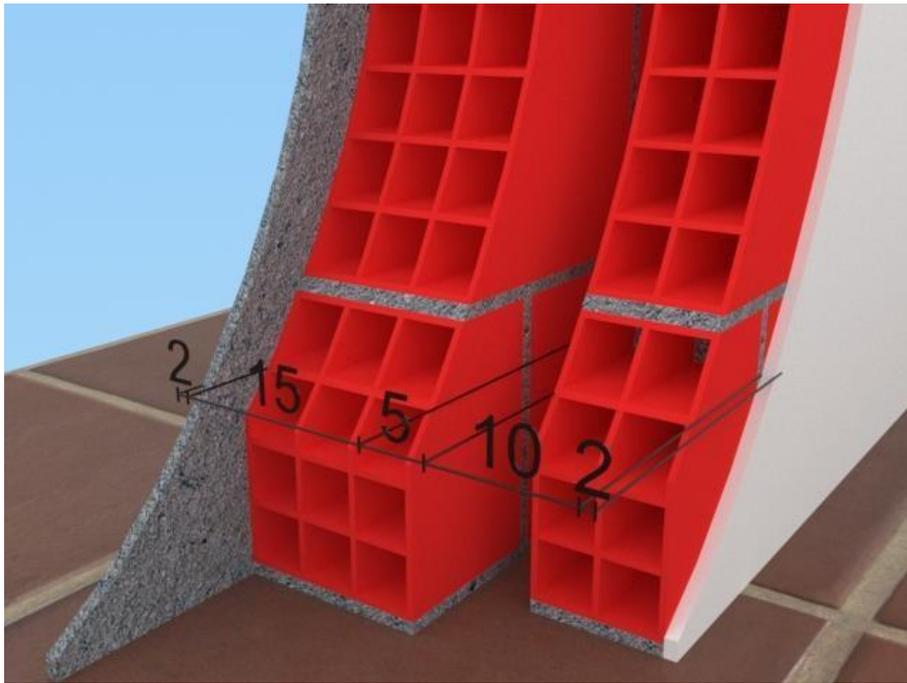


Fig2.4. Coupe verticale d'un mur extérieur.

II.3.d. Murs intérieurs :

- | | |
|---|-------------------------|
| 1. Enduit intérieur en plâtre (e = 2cm ; 10x0.02) | 0,2 KN/m ² . |
| 2. Brique creuse (e = 10cm ; 9 x 0.1) | 0,9 KN/m ² . |
| 3. Enduit extérieur en plâtre (e = 2cm ; 10x0.02) | 0,2 KN/m ² . |

$$G = 1,30 \text{ KN/m}^2$$

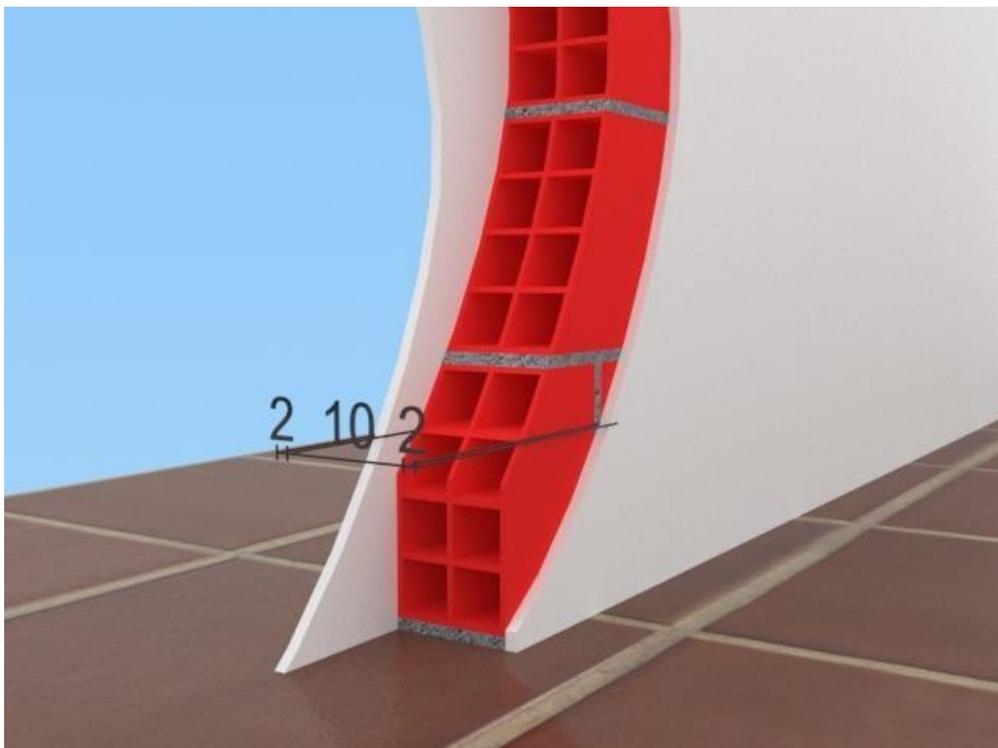


Fig2.5. Coupe verticale d'un mur intérieur.

II.4. Prédimensionnement des poutres principales :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien.

II.4.a. Critère de rigidité :

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

L_{max} La plus grande portée.

$$\frac{500}{15} \leq h_p \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h_p \leq 50$$

On prend : $h_p = 40\text{cm}$

La largeur de la poutre

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30\text{cm}.$$

II.4.b. Vérification des conditions du RPA :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

La section des poutres principales **(30 x 40) cm**.

II.5. Prédimensionnement des poutres secondaires :**II.5.a. Critère de rigidité :**

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

L_{max} La plus grande portée.

$$\frac{500}{15} \leq h_p \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h_p \leq 50$$

On prend : **h = 35cm**.

On adopte pour la largeur de la poutre secondaire : **b = 30cm**.

II.5.b. Vérification des conditions du RPA :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

La section des poutres secondaires **(30 x 35) cm.**

II.6. Prédimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Le poteau est pré dimensionné à l'état limite ultime en compression simple.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

II.6.a. Critère de résistance selon BAEL 91 :

$$k \cdot B \cdot N_u \leq \frac{\theta \cdot B_r \cdot f_{bu} + 0,85 \cdot f_{ed} \cdot A}{0,9} \Rightarrow Br \geq \frac{k \cdot N_u \cdot B}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \cdot \frac{A}{B} \cdot f_{ed}}$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte les défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale.

D'où $Br = (a - 2)(b - 2)$; on a : $a = b \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$.

- $\theta = 1$, on suppose que la durée d'action de la combinaison est ≥ 24 heures.
- $k = 1$, on suppose que moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1,50. \\ f_{c28} = 25MPa. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } f_{bu} = 14,2MPa.$$

- $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$, on cherche d'atteindre $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures principales participent à la résistance (pas de flambement).

$$\text{D'où } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

$$\frac{A}{B} = 0.8\%$$

A : section d'acier.

B : section du béton.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

$$\text{Donc: } Br \geq \frac{1 \times 1,2}{1 \cdot \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times 0,008 \times 348} N_u$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,066 \cdot N_u$$

À partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

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

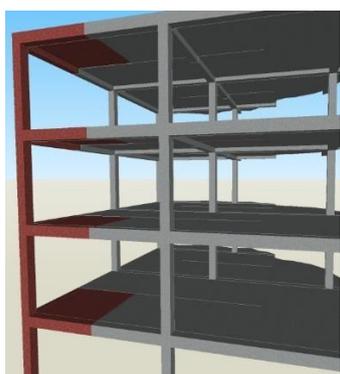
Avec :

G : Charge permanente.

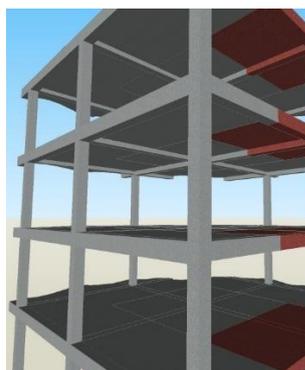
Q : Charge d'exploitation.

N_u : Effort normal ultime.

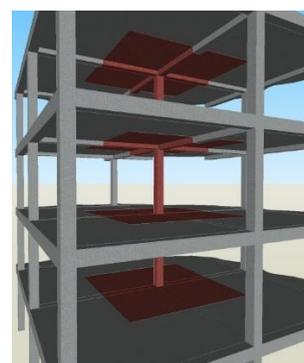
II.6.b. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :



Poteau d'angle



Poteau de rive



Poteau central

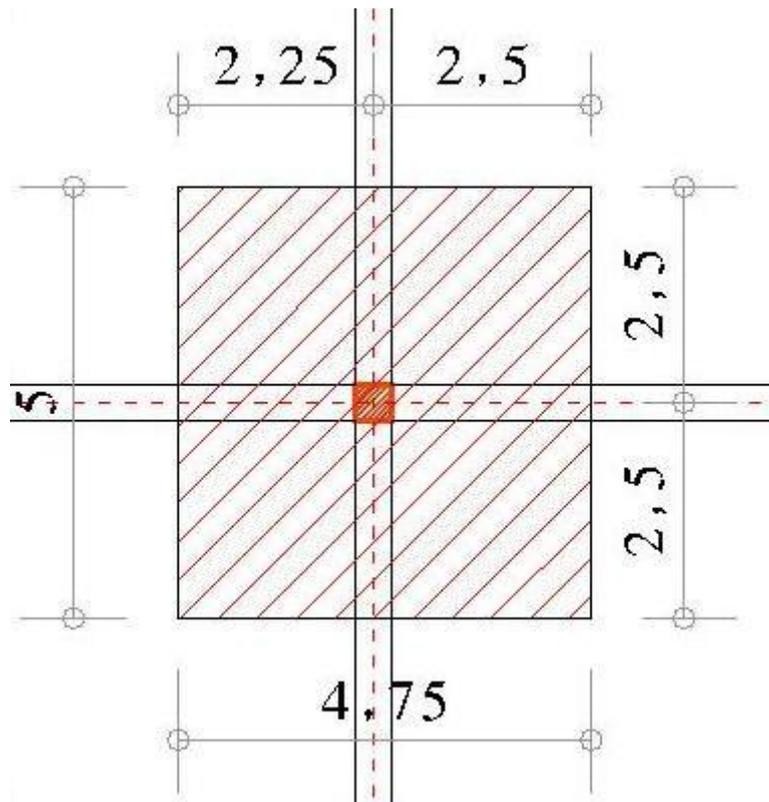
Fig. 2.6. Différents types de poteaux

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1. surface afférente de chaque type de poteaux

La position des poteaux	Surface revenant à chaque poteau (m2)
Les poteaux de d'angle :	7,02m2
Les poteaux de rive :	13,25m2
Les poteaux centraux :	23,75m2

Donc les poteaux centraux sont les plus sollicités avec une surface de 25 m².

II.6.c. Exemple de calcul (Poteau central) :**Fig. 2.7. Le poteau le plus sollicité**

$$SG = \left[\left(\frac{4.5 + 5}{2} \right) \right] \times \left[\left(\frac{5.00 + 5.00}{2} \right) \right] = 23.75 m^2$$

Poteau 9^{ème} étage (terrasse inaccessible)

$$G = 6.42 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

II.6.c.1. Charges permanentes (G) :

1. Poids du plancher : $6.42 \times 23.75 = 152.48 \text{ KN}.$
 2. Poids des poutres principales : $0.3 \times 0.40 \times 25 \times (5 - 0.3) = 14.1 \text{ KN}.$
 3. Poids des poutres secondaires : $0.3 \times 0.35 \times 25 \times (4.75 - 0.3) = 11.68 \text{ KN}.$
 4. Poids du poteau : $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06/2) = 3.44 \text{ KN}.$
- G = 181.70 KN**

II.6.c.2. Charges d'exploitation (Q) :

$$Q = S_Q \times 1,0$$

$$Q = 1,0 \times 23.750 = 23.75 \text{ KN}$$

$$Q = 23.75 \text{ KN}.$$

$$Nu_9 = 1,35(181.70) + 1,5(23.75) = 280,92 \text{ KN}$$

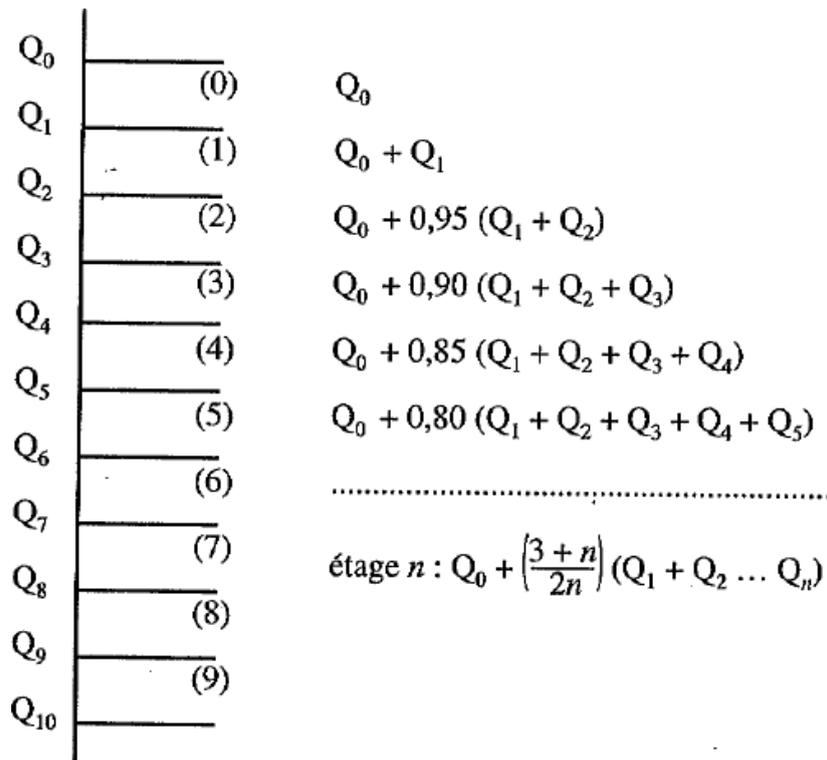
Donc : $B_r \geq 0,066 \times 280,92 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 185,41 \text{ cm}^2$

$Br = (a - 2)(b - 2)$ On a $a = b \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$

$a = 15,62 \text{ cm}$

On adopte une section de **(30 x30) cm²**.

Le calcul des poteaux des autres niveaux est le même, en tenant compte de la loi de la dégression des surcharges de la façon suivante :



Pour les charges permanentes on va les cumuler.

Le tableau suivant représente l'effort normal ultime ainsi que la section adoptée sur tous les niveaux :

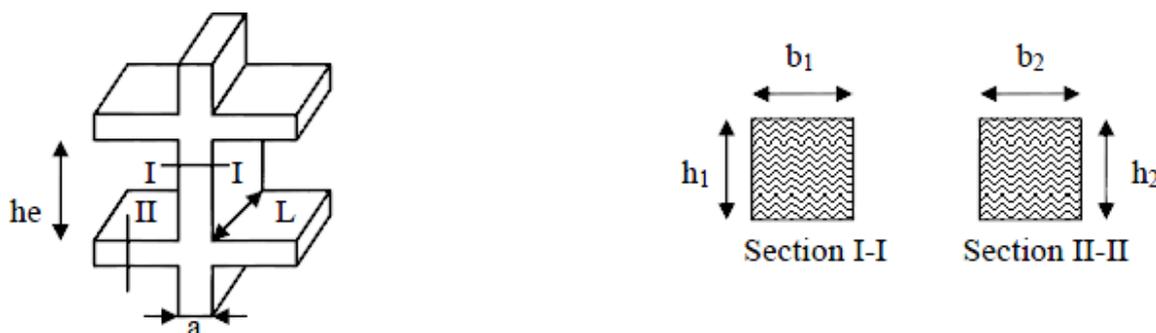
Tableau 2.2. Prédimensionnement des poteaux.

niveau	Hauteur d'étage he (m)	Nu (KN)	Br (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
9 ^{eme} étage	3.06	280,92	185,40	30 x30
8 ^{eme} étage	3.06	543,25	358,55	30 x30
7 ^{eme} étage	3.06	800,25	528,16	30 x30
6 ^{eme} étage	3.06	1051,89	694,25	40x40

5 ^{eme} étage	3.06	1298,20	856,81	40x40
4 ^{eme} étage	3.06	1539,16	1015,85	40x40
3 ^{eme} étage	3.06	1774,78	1171,35	50 x 50
2 ^{eme} étage	3.06	2010,40	1326,86	50 x 50
1 ^{er} étage	3.06	2246,01	1482,37	50 x 50
RDC	3.06	2481,63	1637,88	50 x 50
Sous-Sol	3.06	2775,14	1831,59	50 x 50

II.6.d. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :



$$\text{Min } (b1, h1) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone I et II}$$

$$\text{Min } (b1, h1) \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone III}$$

$$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$$

II.6.d.1. Vérification de section (Art7-4-1) :

Poteau (30 x 30) cm²

- $\text{min}(b1, h1) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \quad \text{CV}$

$$\frac{he}{20} = \frac{3.06 - 0,40}{20} = 0.133\text{m} = 13.30\text{cm}$$

$$\text{min}(b1, h1) = 30\text{cm} \geq \frac{he}{20} \quad \text{CV}$$

Donc ces conditions seront vérifiées pour les autres poteaux puisque la section du poteau (30 x 30) cm² est la section minimale.

Les poteaux ont une section carrée (b1, h1)

$$\text{Donc : } \frac{b_1}{h_1} = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \rightarrow CV$$

II.6.d.2. b-Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Cette vérification sera réalisée après l'étude de la structure sous les charges dynamiques dues au séisme plus loin dans l'étude.

II.6.d.3. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il est relatif à la longueur et la section des l'élément étudié, il suffit de vérifier le poteau qui a la section la plus faible car tous les poteaux ont la même longueur.

Un poteau stable vérifie la condition suivante :

$\lambda \leq 50$ avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$$

$$L_f = 0,7 \cdot L_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$$

Pour le poteau de section (30×30) :

$$I_{min} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 266 = 186,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{186,2}{8,66} = 21,50 < 50 \rightarrow CV$$

II.7. Prédimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (en fonction de la conception) .

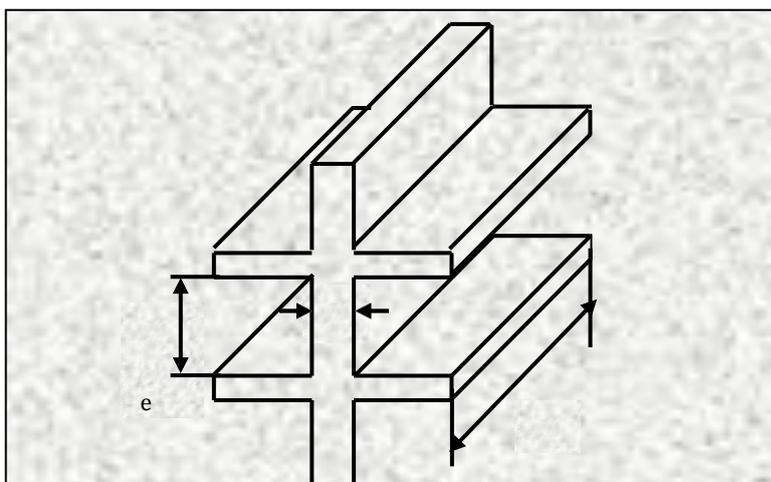
- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

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 RPA99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : L : portée du voile. , e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci-dessous



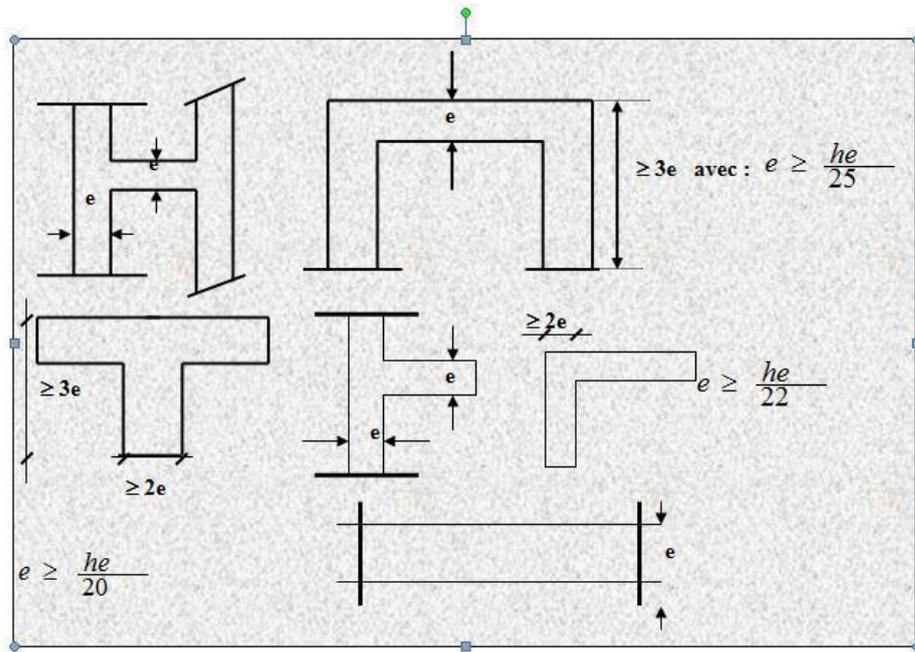


Fig.2.8. Coupe de voile en plan.

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

On a :

- $h_e = 3.06\text{m}$; $a \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$

On prend l'épaisseur des voiles = 20cm du sous-sol jusqu'au 9^{ème} étages.

III. Calcul des planchers :

III.1. Introduction :

Notre structure présente des planchers à corps creux associés à des poutrelles fabriquées sur chantier disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression. En raison de la différence des surcharges entre le plancher commercial de sous-sol ($Q=4\text{KN/m}^2$) et celui d'habitation ($Q=1,5\text{KN/m}^2$) nous jugeons d'effectuer le calcul sur le plancher le plus sollicité.

III.2. Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivantes :

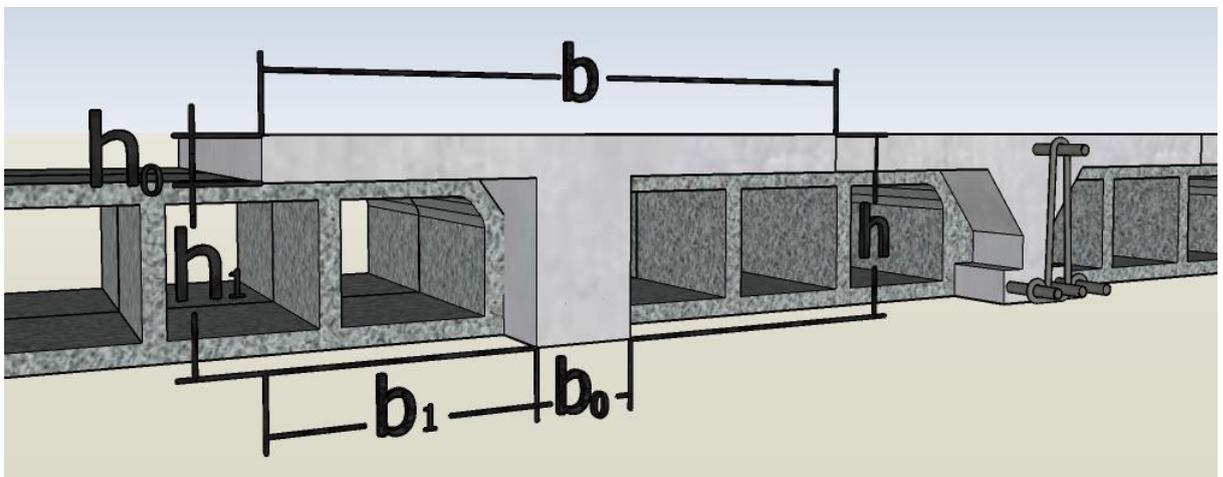


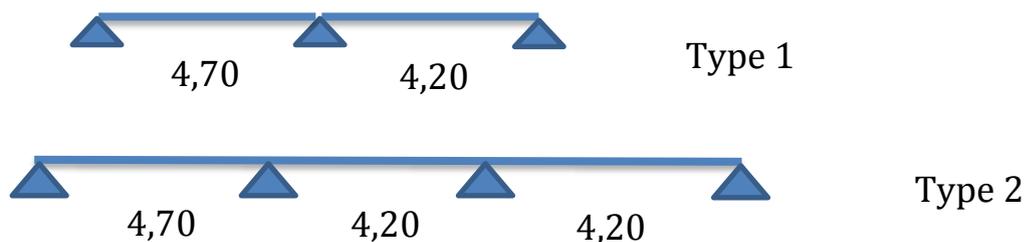
Figure 3-1 : Les dimensions d'une poutrelle

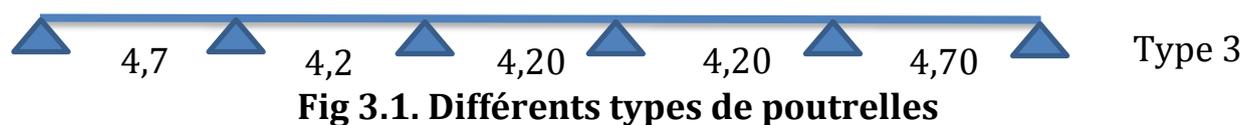
Tableau 3.2. Dimensions de la poutrelle

h_t	20cm	b_0	12cm
h_0	4cm	b_1	24cm
h_1	16cm	b	60cm

III.2.a. Types de poutrelles

Dans notre construction nous avons 3 différents types de poutrelles :



**Tableau 3.2. Évaluation des charges revenantes aux poutrelles**

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	E.L.U $b \times (1,35G + 1,5Q)$ [KN/ml]	E.L.S $b \times (G + Q)$ [KN/ml]
Terrasse (haut 9eme étage)	6.42	1	0.6	10,167	7,42
Etage courant (haut RDC, 8eme étage)	5.14	1.5	0.6	9,189	6,64
Commerce (haut sous-sol)	5.14	4	0.6	12,939	9,14

III.2.b. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

Il existe principalement deux méthodes utilisées pour ce type de plancher qui se calcul en flexion simple.

- Plancher à faible surcharge (Méthode forfaitaire).
- Plancher à forte surcharge (Méthode de Caquot).

III.2.b.1. Méthode forfaitaire :

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

- La charge d'exploitation : $Q \leq \max[2. G, 5 \text{ KN/m}^2]$.

$$1 \leq \max(12,84 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$1 \leq 12.38 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.
- Pour les portées successives, il faut vérifier :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq 1,11 \leq 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

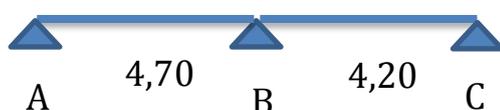
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Remarque :

La méthode forfaitaire est applicable pour tous les types de poutrelles sur notre construction.

III.2.b.2. Exemple de calcul :

Types 1 « terrasse »



Calcul à L'ELU ($P_u = 6,10 \text{ KN/m}$) :

Moment isostatique :

$$M_{0a} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6,10 \times 4,7^2}{8} = 16,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{0c} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6,10 \times 4,2^2}{8} = 13,45 \text{ K.m}$$

Moments en appuis :

$$M_a = -0,15 M_o = -2,526 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -0,15 M_o = -2,018 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -0,6 M_o = -10,107 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,42 + 1} = 0,13$$

$$M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_{oi}$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_{oi} \rightarrow \text{travée de rive} \\ 1 + 0,3\alpha \\ \left[\frac{\quad}{2} \right] M_{oi} \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

- Moment en travées : $M_{t1} = 11,37 \text{ KN.m}$
 $\begin{cases} M_{t2} = 8,06 \text{ KN.m} \end{cases}$

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_g = \frac{P_u \cdot l}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \\ T_d = T_g - (P_u \cdot l) \end{cases}$$

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} T_g = \frac{6,10 \times 4,70}{2} + \frac{2,53 - 10,11}{4,70} = 12,72 \text{ KN} \\ T_d = 12,72 - (6,10 \times 4,70) = -15,95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} T_g = \frac{6,10 \times 4,20}{2} + \frac{10,11 - 2,02}{4,20} = 14,74 \text{ KN} \\ T_d = 14,74 - (6,10 \times 4,20) = -10,88 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul à L'ELS (Ps = 4.45KN/m) :

Moment isostatique

$$M_{0a} = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4,45 \times 4,7^2}{8} = 12,29$$

$$M_{0c} = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4,45 \times 4,2^2}{8} = 9,82$$

Moments en appuis

$$M_a = -0,15 M_o = -1,844 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -0,15 M_o = -7,3759 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -0,6 M_o = -1,4725 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,42 + 1} = 0,13$$

$$M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_{oi}$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_{oi} \rightarrow \text{travée de rive} \\ \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] M_{oi} \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

- Moment en travées : $\begin{cases} M_{t1} = 8,30 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 5,88 \text{ KN.m} \end{cases}$

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_g = \frac{P_s \cdot l}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \\ T_d = T_g - (P_u \cdot l) \end{cases}$$

$$\text{Travée :A-B} \left\{ \begin{array}{l} T_g = \frac{4,45 \times 4,70}{2} + \frac{1,84 - 7,38}{4,70} = 9,285 \text{KN} \\ T_d = 9,285 - (4,45 \times 4,70) = -11,639 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée B-C} \left\{ \begin{array}{l} T_g = \frac{4,45 \times 4,20}{2} + \frac{7,38 - 1,47}{4,20} = 10,75 \text{KN} \\ T_d = 10,75 - (4,45 \times 4,20) = -7,94 \text{KN} \end{array} \right.$$

les calculs des moments et efforts tranchants sont récapitulés dans les tableaux suivants :

G(KN/m ²)	6,42
Q(KN/m ²)	1
ELU(KN/m ²)	10,167
ELS(KN/m ²)	7,42
Pu(KN/m)	6,1002
Ps(KN/m)	4,452
α	0,1348

ELU	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
	A	L1	B	L2	C
Longueur(m)		4,7		4,2	
M0(KN.m)		16,84		13,45	
Ma(KN.m)	-2,5266		-10,107		-2,0176
Mt(KN.m)		11,37		8,0614	
Tg(KN)		12,72		14,74	
Td(KN)		-15,95		-10,88	

ELS	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
	A	L1	B	L2	C
Longueur(m)		4,7		4,2	
M0(KN.m)		12,293		9,8167	
Ma(KN.m)	1,844		7,3759		1,4725
Mt(KN.m)		8,2978		5,8833	
Tg(KN)		9,2852		10,755	
Td(KN)		-11,639		-7,9436	

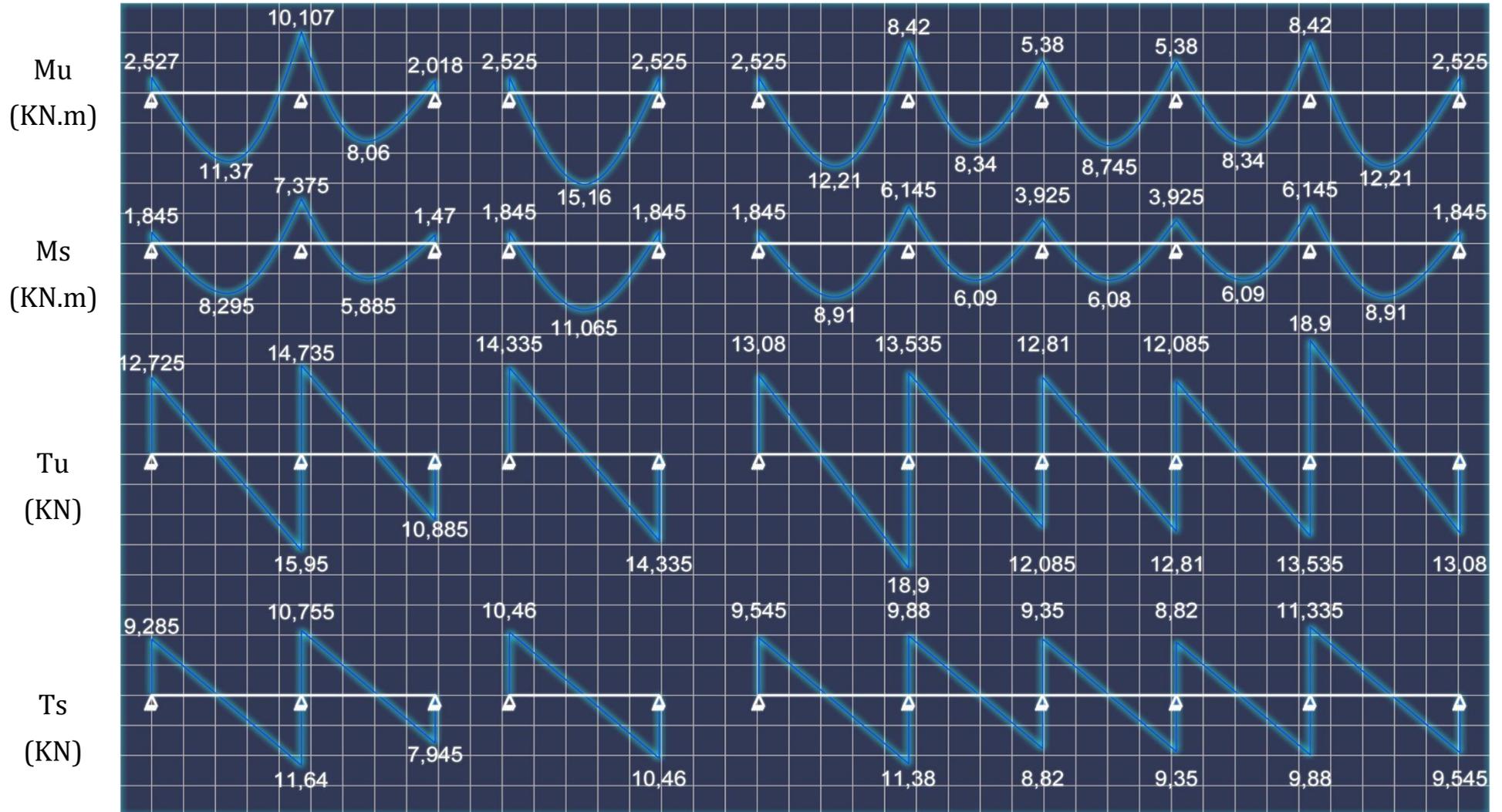
Le calcul de tous les moments fléchissant et efforts tranchants pour tous les types et tous les niveaux a mené aux résultats illustrés sous forme de diagrammes suivants :

Terrasse

Type 1

Type 2

Type 3

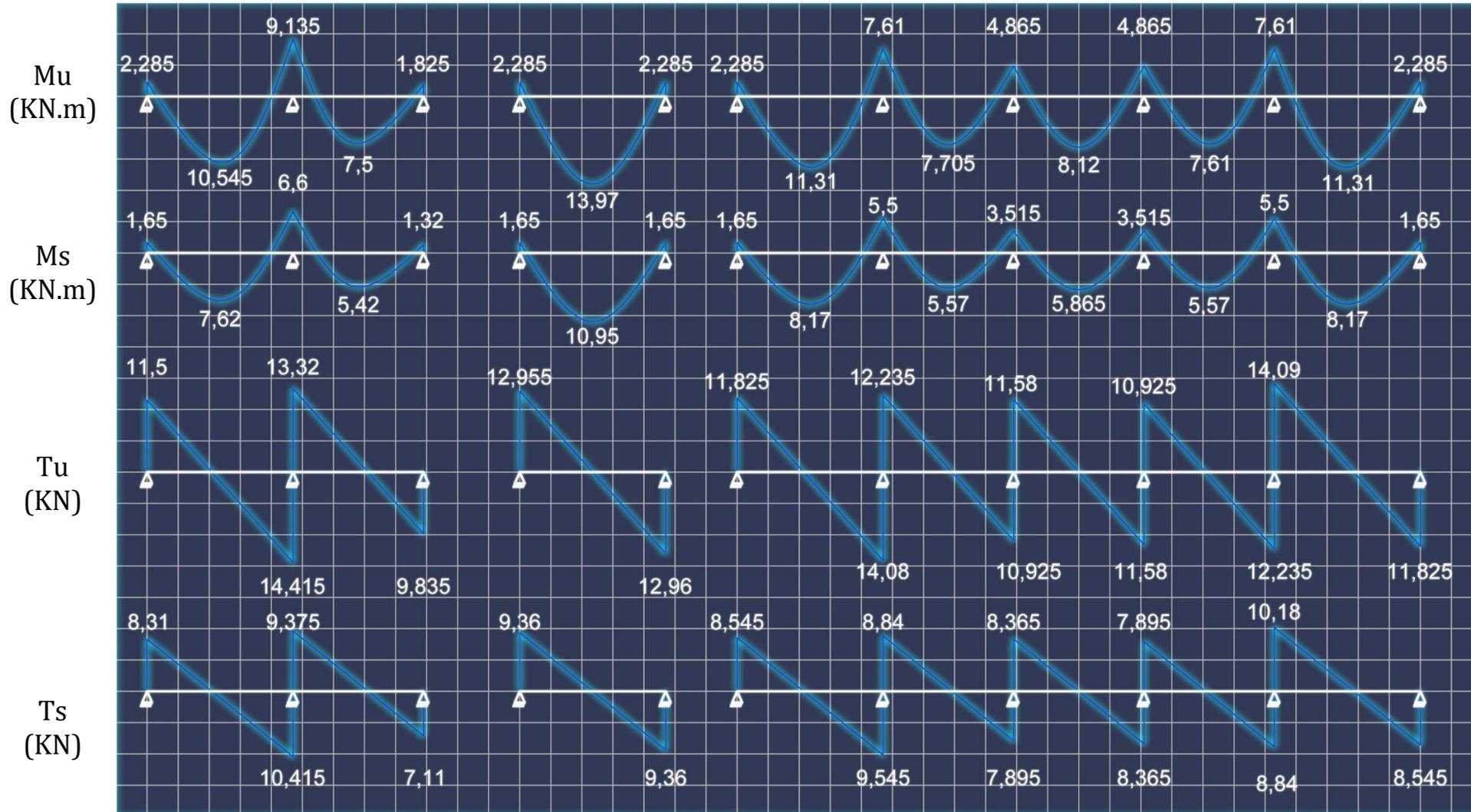


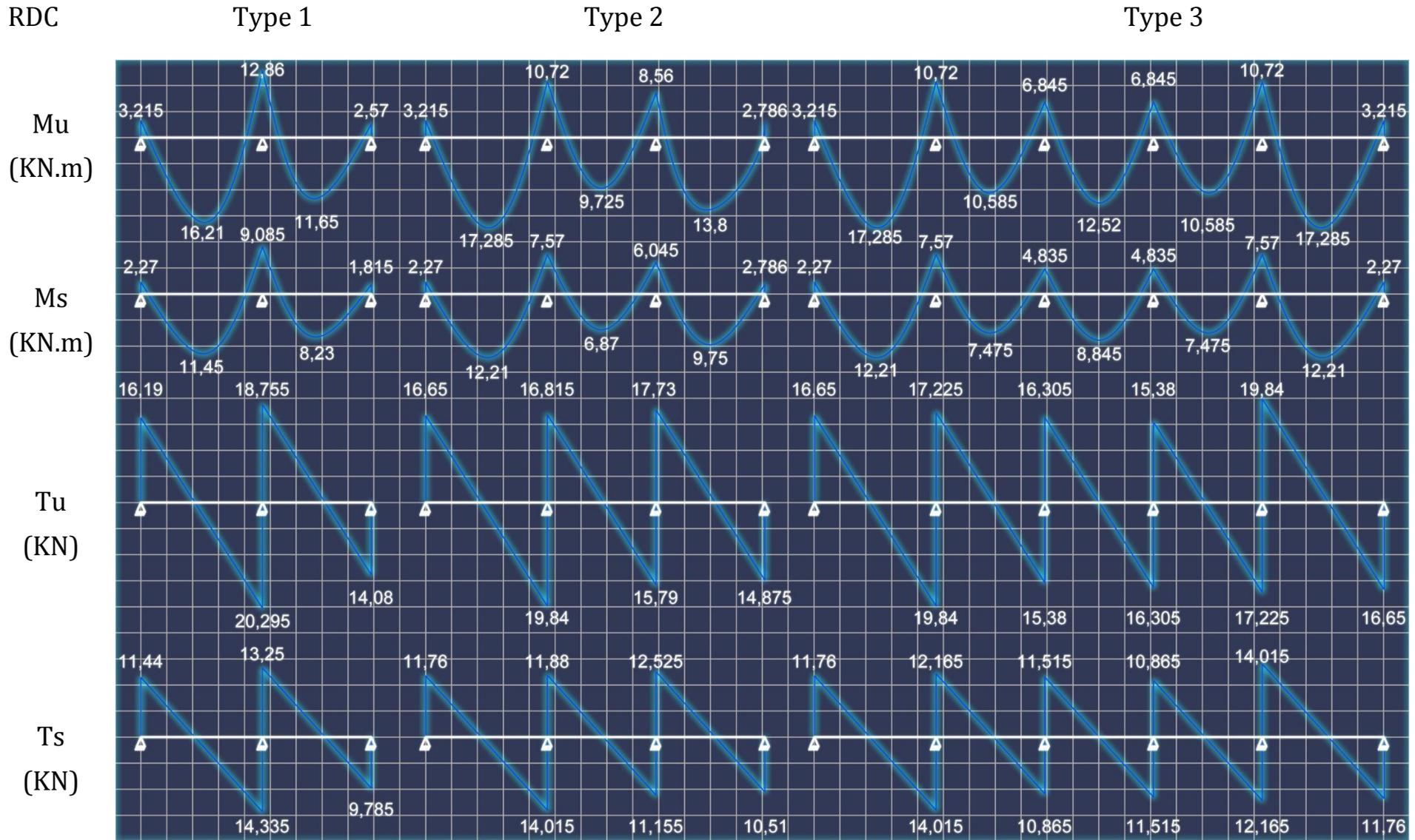
Etage C

Type 1

Type 2

Type 3





III.2.c. Calcul du ferrailage :**III.2.c.1. Les armatures longitudinales :**

En travée : $M_{t\max} = 11,37 \text{ KN.m}$

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

$d = h_t - e$ ou bien $d = 0,9 h_t$

$d = 0,9 (0,20) = 0,18 \text{ m}$

$M_{tu} = b \cdot h \left(d - \frac{f_{bu}}{2} \right)$ Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$.

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 54,53 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{t\max}$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile d (60×20) cm^2 .

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{Pu}{P_{ser}} = \frac{6.1}{4.45} = 1,37$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1,1,41 + 49 \cdot 25 \cdot 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,30$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,37 \cdot 10^3}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2}$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,3 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0,041 < 0,275 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 18 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,041) = 17,55 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{11,37 \cdot 10^3}{17,55 \cdot 348} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min}$$

$$A_t = 1,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}10 (A=2,36\text{cm}^2)$$

En appui $M_{\text{app rive max}} = 2.52 \text{ KN.m}$

$M_{tu} = 54,53 \text{ KN.m} > M_{a_{\max}}$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile $b_0 (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a_{\max}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,52 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2}$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_{lu} = 0,30 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0,045 < 0,275 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 18 \cdot (1 - 0,6 \times 0,045) = 17,51 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_{a_{\max}}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{2,52 \cdot 10^3}{17,51 \cdot 348} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_a \geq 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a > A_{\min}$$

$$A_a = 0,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}10 (A=0,79\text{cm}^2)$$

En appui $M_{\text{app intermédiaire max}} = 10.10 \text{ KN.m}$

$M_{tu} = 54,53 \text{ KN.m} > M_{a_{\max}}$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile $b_0 (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a_{max}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,10 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2}$$

$$\mu_{bu} = 0,18 < \mu_{lu} = 0,30 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,18 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 18 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,18) = 16,05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{M_{a_{max}}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{10,10 \cdot 10^3}{16,05 \cdot 348} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_a \leq 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a > A_{\min}$$

$$A_a = 1,80 \text{ cm}^2 \quad 1\text{HA}10 \text{ fil} + 1\text{HA}12 \text{ chap} (A=1,92 \text{ cm}^2).$$

III.2.c.2. Les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales ϕ_t d'après B.A.E.L 91 on a :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} = 6 \text{ mm}; \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}; \phi_l \right\}$$

Soit étriers en $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

L'espacement maximum :

$$S_{t1} \leq \min \left\{ 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$$

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

III.2.c.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification se fait juste pour le béton car la fissuration est peu préjudiciable.

$$\text{Il faut que : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

D'après le règlement (BAEL 91) il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de compression de béton si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

En travée :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,052$$

$$\gamma = 1,37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,052 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc} \rightarrow CV$$

Appui de rive :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,057$$

$$\gamma = 1,37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,057 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc} \rightarrow CV$$

Appui intermédiaire :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18}) = 0,25$$

$$\gamma = 1,37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,25 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc} \rightarrow CV$$

III.2.c.4. Vérification de l'effort tranchant

$$T_{umax} = 15,95 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 \cdot d} = \frac{15,95 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,73 MPa$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 MPa \right\}$$

$$\tau_{lim} = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,73 MPa < \tau_{lim} = 3,33 MPa \Rightarrow \text{Le béton résiste au cisaillement.}$$

III.2.c.5. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm armée par treillis soudé de diamètre ϕ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures verticales aux nervures
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures [CBA93]

Pour les armatures verticales aux nervures :

$$A_1 \geq \frac{4L}{f_e} \text{ avec : } L = 60\text{cm et } f_e = 500 \text{ MPa} \Rightarrow A_1 \geq 1.02\text{cm}^2$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 \geq \frac{A_1}{2} \Rightarrow A_2 \geq 0.51$$

Donc soit un treillis soudé de ϕ 5 est un espacement (15× 15) cm²

Tableau 3.8. Ferrailage des poutrelles

	Armatures longitudinales			Armatures transversales
	Travée	Appui rive	de Appui intermédiaire	
Type 01	3HA10	1HA10	/	étriers en ϕ 6
Type 02	3HA10	1HA10	1HA10fil + 1HA12chap	
Type 03	3HA10	1HA10	1HA10fil + 1HA12chap	

IV. Calcul des éléments secondaires :

IV.1. Etude des escaliers :

IV.1.a. Définition :

Un escalier est un ouvrage en béton armé destiné à la circulation verticale c'est-à-dire il permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à trois volées; il est constitué de paillasse, paliers de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasse sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

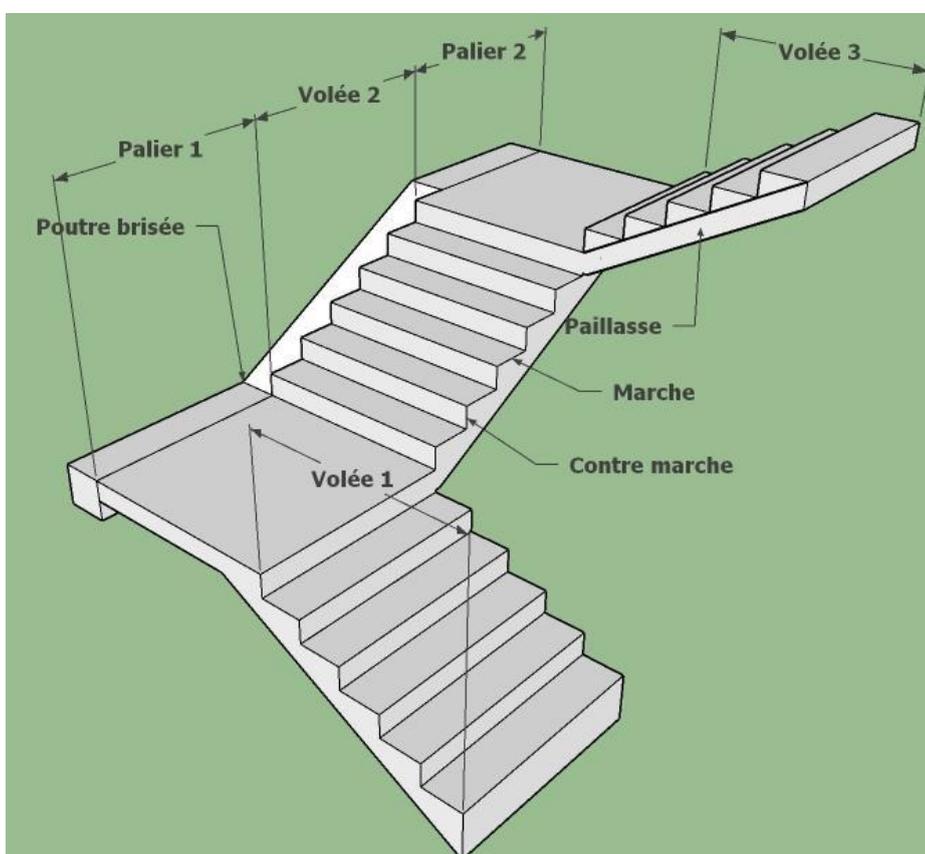


Fig 4.1. Présentation des escaliers

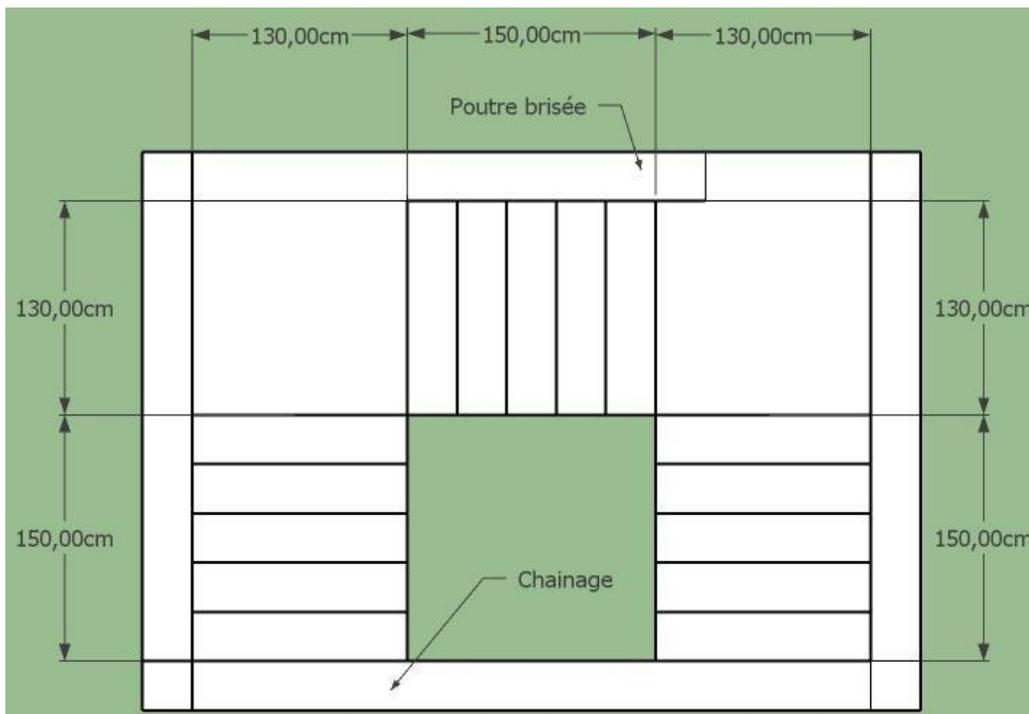


Fig 4.2. dimensions des escaliers

IV.1.b. Prédimensionnement :

IV.1.b.1. Marche et contre marche :

Tableau 4.1. Détail escalier

Volée	Hauteur d'escalier	Hauteur du palier	Formule de "BLONDELLE"		Nbr de contre marches $n = \frac{h_e}{h}$	Nbr de marches $n'=n-1$
			$0.6 \leq 2h+g \leq 0.64$			
Volée 1	$h_e=3.06m$	$h_1=1.02m$	$g=30cm$	$h=17cm$	$n=6$	$n'=5$
Volée 2	$h_e=3.06m$	$h_1=1.02m$	$g=30cm$	$h=17cm$	$n=6$	$n'=5$
Volée 3	$h_e=3.06m$	$h_1=1.02m$	$g=30cm$	$h=17cm$	$n=6$	$n'=5$

IV.1.b.2. L'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{1.02}{1.50} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,827.$$

IV.1.b.3. L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos :

L'épaisseur du paillasse $\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$

Avec : $l = \frac{150}{\cos \alpha} = 181cm \rightarrow e = 15cm$

L'épaisseur du palier de 10 a 15

$e=15\text{cm}$

IV.1.c. Descente Des Charges :

IV.1.c.1. Volée :

Charges permanentes (G) :

1. Paillasse en béton armé ($e=17.24\text{cm}; [25 \times 0,1724]/\cos\alpha$) 4,31 KN/m²
2. Marches en béton armé ($h=17\text{cm}; [(25 \times 0,17)/2]$) 2,125 KN/m²
3. Carrelage horizontale ($e =0,02\text{cm}; 20 \times 0,02$) 0,40 KN/m²
4. Carrelage verticale [$e =0,02 \text{ cm}; (20 \times 0,02 \times 0,17)/(0,3)$] 0,23 KN/m²
5. Mortier de pose HZ ($e=0,02 ; (20 \times 0,02)$) 0,27 KN/m²
6. Mortier de pose V [$e=0,02 ; (20 \times 0,02) \times (0,17 / 0,3)$] 0,23 KN/m²
7. Enduit en ciment sous volée ($e = 2\text{cm}; 0,18 \times 1 / \cos\alpha$) 0,20 KN/m²

$G=7.90 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation (Q) :

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

IV.1.c.2. Palier :

Charges permanentes (G) :

1. Dalle pleine en béton armé ($e=15\text{cm} ; 25 \times 0,15$) 3,75 KN/m²
2. Mortier de pose ($e=0,02 ; (22 \times 0,02)$) 0,44 KN/m²
3. Carrelage ($e =0,02\text{cm}; 22 \times 0,02$) 0,44 KN/m²
4. Enduit en ciment ($e = 1\text{cm}; 0,18 \times 1$) 0,18 KN/m²

$G=4,63 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation (Q) :

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

IV.1.d. Combinaisons d'action :

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4. 2. Combinaisons d'action

	(G) KN/m ²	(Q) KN/m ²	Combinaisons d'action	
			ELU(1.35G + 1.5Q)	ELS (G + Q)
Volée	7.90	2.50	14.41	10.40
Palier	4.63	2.50	10.00	7.13

IV.1.e. Calcul des sollicitations :

Les résultats sont regroupés comme suit :

IV.1.f. Calcul du 1ere volée et 3eme volée :

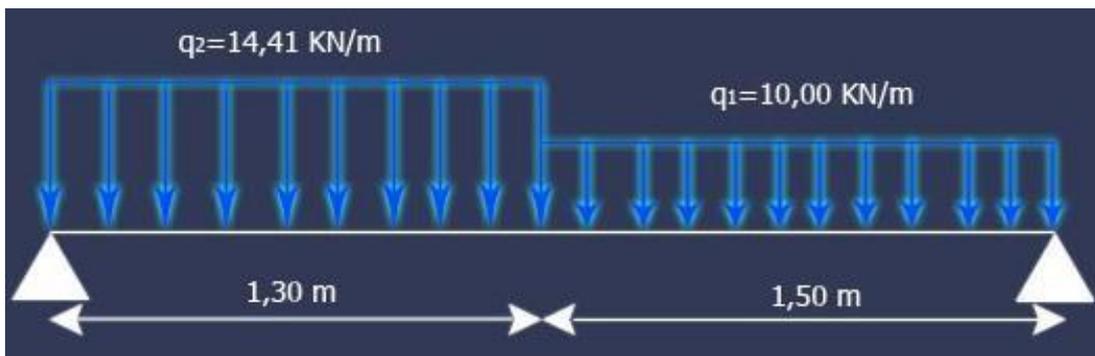


Fig. 4.4. Schéma statique escalier type 1 volée 1 et 3

- Détermination de moment et d'effort tranchant :

$M_{t \max} = 15,61 \text{ KN}$ $T_{a \max} = 19,36 \text{ KN}$

- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

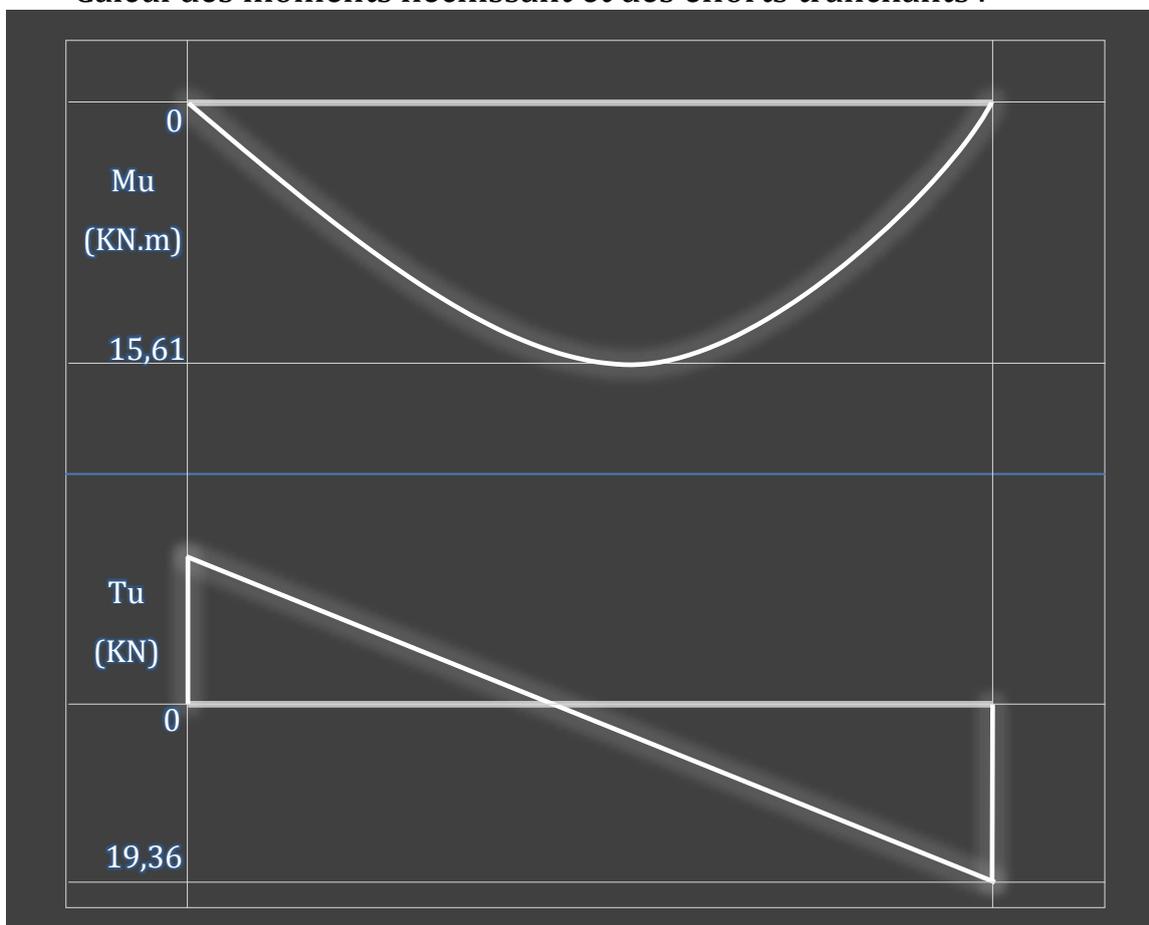


Fig 4.5. Diagramme des sollicitations (M et T) à l'ELU type 1 volée 1 et 3

IV.1.f.1. Le Ferrailage :

- **En travée :** Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m d'une section rectangulaire ($1 \times 0,15$) m² (fissuration peu préjudiciable).

$$M_{t \max} = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{qu}{q_{ser}} = \frac{14,41}{10,40} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1 \cdot 1,38 + 49 \cdot 25 \cdot 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,29$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (15) = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,61 \times 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,060$$

$$\mu_{bu} = 0,060 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,060 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 \cdot (1 - (0,6 \times 0,060)) = 13,01 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{15,61 \times 10^3}{13,01 \times 348} = 3,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,44 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 esp 15 cm = 5,65 cm²

Armature de répartition :

$$A_{\text{répartitions}} = \frac{A_t}{4} = \frac{3,44}{4} = 0,86 \text{ cm}^2. \text{ Soit 4HA10 esp 20cm} = 3,14 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$M_{\text{app}} = 0,3 M_{t \max} = 4,68 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{qu}{q_{ser}} = \frac{10,00}{7,23} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440.1.1,38 + 49.25.1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,293$$

$$d = 13.5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,68 \times 10^3}{100.13,5^2 \cdot 14,2} = 0,018$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < \mu_{lu} = 0,299 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0,018 < 0,275 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d \times (1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5 \times (1 - (0,6 \times 0,018)) = 13,35\text{cm}$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{Z_b \cdot f_e d} = \frac{4,68 \times 10^3}{13,35.348} = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63\text{cm}^2$$

$$A = 1,00\text{cm}^2 < A_{\min} = 1,63\text{cm}^2$$

Soit 4HA10 esp 20cm = 3,14 cm².

- Armature de répartition :

$$A_{\text{répartitions}} = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785\text{cm}^2. \text{ Soit 4HA10 esp 20cm} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 19,36\text{KN}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{tj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{A \cdot d} < \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 5 \text{ MPa}; \left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5} \right) \right\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19,36 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,14\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \quad (\text{CV})$$

- Vérification des contraintes :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

D'après le règlement (BAEL 91) il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de compression de béton si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

- En travée :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,060}) = 0,077$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44.$$

$$\alpha = 0,077 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc} \rightarrow CV$$

- En appui :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,022$$

$$\gamma = 1,4$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45.$$

$$\alpha = 0,022 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc} \rightarrow CV$$

Tableau 4. 4. Ferrailage des escaliers

	Armatures principales (cm2)		Armatures de répartition (cm2)	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Type1 volée 1	HA12 esp 15cm	HA10 esp 20cm	HA10 esp 20cm	HA10 esp 20cm
Type1 volée 3	HA12 esp 15cm	HA10 esp 20cm	HA10 esp 20cm	HA10 esp 20cm

IV.1.g. Calcul de la 2ème volée

IV.1.g.1. Calcul des sollicitations :

- ELU

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} = (14,41 \times \frac{(1,50)^2}{2})$$

$$\Rightarrow M_u = 16,21KN.m.$$

- ELS

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} = (10,40 \times \frac{(1,50)^2}{2})$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 11,17 \text{KN.m.}$$

IV.1.g.2. Le Ferrailage :

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{16,21}{11,17} = 1,45$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_c 28 \frac{1}{\theta} - 3050] \text{ pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1 \cdot 1,45 + 49 \cdot 25 \cdot 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,31$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (0,15) = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,21 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,062$$

$$\mu_{bu} = 0,062 < \mu_{lu} = 0,31 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,062 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,062) = 12,99 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{16,21 \cdot 10^3}{12,99 \cdot 348} = 3,58 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{5HA12 \text{ esp } 15 \text{ cm} = 5,65 \text{ cm}^2.}$$

Armature de répartition :

$$A_{\text{répartition}} = \frac{A}{4} = \frac{3,58}{4} = 0,89 \text{ cm}^2. \quad \mathbf{4HA10 \text{ esp } 20 \text{ cm} = 3,14 \text{ cm}^2.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u \text{ max} = q_u \cdot l = 14,41 \cdot 1,50 \Rightarrow T_u \text{ max} = 21,61 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{21,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\tau_{ulim} = 0,07 \cdot \frac{f_c 28}{\gamma b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 1,17 \text{ MPa.} \downarrow \downarrow \rightarrow \text{CV}$$

IV.1.g.3. Calcul de la poutre brisée :

La poutre brisée est une poutre sur laquelle repose le palier qui lui transmet la charge. On considère quel est partiellement encastéré.

IV.1.g.4. Prédimensionnement :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

Critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \text{ Avec : } L = 4,50 \text{ m}$$

$$0,30 \leq h_t \leq 0,45$$

Soit : $h_t = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Selon RPA99 modifié 2003, les conditions sont vérifiées.

IV.1.g.5. Evaluation des charges :

Charges permanentes (G) :

Poids propre de la poutre palière : $0,3 \times 0,40 \times 25$ 2,625 KN/ml

Réactions dues au poids des paliers de repos et de volée :

$$4,73 \times 1,5 = 7,095 \text{ KN/ml}$$

$$4,73 \times 1,5 = 7,095 \text{ KN/ml}$$

$$7,90 \times 1,5 = 11,85 \text{ KN/ml}$$

Mur en double paroi 7,428 KN/ml

$$\mathbf{G = 33,468 \text{ KN/m}}$$

Charges d'exploitation (Q) :

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

IV.1.g.6. Combinaisons d'action pour la poutre palière :

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.5. Combinaisons d'action

(G) KN/m ²	(Q) KN/m ²	Combinaisons d'action	
		ELU 1.35G + 1.5Q	ELS G + Q
33,468	2,50	48,93	35,96

IV.1.g.7. Calcul des sollicitations :

Le résultat obtenu est le suivant :

- Moment en travée : $M_{tu} = 50,26 \text{KN.m}$
- Moment en appui : $M_{au} = 24,97 \text{KN.m}$

IV.1.g.8. Le Ferrailage :

a) En travée : ($M_t = 50,26 \text{KN.m}$)

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (30×40) cm^2 soumise à la flexion simple.

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{qu}{q_{ser}} = \frac{48,93}{35,96} = 1,36$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1 \cdot 1,36 + 49 \cdot 25 \cdot 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,285$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (35) = 31,5 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{50,26 \cdot 10^3}{30 \cdot 31,5^2 \cdot 14,2} = 0,11$$

$$\mu_{bu} = 0,11 < \mu_{lu} = 0,285 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,11 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 31,5 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,11) = 29,42 \text{cm}$$

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{50,26 \cdot 10^3}{29,42 \cdot 348} = 4,90 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 30 \cdot 31,5 = 1,14 \text{cm}^2$$

$$A = 4,90 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{cm}^2$$

Choix des barres : 6HA14 ($A = 6,78 \text{cm}^2$)

b) En appui : ($M_a = 29,97 \text{KN.m}$)

Le calcul se fait pour une section rectangulaire (30×40) cm^2 soumise à la flexion simple.

$$\gamma = 1,36$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440. \theta. \gamma + 49. f_c 28 \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440.1.1,36 + 49.25.1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,285$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (35) = 31,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{29,97.10^3}{30.31,5^2.14,2} = 0,070$$

$$\mu_{bu} = 0,070 < \mu_{lu} = 0,285 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,070 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d.(1 - 0,6\mu_{bu}) = 31,5.(1 - 0,6.0,070) = 30,177 \text{ cm}$$

$$\text{Section d'acier : } A_a = \frac{M_a}{Z_b.f_{ed}} = \frac{29,97.10^3}{30,177.348} = 2,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23. \frac{f_{t,28}}{f_e}. b.d \Rightarrow A_{\min} = 0,23. \frac{2,1}{400} 30.31,5 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3HA12 (A=3,39cm²)

IV.2. Etude des parties en saillie :

Les parties en saillie sont constituées de dalle pleine rectangulaire d'épaisseur 15cm.

Elles seront étudiées comme des consoles encastrées soumises à leurs poids propre G, à la surcharge d'exploitation Q et au poids propre du mur P.

Ce bâtiment comporte plusieurs types de console comme il est présenté sur la figure suivante :

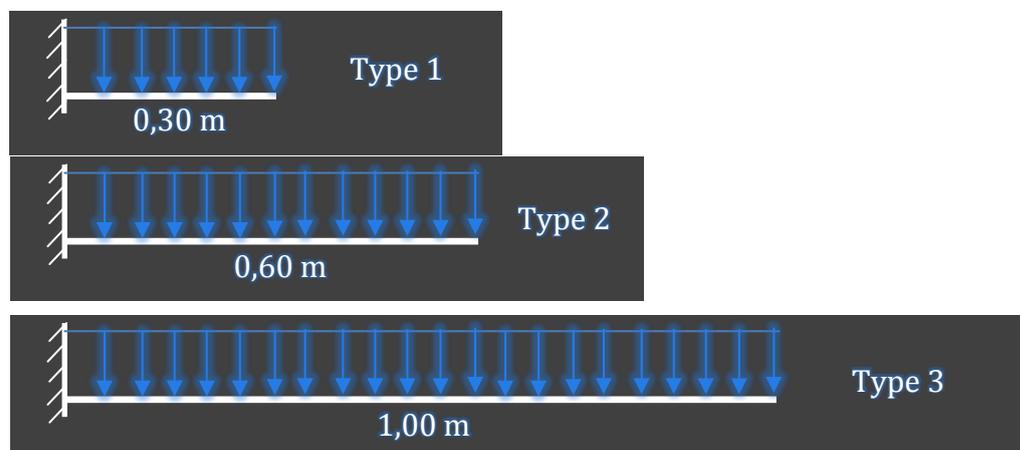


Fig 4.8. Les différents types de partie en saillie

Remarque :

On prend comme exemple de calcul un seul type de balcon (type 3)

Le calcul se fait pour une bande de **1m**.

IV.2.a. Descente des charges :**Charges permanentes (G)**

- | | |
|--|------------------------|
| 1. Revêtement en carrelage (e = 2cm ; 22 x 0,02) | 0,44 KN/m ² |
| 2. Mortier de pose (e = 2cm ; 22 x 0,02) | 0,44 KN/m ² |
| 3. Lit de sable (e = 2cm ; 18x 0,02) | 0,36 KN/m ² |
| 4. Dalle pleine en BA (e = 15cm ; 25 x 0,15) | 3.75 KN/m ² |
| 5. Enduit en plâtre de (e = 2cm ; 10 x 0.02) | 0,20 KN/m ² |

$$G = 5,19 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitation (Q)

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

IV.2.b. Exemple de calcul (Type 03) :**IV.2.b.1. Calcul de la charge concentré P :**

Poids propre du mur extérieur $G_{\text{mur}} = 2,81 \text{ KN/m}^2$

La charge concentrée de mur $P = 2,81 \times (3,06 - 0,15) \times 1$

$$P = 8,17 \text{ KN}$$

IV.2.b.2. Combinaisons d'action :

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.6. Combinaisons d'action

	G	Q	P	ELU		ELS	
				$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$P_u = 1,35P$	$q_{ser} = G + Q$	$P_{ser} = P$
Type 03	5,19	3,5	8,17	12,25	11,03	8,69	8,17

IV.2.b.3. Calcul des sollicitations :

- ELU

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + P_u \cdot l = (12,25 \times \frac{(1)^2}{2}) + (11,03 \times 1)$$

$$\Rightarrow M_u = 17,15 \text{ KN.m.}$$

- ELS

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + P_{ser} \cdot l = (8,69 \times \frac{(1)^2}{2}) + (8,17 \times 1)$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 12,51 \text{ KN.m.}$$

IV.2.b.4. Le Ferrailage :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17,15}{12,51} = 1,37$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_c \frac{28}{\theta} - 3050] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1 \cdot 1,37 + 49 \cdot 25 \cdot 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,28$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (0,15) = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,94 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,069$$

$$\mu_{bu} = 0,069 < \mu_{lu} = 0,28 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,069 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,069) = 12,94 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{17,15 \cdot 10^3}{12,94 \cdot 348} = 3,80 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 7 \text{ HA10 esp } 15 \text{ cm}$$

$$= 5,49 \text{ cm}^2.$$

IV.2.b.5. Armature de répartition :

$$A_{\text{répartition}} = \frac{A}{4} = \frac{3,98}{4} = 0,99 \text{ cm}^2. 4 \text{ HA10 esp } 20 \text{ cm} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u \text{ max} = q_u \cdot l + p_u = 13,83 \cdot 1 + 11,03 \Rightarrow T_u \text{ max} = 24,86 \text{ KN.}$$

$$Y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15.A}{b} = \frac{15.3,98}{100} = 0,6$$

$$F = \frac{30.A.d}{b} = \frac{30.3,98.13,5}{100} = 16,11$$

$$Y_1 = -0,6 + \sqrt{0,6^2 + 16,11} = 3,45 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15. K. (d - y_1) = 15. 46,78. (0,135 - 0,0345) = 70,52 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 70,52 \text{ MPa} < \sigma_s = 240 \text{ MPa} \quad \downarrow \rightarrow \text{CV.}$$

Tableau 4.7. Ferrailage des parties en saillie

	Armatures principales	Armatures de répartition
Type 01	HA10 esp 15	HA10 esp20
Type 02	HA10 esp 15	HA10 esp20
Type 03	HA10 esp 15	HA10 esp20

N.B :

Les armatures principales et de répartition doivent être prolongées sur le long du contre poids pour éviter la torsion de la poutre. La longueur du contre poids d'une épaisseur de 20 cm se calcule comme suite :

$$L \times 20 = 15 \times 1,00 \quad \mathbf{L = 0,75 \text{ cm}}$$

On fait la même chose Pour les autres types de balcon.

IV.3. Calcul de l'acrotère :

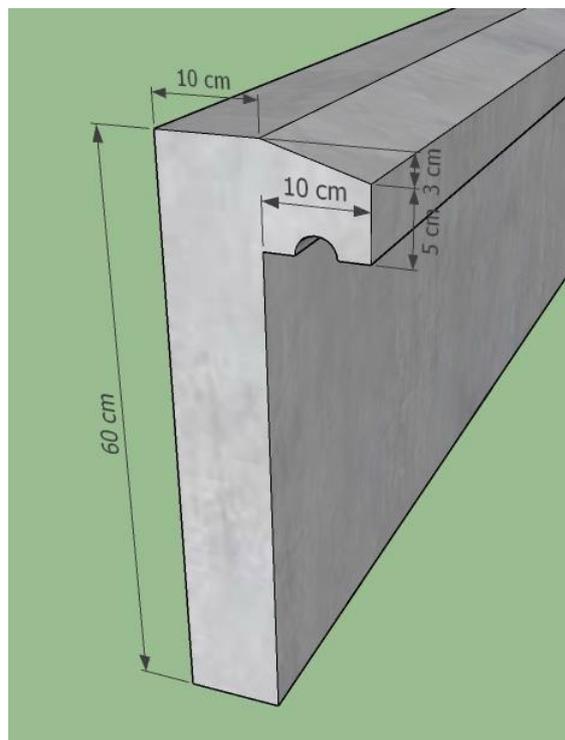
L'acrotère est un élément non structural en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.

Il est assimilé à une console verticale encastree dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de plusieurs efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).
- Un effort horizontal (Fp) du au séisme selon les recommandations du RPA

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

IV.3.a. Détermination des efforts**Poids de l'acrotère :****Fig 4.9. Schéma de l'acrotère**

$$W_p = [(0,6 \times 0,10) + [(0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,03)/2]] \times 25$$

$$= 1,71 \text{ KN/m}$$

La charge d'exploitation Q

La charge d'exploitation est prise $Q=1\text{KN/ml}$ selon le DTR B.C. 2.2

Calcul de la charge horizontale F_p (sismique) :

Le règlement RPA99 impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone = 0,2 « zone II ; groupe d'usage 2 ».

C_p : facteur de force horizontale = 0,8 (élément en console).

W_p : poids des éléments considéré $W_p= 2,46 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,71 = 1,096 \text{ KN} > 1 \text{ KN}$$

Remarque: la force F_p sera considérée comme une charge d'exploitation.

- Détermination des sollicitations :

$$N_G = W_p \cdot 1m = 1,71 \text{ KN} \begin{cases} N_u = 1,35 \times N_G = 2,31 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_Q = Q \cdot 0,6 = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \begin{cases} M_{Qu} = 1,5 \times M_Q = 0,9 \text{ KN.m} \\ M_{Qser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{Fp} = F_p \cdot y_c = 1,096 \cdot 0,3301 = 0,362 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{Fpu} = 1,5 \times M_{Fp} = 0,543 \text{ KN.m} \\ M_{Fpser} = M_{Fp} = 0,362 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Combinaisons	ELU	ELS
	1,35G+1,5Q	G+Q
N(KN)	2.31	1,71
M(KN.m)	1,443	0,962

Calcul des excentricités :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

e_a: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \begin{cases} 2cm. \\ L/250 = 60/250 = 0,24cm. \end{cases} \Rightarrow e_a = 2cm$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{1,443}{2,31} + 0,02 = 0,645m.$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e₃) du second ordre due à la déformation.

Elancement géométrique :

l_f: la longueur de flambement. $l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

h = 10cm

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,10} = 1,2 < \max(15, \frac{20 \cdot e_1}{h})$$

$$1,2 < \max(15, \frac{20 \times 0,645}{0,10}) \Rightarrow 1,2 < 129,0$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre :

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} [2 + (\alpha \cdot \phi)]$$

e₂ : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,962} = 0$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée

(φ Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement (h=10 cm)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \cdot (1,2)^2}{10^4 \times 0,10} \times (2 + 0) = 0,00864m.$$

- Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 2,31 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 2,31 (0,645 + 0,00864) = 1,50 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,645 + 0,00864 = 0,653m.$$

a) Etas limite de service :

$$\text{Effort normal : } N_{ser} = W_p = 1,71 \text{ KN.}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{ser} = 0,962 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,962}{1,71} = 0,563m$$

- Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section (b x h) cm² soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 15 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 1,5 cm

d = h - c : Hauteur utile

M₁ : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Position du centre de pression à l'ELU:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,50}{2,31} = 0,65m = 65cm$$

$$h/2 - c = 3,5cm < e_u = 65cm$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où **la section est partiellement comprimée.**

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- Calcul en flexion simple:

Moment fictif:

$$e_A = e_u + (d - \frac{h}{2}) = 0,65 + (0,085 - \frac{0,10}{2}) = 0,685m$$

$$M_1 = N_u \cdot e_A \Rightarrow M_{uA} = 2,31 \times 0,685 = 1,582KN.m.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,582 \cdot 10^3}{100,8 \cdot 5^2 \cdot 14,2} = 0,0154$$

$$\mu_{bu} = 0,0154 < \mu_{lu} = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 8,5 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,0154) = 8,42cm$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_1}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{1,582 \cdot 10^3}{8,42 \cdot 348} = 0,54cm^2/ml$$

- Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

$$A = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0,54 - \frac{2,31 \cdot 10}{348} = 0,47cm^2/ml$$

-Section minimale :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_t}{f_e} b \cdot d \frac{e_0 - 0,45 \cdot d}{e_0 - 0,185 \cdot d} ; A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} 100,8 \cdot 5 \frac{65,3 - 0,45 \cdot 8,5}{65,3 - 0,185 \cdot 8,5}$$

$$A_{\min} = 1,00cm^2 > A \Rightarrow 6HA8 \text{ esp } 15cm = 3,02cm^2.$$

$$A_{répartition} = \frac{3,02}{4} = 0,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8 esp } 20\text{cm} = 2,01 \text{ cm}^2$$

-Vérification des contraintes :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$
 $\frac{1}{3} \cdot f_e = 266,66 \text{ MPa.}$
- $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{ MPa.} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{t28}} \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa.}$

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

D'après le règlement (BAEL 91) il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de compression de béton si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{2 \times 0,015}) = 0,018$$

$$\gamma = 1,55$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,55 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,025.$$

$$\alpha = 0,018 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,025 \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow CV$$

Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1).$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,962 \cdot 10^{-3}}{\frac{100 \cdot 10}{12} \cdot 10^{-8}} = 11,59 \text{ MN} \cdot \text{m}^3$$

$$Y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{b}{30 \cdot A \cdot d} = \frac{100}{30 \times 3,02 \times 8,5} = 0,302$$

$$F = \frac{b}{100} = \frac{100}{100} = 7,701$$

$$Y_1 = -0,45 + \sqrt{0,302^2 + 7,701} = 2,34 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 11,59 \cdot (0,085 - 0,0234) = 10,01 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 10,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \rightarrow CV.$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = F_p + Q = 1,096 + 1 = 2,096KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{2,096 \times 10^{-3}}{1 \times 0,085} = 0,024MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5MPa. \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33MPa. \\ 5MPa. \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa. \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

Armatures principales	Armatures de répartition
HA8 esp 15 cm	HA8 esp 20 cm

Tableau 4.8. Ferrailage de l'acrotère

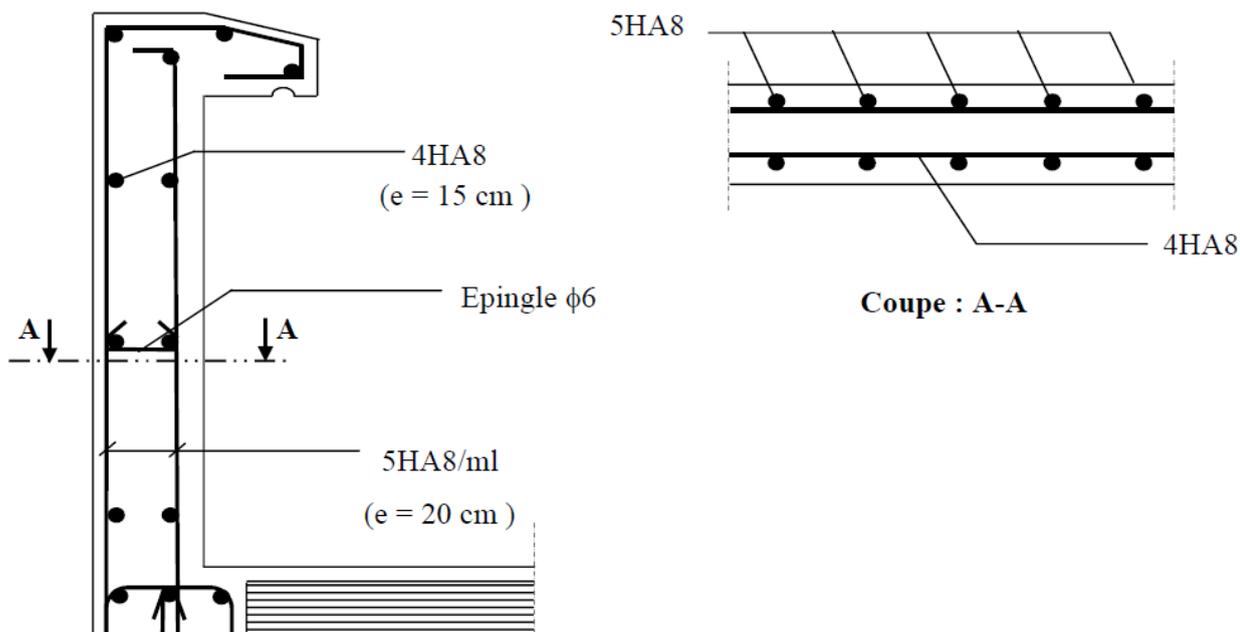


Fig 4.10. Ferrailage de l'acrotère

IV.4. Calcul de la dalle d'ascenseur :

IV.4.a. Description de l'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge. Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

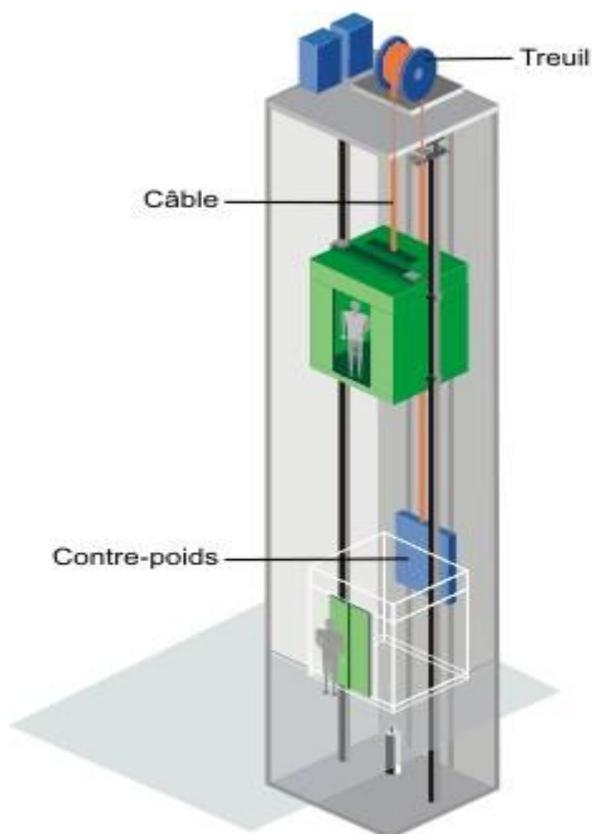


Fig 4.11. Ascenseur a câbles

Un ascenseur se compose principalement des éléments suivants :

- Une gaine comprenant l'espace de déplacement et les rails de guidage des éléments mobiles cabine et contrepoids quand il existe et le réseau des câbles des systèmes permettant le fonctionnement de l'installation.
- Une cabine, comprenant un système de porte intérieure, un tableau de commande, un éclairage et un dispositif de ventilation mécanique ou non.
- Des portes palières et leurs dispositifs d'ouverture et fermeture ainsi que les verrouillages de sécurité, actionnés par l'arrivée et le départ de la cabine.

- Une machinerie permettant le mouvement de la cabine, moteur actionnant des câbles.
- Salle où se trouvent la machine et son appareillage.

IV.4.b. Caractéristiques de charge et de vitesse :

La charge et la vitesse d'un ascenseur sont définies en fonction de sa course (nombre de niveaux à desservir), du nombre de personnes à transporter, du nombre d'ascenseurs disponibles et du niveau de confort et de performance (temps d'attente au palier).

Ces valeurs sont établies en référence à la norme NF ISO 4190-1 :

- pour la vitesse : 0,63 m/s, 1 m/s ou 1,60 m/s ;
- pour la charge de la cabine : 630 kg (8 personnes), 800 kg (10 personnes), 1.000 kg (13 personnes).

Pour notre immeuble les Caractéristiques sont :

- Charge utile : **630 Kg**
- Capacité max des passages : **8 personnes.**
- Vitesse nominale : **1 (m/s).**
- Poids (machine, cabine, contre poids) : **102 KN.**

IV.4.c. Calcul de la dalle d'ascenseur :

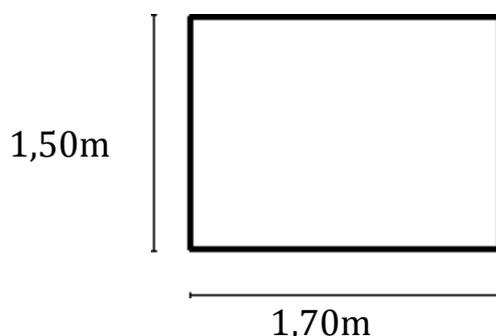


Fig 4.12. Dimensions de la dalle d'ascenseur

IV.4.c.1. Descente de charges :

Charges permanentes (G) :

- | | |
|--|------------------------------------|
| 1. Poids (machine, cabine, contre poids) | $p/s=102/ 2.55= 40 \text{ KN/m}^2$ |
| 2. Dalle pleine en BA (e = 20cm ; 25 x 0,20) | 5,00 KN/m^2 |

$$G = 23,78 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitation (Q) :

$$Q = 5.00 \text{ KN/m}^2$$

IV.4.c.2. Combinaisons d'action :

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.9. Combinaisons d'action

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Pser (KN/ml)
23,78	5	39,6	28,78

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{ cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{ KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{personnes} = 6.3\text{ KN}$ La charge nominale.

IV.4.c.3. l'étude de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a : $L_x = 150$, $L_y = 170\text{cm} \Rightarrow S = 1.50 \times 1.70 = 2.55\text{ cm}^2$

Soit alors son épaisseur est **$e = 20\text{cm}$** .

IV.4.c.4. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.2 = 5\text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1\text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton

$G' = G_1 + G_2 = 6.1\text{ KN/m}^2$

$$G = \frac{f_c}{s} = \frac{102}{2.55} = 40\text{KN/m}^2$$

$G_{\text{total}} = G + G' = 6.1 + 40 = 46.1\text{ KN/m}^2$ et $Q = 1\text{ KN/m}^2$

IV.4.c.5. Cas de charge repartie :

A l'ELU

- Calcul les sollicitations :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 35 + 1.5 \times 1 = 48.75\text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations à l'ELU

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l^2 = 0,476 \times 63,73 \times 1,5^2 = 6,825 \text{KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times q_u \times l^2 = 0,7438 \times 6,825 = 5,076 \text{KN.m}$$

Calcul les moments réels

- En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 6,825 = 5,8 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 5,076 = 4,31 \text{KN.m} \end{cases}$
- En appuis: $M_a = -0,4 \times M^0 = -0,4 \times 6,825 = -2,73 \text{KN.m}$

Condition de non fragilité

En travée

On a $f_e \text{ E400} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,88$

$$\begin{cases} \rho = 0,88 \\ e = 20 \text{cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e$$

$$= 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,008}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{min} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 4 \text{HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_y^t = 4 \text{HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

... .. vérifiée

$$A_t^y = 4 \text{HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

En appuis $A_a 3 \text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_a^{min} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3 \text{HA10/ml} = 2,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et de 20 cm d'épaisseur sur la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).

Sens	Mu (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opte} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée x-x	5.8	0.93	1.7	4HA10=3.14	25
Travée Y-Y	4.31	0.732	1.6	4HA10=3.14	25
Appuis	2.73	0.46	2.05	3HA10=2.37	33

Vérification a l'ELU :

- Vérification l'effort tranchant :

$\rho = 0.88 > 0.4$ flexion simple dans les deux sens.

$$V_x = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 29.76 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 22.44 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ M}$$

Donc la condition est vérifiée

- Vérification a l'ELS

$q_s = G_{total} + Q = 46.1 + 1 = 47.1 \text{ KN/m}^2$ on fera le calcul de la dalle pour une bonde de 1 m de longueur

$$\rho = 0.88 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \dots \dots \dots \text{annexe (1)} \end{cases}$$

- Calcul les moments :

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0546 \times 47.1 \times 1,5^2 = 5,786 \text{KN. m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0,8216 \times 5,786 = 4,753 \text{KN. m}$$

- Les moments réels :

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 4,92 \text{KN. m} \\ M_{ty} = M_{ty} \times M_y^0 = 4.04 \text{KN. m} \end{cases}$

en appui : $M_a = -0.4 \times M_x^0 = -2.31 \text{KN. m}$

- Vérification de la contrainte:

Vérification des contraintes en travée (sens x-x)

Calculs :

$$y = 0.03m$$

$$I = 7683 \times 10^{-5} \times m^4$$

$$\sigma_b = 1,437 MPa$$

$$\sigma_s = 75.48 MPa$$

Vérifications

$$\sigma_b = 1.437 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 75.48 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$$

Vérification des contraintes en travée (sens y-y)

Calculs

$$y = 0.039m$$

$$I = 1.20937 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_b = 1.3 MPa$$

$$\sigma_s = 65.64 MPa$$

Vérifications

$$\sigma_b = 1,3 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \dots \dots \dots \text{verifier}$$

$$\sigma_s = 65.64 MPa > \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa \dots \dots \dots \text{verifier}$$

Vérification des contraintes en appui

Calculs

$$y = 0.031m$$

$$I = 0.78611 \times 10^{-4} \times m^4$$

$$\sigma_b = 0.92 MPa$$

$$\sigma_s = 61,09 MPa$$

Vérifications

$$\sigma_b = 0,92 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 61.09 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$$

Schémas de ferrailage :

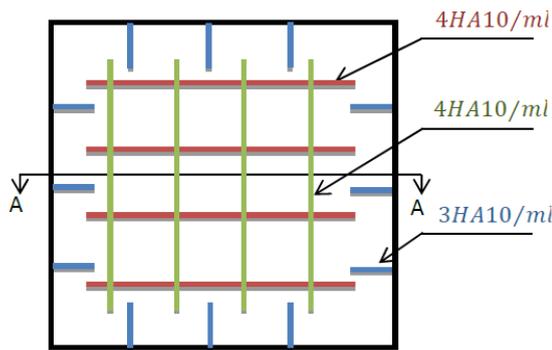


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

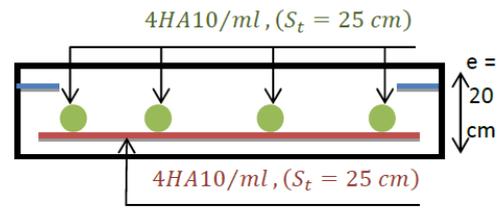


Figure III.12: Coupe A-A détail de ferrailage.

IV.4.c.6. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$U \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant $x-x$.

b et v : Dimension suivant $y-y$.

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2x\varepsilon h_1 \\ v = a_0 + h_0 + 2x\varepsilon h_1 \end{cases}$ pour $V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{ cm} \\ b_0 = 80\text{ cm} \end{cases}$

Avec

$h_1 = 5\text{ cm}$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20\text{ cm}$: Épaisseur de dalle.

$\varepsilon = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{ cm} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{ cm} \end{cases}$

- Calcul des sollicitations :

$\begin{cases} M_x = qux (M^1 + vM_2) = 110\text{ cm} \\ M_y = qux (M^1 + vM_2) = 110\text{ cm} \end{cases}$ avec γ :

coefficient de poisson $\begin{cases} \gamma = 0 & \text{a l'ELU} \\ \gamma = 0 & \text{a l'ELU} \end{cases}$

M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{110}{150} = 0.733$ et $\rho = 0.88$

M_2 est en fonction de $\frac{v}{L}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{110}{170} = 0.674$ et $\rho = 0.88$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.072 \text{ KN.m}$ et $M_2=0.057 \text{ KN.m}$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u x M_1 \\ M_y = q_u x M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3$

$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u x M_1 = 139.455 x 0.072 = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u x M_2 = 139.455 x 0.057 = 7.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 x 6.1 + 1.5 x 1 = 9.73 \text{ KN}$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x x q_u x l^2 \bar{x} = 0.0476 x 9.73 x 1.5^2 = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y x M_{x2} = 0.7438 x 10.04 = 7.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.04 + 1.04 = 11.08 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.94 + 0.77 = 8.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments réels :

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 x M_x^0 = 9.418 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = M_{ty} x M_y^0 = 7.4 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$M_{ty} = M_{ty} x M_y^0 = 7.4 \text{ KN.m}$$

en appui : $M_a = -0.4 x M_x^0 = -3.76 \text{ KN.m}$

- Vérification de condition de non fragilité :

$A_x = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/ml$

$\begin{cases} A_t^y = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_t^{min,x} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^x = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_t^{min,y} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$

... .. vérifiée

$A_t^y = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

En appuis : $A_a 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml > A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$\Rightarrow A_a = 3HA10/ml = 2.37 \text{ cm}^2/ml$

Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend $d_x=18\text{cm}$ et $d_y=17\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33: Ferraillage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessus).

Sens	Mu (KN.m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aopte (cm ² /ml)	St (cm)
Travée x-x	9.418	1.52	1.7	4HA10=3.14	25
Travée Y-Y	7.4	1.26	1.6	4HA10=3.14	20
appuis	3.76	0.63	2.05	3HA10=2.37	33

* Vérification à l'ELU :

* Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$\begin{aligned} Q_u = q_u &= 139.455 \text{ KN} < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ &= 0.045 \times 2 \times 2.2 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \end{aligned}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$. donc , pas de risque de poinçonnement

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{aligned} \text{on a } u = V = 110 \text{ cm} &\Rightarrow V_{\max} = \frac{Q_u}{3 \times u_t} = \frac{139.455}{3 \times 4,4} = 10,56 \\ \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bt} &= \frac{10,56 \times 10^3}{1 \times 0.18} = 0,059 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \end{aligned}$$

1.16 MPa. . vérifiée

Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + vM_2) = 103,3 \times (0.072 + 0.2 + 0.057) = 8.61 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{v1} = q_{ser} \times (M_1 + vM_2) = 103,3 \times (0.057 + 0.2 + 0.072) = 7.37 \text{KN.m} \end{cases}$$

2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$$Q_{ser} = G + Q = 6,1 + 1 = 7,1 \text{ KN/m}$$

$$ELS: \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_v = 0.8216 \end{cases}$$

• Calcul les moments :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0546 \times 7.1 \times 1.5^2 = 0.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8216 \times 0.87 = 0.71 \text{KN.m}$$

3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.61 + 0.87 = 9.48 \text{KN.m} \\ M_v = M_{v1} + M_{v2} = 7.37 + 0.71 = 8.08 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Calcul les moments réels :

$$\text{en travée} : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9,48 = 8,058 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8,08 = 6,868 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{en appuis} : M_a = -0.4 \times M_x = -0.4 \times 9,48 = -3,223 \text{KN}$$

• Vérification de la contrainte:

Vérification des contraintes en travée (sens x-x)

Calculs

$$y = 0.03 \text{m}$$

$$I = 7683 \times 10^{-5} \times \text{m}^4$$

$$\sigma_b = 3.13 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 235 \text{MPa}$$

Vérifications

$$\sigma_b = 3,13 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 235 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{MPa}$$

Donc il faut recalculer la section d'armature a ELS

$$\beta = 1.233 \times 10^{-3}$$

$$\{\alpha = 0.18 \Rightarrow \text{choix } A_x^x = 5HA10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x^x = 2.362 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$St < \min(3e, 33\text{cm})$, Alors $St = 20\text{cm}$.

Vérification des contraintes en travée (sens y-y)

Calculs

$$y = 0.029\text{m}$$

$$I = 6.807 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$\sigma_b = 2.93\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 213.4\text{MPa}$$

Vérifications

$$\sigma_b = 2.93\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 213.4\text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64\text{MPa}$$

Donc: il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = 1.178 \times 10^{-3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.176 \Rightarrow \text{choix: } A_y = 5HA10/ml = 3.93\text{cm}^2/ml \\ A_t = 2.13\text{cm}^2/ml \end{array} \right.$$

$St < \min(3e, 33\text{cm})$. Alors $St = 20\text{ cm}$.

Vérification des contraintes en appuis

Calculs

$$y = 0.031\text{m}$$

$$I = 7.861 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$\sigma_b = 1.28\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 85.16\text{MPa}$$

Vérification

$$\sigma_b = 1.28\text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 85.16\text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64\text{ MPa}$$

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées , il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{M_x}{20 \times M_x} = 0.0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0.04 \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned}
 \text{Dalle au dessous} \quad \frac{A_s}{b \times d_x} &= \frac{3.14}{100 \times 18} = 0,0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\
 \frac{A_s}{\{b \times d_y\}} &= \frac{3.14}{100 \times 17} = 0,0018 < \frac{2}{\bar{f}} = 0.005 \\
 \\
 \text{Dalle au dessus} \quad \frac{A_s}{b \times d_x} &= \frac{3.94}{100 \times 18} = 0,0022 < \frac{2}{\bar{f}} = 0.005 \\
 \frac{A_s}{\{b \times d_y\}} &= \frac{3.94}{100 \times 17} = 0,0023 < \frac{2}{\bar{f}} = 0.005
 \end{aligned}$$

❖ Schéma de ferrailage :

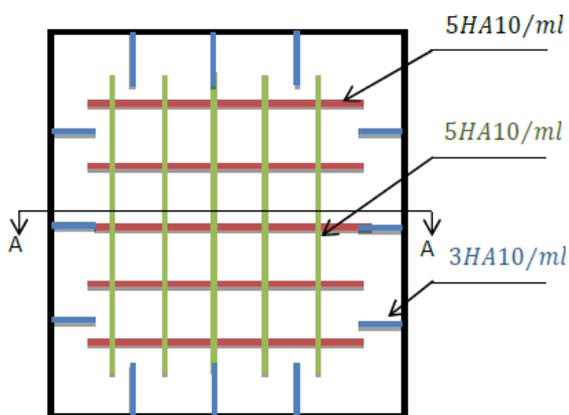


Figure III.15: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

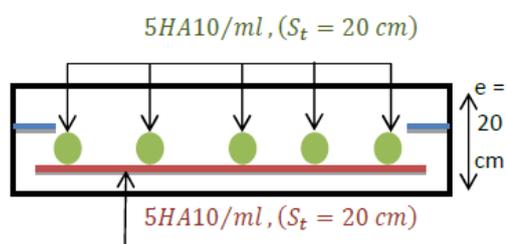


Figure III.16: Coupe A-A détails de ferrailage.

V. Etude dynamique et sismique :

V.1. Introduction :

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements. Les forces additionnelles d'inertie de la deuxième loi de NEWTON, sont égales à la masse multipliée par l'accélération. Si les forces ou les déplacements sont appliqués lentement, les forces d'inertie peuvent être négligées, et une analyse statique peut être justifiée.

De plus toutes les structures réelles ont un nombre infini de déplacements, c'est pourquoi la phase la plus critique dans l'analyse d'une structure est de choisir un modèle avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va permettre une simulation du comportement de la structure réelle.

V.2. Classification du bâtiment :

La classification est nécessaire à la définition de la situation sismique du bâtiment, au choix de la méthode et les paramètres de calcul des forces sismiques. Selon le RPA 99 v2003 le bâtiment du projet est classifié comme suit :

Critère de classification	Classe
La zone sismique	IIa
Importance de l'ouvrage	Groupe 2
Catégorie de site	Site ferme (s2)
Système de contreventement	4a
Régularité en plan	N'est pas régulier
Régularité en élévation	Régulier

V.3. Méthodes de calcul

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, le RPA99 propose deux méthodes:

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes

V.3.a. Méthode statique équivalente

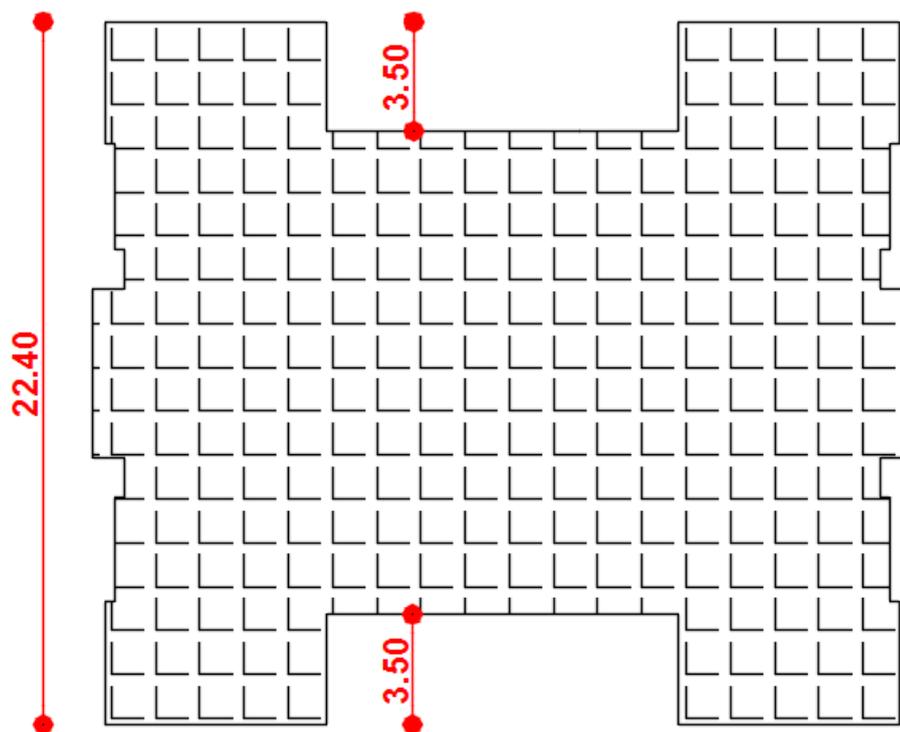
Pour appliquer cette méthode, qui consiste à considérer que la structure est soumise à un effort (V) à la base, le règlement parasismique algérien exige de la structure qu'elle remplisse certaines conditions (R.P.A99-ART4.1.2)

V.3.a.1. Vérification des conditions

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque à étudier, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque à étudier présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (article 4.1.2).

Vérification : la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas car la condition de la régularité en plan n'est pas vérifiée.



$$\frac{3,5 + 3,5}{22,40} = 0,31 > 0,25$$

V.3.b. Méthodes dynamiques :

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

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisée ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque :

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise, les conditions de son application ne sont pas totalement réunies, un calcul par une méthode dynamique sera effectué.

Dans le cadre de notre étude et vue la spécification de l'ouvrage, la détermination des efforts se fera par un logiciel de modélisation numérique basé sur la méthode des éléments finis (ETABS v.17.0.1)

V.4. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.a.Principe :

Le principe est de rechercher le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul et cela pour chaque mode de vibration, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4.b. Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

V.4.c. Introduction des données

V.4.c.1. Périodes caractéristiques T_1, T_2 :

Pour un site type S_2 : $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.40 \text{ s}$.

V.4.c.2. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (Zone IIa, groupe 2) : **A = 0.15**

V.4.c.3. Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$ pour un portique en béton armé avec remplissage dense
 $\eta=0.881$.

V.4.c.4. Coefficient de comportement global de la structure R :

Le contreventement mixte portiques/voiles avec interaction : **R = 5.**

V.4.c.5. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

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

Tableau 5.1.Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	Sens-X	Sens-Y
Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
Totale	0,25	0,15

$$Q = 1 + 0,25 \Rightarrow Q = 1,25$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

H_N : hauteur mesure en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N) = 33.66

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

$C_T=0.05$

$$T = 0.05 \times 33.66^{3/4} = 0.698 S$$

V.4.c.6. Spectre de repense de calcul :

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

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

V.4.d. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

V.4.e. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

V.4.e.1. Détermination des masses et centres de masse par étages :

Égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes de la structure.

W_{Qi}: poids dû aux charges d'exploitations.

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

Les masses et les coordonnées des centres des masses ainsi les centres de rigidité sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 5.2. Caractéristiques géométriques et massique de la structure						
Etage	Mass X kg	Mass Y kg	position de centre de masse		position de centre de rigidité	
			XCM m	YCM m	XCR m	YCR m
RDC	581728,02	581728,02	11,8171	11,0322	11,7598	11,1192
etage1	521396,18	521396,18	11,7348	11,6234	11,7508	11,174
etage2	491697,35	491697,35	11,7383	11,0877	11,7506	11,2565
etage3	485398,18	485398,18	11,7382	11,0846	11,7504	11,3312
etage4	479915,42	479915,42	11,738	11,0819	11,7503	11,4004
etage5	474279,32	474279,32	11,7379	11,079	11,7501	11,4632
etage6	469459,63	469459,63	11,7378	11,0765	11,7498	11,5203
etage7	464486,6	464486,6	11,7376	11,0738	11,7494	11,5708
etage8	460329,99	460329,99	11,7375	11,0716	11,7489	11,6141
etage9	456020,03	456020,03	11,7374	11,0692	11,7482	11,6477
Terrasse	464011,94	464011,94	11,7278	10,8705	11,7472	11,669
Cage d'escalier	7281,73	7281,73	11,75	14,7655	11,7489	14,8702

V.4.e.2. L'excentricité accidentelle :

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

V.4.f. Résultats de l'analyse dynamique :

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque mode propre de la structure , le nombre des mode pris en considération est 11 car le cumul des participations suivant x et y atteint 90% au 11^{ème} mode.

On remarque que le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y (67.27% de participation), et le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x(63.9% de participation massique) et le 3^{ème} mode est mode de torsion

(63.73% de participation massique) alors la disposition du système de contreventement est bien disposée.

Tableau 5.3. Modes propres et taux de participation des masses

Mode	Période sec	UX	UY	RZ	Cumul UX	Cumul UY	Cumul RZ
1	0,883	0,0003	0,6538	8,459E-6	0,0003	0,6538	8,459E-6
2	0,874	0,6247	0,0002	0,0152	0,6249	0,654	0,0152
3	0,761	0,0151	2,18E-5	0,6271	0,64	0,654	0,6423
4	0,228	5,29E-07	0,1725	1,317E-6	0,64	0,8265	0,6423
5	0,209	0,0939	1.054E-6	0,0005	0,7339	0,8265	0,6429
6	0,186	0,1055	0	0,0105	0,8394	0,8265	0,6534
7	0,173	0,0035	2,281E-5	0,1898	0,8429	0,8265	0,8432
8	0,172	9,703E-6	0,0167	0,0004	0,8429	0,8433	0,8435
9	0,134	0,0005	0	0,0011	0,8433	0,8433	0,8446
10	0,097	0	0,0743	0	0,8433	0,9176	0,8446
11	0,084	0,0781	0	8,666E-07	0,9215	0,9176	0,8446

V.5. Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure.

W : Poids total de la structure.

$$A = 0,15$$

{ $Q = 1,25$ Ces paramètres déjà déterminés ci-dessus.

$$R = 5$$

Facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \cdot (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} \rightarrow T \geq 3,0 \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T : période fondamentale de la structure.

V.5.b. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Pour une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles en béton armé,

La période fondamentale est donnée par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad \text{— On prend la plus petite valeur.} \\ T = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

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

Sens X :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0,05 \cdot (33,66)^{3/4} = 0,698s \\ T = 0,09 \cdot 33,66 / \sqrt{23,80} = 0,621s \end{array} \right. \Rightarrow T = 0,621s \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0s$$

$$D_X = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,881 \times (0,4/0,621)^{2/3} = 1,64$$

$$V_X = \frac{A \cdot D_X \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,64 \times 1,25}{5} \times 53560,04 = 3293,94KN$$

Sens Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0,05 \times (33,66)^{3/4} = 0,698s \\ T = 0,09 \times 33,66 / \sqrt{22,30} = 0,641s \end{array} \right. \Rightarrow T = 0,641s \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0s$$

$$D_Y = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,881 \times (0,4/0,641)^{2/3} = 1,61$$

$$V_Y = \frac{A \cdot D_Y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,61 \times 1,25}{5} \times 53560,04 = 3233,68KN$$

V.6. Vérfications réglementaires :**V.6.a. Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 \frac{V}{V_t}$

$$\begin{aligned} \text{Sens X : } & \begin{cases} V_{tx} = 2664,27 \text{ KN} \\ V_x = 3293,94 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{tx}}{V_x} = 0,809 > 0,80 \quad \text{CV} \\ \text{Sens Y : } & \begin{cases} V_{ty} = 2717,12 \text{ KN} \\ V_y = 3233,27 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{ty}}{V_y} = 0,840 > 0,80 \quad \text{CV} \end{aligned}$$

V.6.b. Calcul et vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement horizontal du point le plus éloigné du centre de rigidité à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ke} : déplacement dû aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{kadm} = 1\% h_e, \text{ où } h_e \text{ est la hauteur d'étage.}$$

La vérification se fait selon les deux directions et en se basant sur les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm S_X \\ G + Q \pm S_Y \\ 0,8G \pm S_X \\ 0,8G \pm S_Y \end{cases}$$

Tableau 5.5.Vérification des déplacements aux niveaux de chaque étage

Etage	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Δ_{adm} (mm)	Obs
Terrasse	22,211	20,592	111,05 5	102,96	13,405	11,56	30,6	CV
Etage 9	19,53	18,28	97,65	91,4	13,48	11,755	30,6	CV
Etage 8	16,834	15,929	84,17	79,645	13,43	11,925	30,6	CV
Etage 7	14,148	13,544	70,74	67,72	13,125	11,84	30,6	CV
Etage 6	11,523	11,176	57,615	55,88	12,565	11,585	30,6	CV
Etage 5	9,01	8,859	45,05	44,295	11,675	10,97	30,6	CV
Etage 4	6,675	6,665	33,375	33,325	10,48	10,09	30,6	CV
Etage 3	4,579	4,647	22,895	23,235	8,915	8,785	30,6	CV
Etage 2	2,796	2,89	13,98	14,45	7,035	7,13	30,6	CV
Etage 1	1,389	1,464	6,945	7,32	4,795	4,995	30,6	CV
RDC	0,43	0,465	2,15	2,325	2,15	2,325	30,6	CV

V.6.c. Vérification de l'effort normal réduit :

La vérification de l'effort normal réduit a but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,30$$

N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

B_c : section du poteau.

f_{cj} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous.

Tableau 5.7.Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

Etage	N_d (KN)	Section(cm ²)	v	OBS
Terrasse	32,669	30*30	0,01451956	CV
Etage 9	108,9059	35*35	0,03556111	CV
Etage 8	193,6962	35*35	0,06324774	CV
Etage 7	348,2842	40*40	0,08707105	CV

Etage 6	482,6855	40*40	0,12067138	CV
Etage 5	730,9502	45*45	0,14438522	CV
Etage 4	930,3543	45*45	0,18377369	CV
Etage 3	1284,6164	50*50	0,20553862	CV
Etage 2	1554,784	50*50	0,24876544	CV
Etage 1	2021,2313	55*55	0,26727025	CV
RDC	2352,8772	55*55	0,29915794	CV

V.6.d. Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ :

Les effets du 2° ordres ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

P_K: poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau « k »

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 étage k.

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont présentés sur les tableaux ci-dessous.

Tableau 5.8.Vérification de l'effet P-Δ (sens X)					
Niveaux	h_K(m)	Δ_K(mm)	P_K(KN)	V_K(KN)	θ_K
Terrasse	3,06	13,405	4343,3571	659,2469	0,02886176
9	3,06	13,48	10156,5086	1070,9434	0,04177788
8	3,06	13,43	16055,137	1358,3788	0,05187376
7	3,06	13,125	22003,4957	1606,5058	0,05874721
6	3,06	12,565	28000,5866	1843,6528	0,0623633
5	3,06	11,675	34054,0385	2046,4054	0,06349104
4	3,06	10,48	40162,8533	2205,0788	0,06237927

3	3,06	8,915	46334,6598	2344,1403	0,05758671
2	3,06	7,035	51719,7591	2482,0381	0,04790609
1	3,06	4,795	56822,5342	2601,776	0,03422298
RDC	4,08	2,15	62679,0611	2664,2708	0,01652955

Tableau 5.9.Vérification de l'effet P- Δ (sens Y)

Niveaux	$h_k(m)$	$\Delta_k(mm)$	$P_k(KN)$	$V_k(KN)$	θ_k
terrasse	3,06	11,56	4343,3571	678,4594	0,02418455
9	3,06	11,755	10156,5086	1093,9984	0,03566391
8	3,06	11,925	16055,137	1383,3912	0,04522785
7	3,06	11,84	22003,4957	1628,6192	0,05227601
6	3,06	11,585	28000,5866	1862,8846	0,0569057
5	3,06	10,97	34054,0385	2070,6414	0,05895884
4	3,06	10,09	40162,8533	2244,0426	0,05901511
3	3,06	8,785	46334,6598	2399,0911	0,05544719
2	3,06	7,13	51719,7591	2544,104	0,04736851
1	3,06	4,995	56822,5342	2660,6071	0,03486213
RDC	4,08	2,325	62679,0611	2717,122	0,01752729

VI. Etude des éléments structuraux :

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter l'étude des éléments résistants de la structure.

Cette structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de contreventements, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures ETABS v17.0.1, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant essentiellement les transmissions des charges des différents niveaux aux fondations. Ils sont calculés à la flexion composée dans les deux plans principaux sous un effort normal de compression centré et moments de flexions, les efforts sont tirés à partir du logiciel ETABS v17.0.1 sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm 1,2S \\ 0,8G \pm S \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures calculées et le choix des barres doivent satisfaire les conditions imposées par le règlement BAEL91 et RPA99.

VI.2.a. Ferraillage longitudinal :

Selon BAEL 91 :

Armatures tendues

$$A_{min} = 0,23. b. h \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Armatures comprimées

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4cm^2 \times \text{périmètre}(m) \\ 0,2\%b. h \end{array} \right.$$

$$A_{max} \leq 5\%b. h$$

Selon RPA99 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal :
 - 0,8% b.h en zone IIa
- Leur pourcentage maximal :
 - 4%b.h en zone courante
 - 6%b.h en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement en zone II est de $40\phi = 48\text{cm}$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$h' = \max \left\{ \begin{array}{l} h_e/6 \\ b_1 \\ h_1 \\ 60\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow h' = 60\text{cm}$$

Le calcul du ferrailage se fait selon les deux directions transversales, en prenant l'effort normal N_u et le moment M_{22} selon b, et en utilisant le même effort avec le moment M_{33} selon h. avec N_u , M_{22} et M_{33} sont tirés à partir du logiciel **ETABS v17.0.1** .

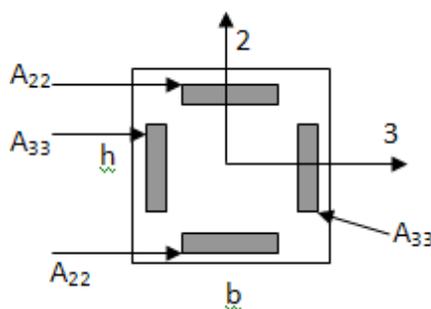


Tableau 6.1. Section min et max des poteaux selon BAEL 91 et RPA 99

Section (cm ²)	BAEL91			RPA99		
	A comprimé min (cm ²)	A tendue min (cm ²)	A comprimé max (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} Zone courante (cm ²)	A _{max} Zone de recouvrement (cm ²)
30x30	1,09	1,80	45,00	7,20	36,00	54,00
35x35	1,48	2,45	61,25	9,80	49,00	73,50
40x40	1,93	3,20	80,00	12,80	64,00	96,00
45x45	2,45	4,05	101,25	16,20	81,00	121,50
50x50	3,02	5,00	125,00	20,00	100,00	150,00
55x55	3,65	6,05	151,25	24,20	121,00	181,50

Le ferrailage longitudinal des poteaux obtenus avec le logiciel *ETABS* est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.2. Ferrailage des poteaux

Section (cm ²)	M ₂₂ . (KN.m)	M ₃₃ . (KN.m)	N _u (KN)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
30x30	16,59	56,88	75,98	10,49	7,20	12,31	8T14
35x35	48,15	6,15	19,37	13,13	9,80	14,20	4T16+4T14
40x40	55,39	8,05	69,15	13,02	12,80	14,20	4T16+4T14
45x45	34,12	7,48	356,44	16,74	16,20	22,24	8T16+4T14
50x50	26,95	11,60	659,91	21,77	20,00	22,24	8T16+4T14
55x55	2,433	65,73	1089,18	32,59	24,20	33,18	8T20+4T16

VI.2.b. Ferrailage transversal:

Selon le BAEL 91 :

Contrainte tangentielle :

$$T_{umax} = 106,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 \cdot d} = \frac{106,34 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,52} = 0,372 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,372MPa < \tau_{lim} = 3,33MPa \Rightarrow$ Le béton résiste au cisaillement.

Diamètre et espacement :

$$\phi \geq \frac{\phi_L}{3} \text{ Avec } f_e > 330MPa$$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66mm \Rightarrow \phi_t = 8mm$$

$$S_t \leq \bar{\xi} = \inf(a + 10cm; 15\phi_{min}; 40mm)$$

$$S_t \leq \bar{\xi} = \inf(60; 30; 40) = 30cm \Rightarrow S_t = 25cm$$

Selon le RPA 99 :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : la hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

ρ : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15cm) \text{ en zone II} \Rightarrow t = 10cm$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone II.} \Rightarrow t' = 15cm$$

ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 106,34 \times 0,1 \times 10^4}{0,55 \times 235 \times 10^3} = 2,057cm^2$$

Ferraillage transversal minimal $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donné comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: $\rightarrow 0,3\%$

Si $\lambda_g \leq 3$: $\rightarrow 0,8\%$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: \rightarrow interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda = \frac{l_f}{l_0} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{55} = 3.89 \rightarrow \frac{A_t}{t \cdot b_1} = 0.6\%$$

Alors $A_{t \min} = 0.006 \times 55 \times 10 = 3.3 \text{ cm}^2$ en zone nodale

$A_{t \min} = 0.006 \times 55 \times 15 = 4.95 \text{ cm}^2$ en zone courante

On prend $A_{t \min} = 4,95 \text{ cm}^2$.

Sollicitations tangentes, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{array} \right.$

λ_g : l'élançement géométrique du poteau

Tableau 6.3. Vérification des poteaux sous sollicitations tangente

Poteaux	T_{\max} (KN)	τ_u (MPa)	A_t	$A_{t \min}$	τ_{bu} (MPa)	Section adoptée
30x30	49,99	0,175	1,77	1,35	1,875	2 cadres T8
35x35	78,01	0,273	2,37	1,575	1,875	2 cadres T8
40x40	101,92	0,356	2,71	1,8	1,875	2 cadres T8
45x45	116.039	0,406	2.74	2,43	1,875	2 cadres T8
50x50	116.70	0,401	2.48	3,6	1,875	2 cadres T8
55x55	106.34	0,372	2.057	4,78	1,875	2 cadres T8

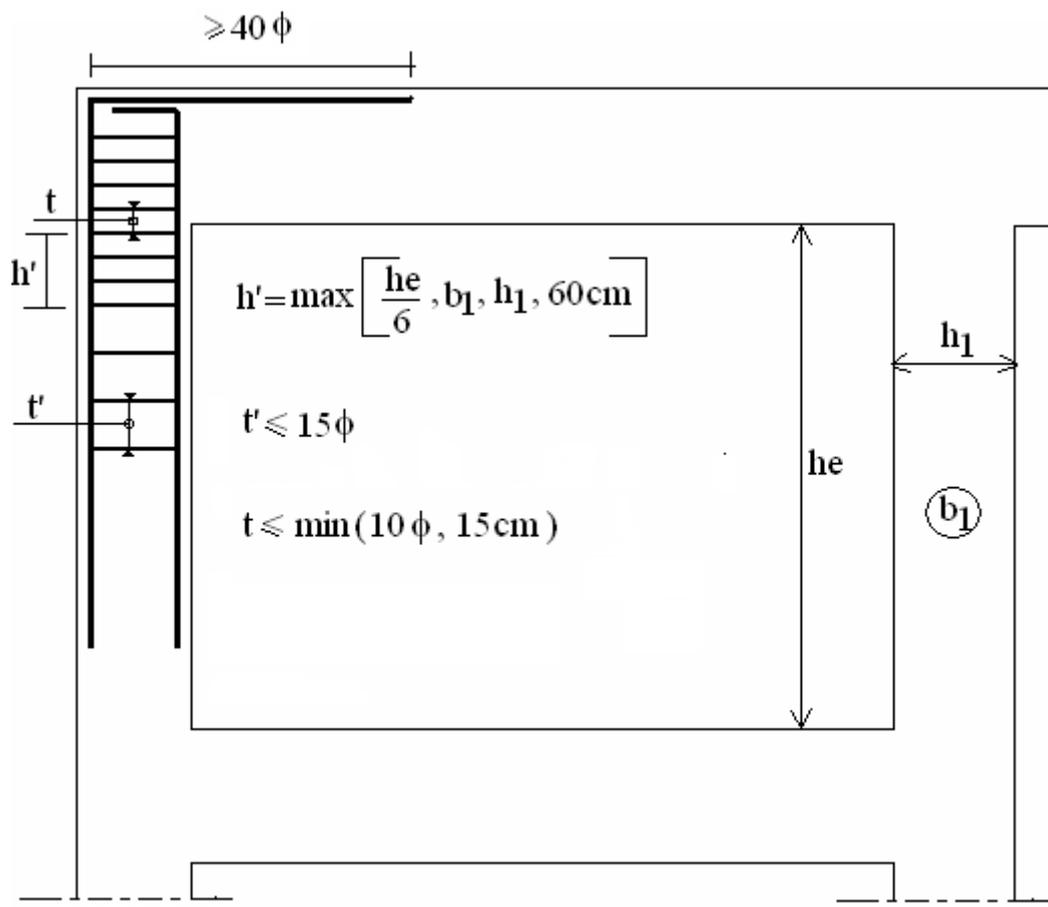


Fig 6.1. Dispositions constructives pour le ferrailage des poteaux

VI.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux elles sont pour rôle de transmettre les charges et des surcharges apportés par les dalles aux poteaux.

Les poutres principales sont plus sollicitées par rapport aux poutres secondaires.

Les poutres sont calculées à la flexion simple sous deux moments fléchissant, un sur la travée et l'autre au niveau des appuis, les valeurs des moments sont tirées directement du logiciel **ETABS v17** sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm S \\ 0,8G \pm S \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures calculées et le choix des barres doivent satisfaire les conditions imposées par le règlement **BAEL91 et RPA99**.

VI.3.a. Ferrailage longitudinal :

Selon BAEL 91 :

$$\text{Armatures tendues } A_s = 0,23 \cdot b \cdot h \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Selon RPA99 :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h \text{ en zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

La longueur minimale de recouvrement en zone I est de $40\phi = 48\text{cm}$

Tableau 6.4. Section min et max de poutre selon BAEL 91 et RPA 99

Section (cm ²)	RPA99			BAEL91
	A _{min} (cm ²)	A _{max} Zone courante (cm ²)	A _{max} Zone de recouvrement (cm ²)	A _{min} (cm ²)
30x45	6,75	54	81	1,63

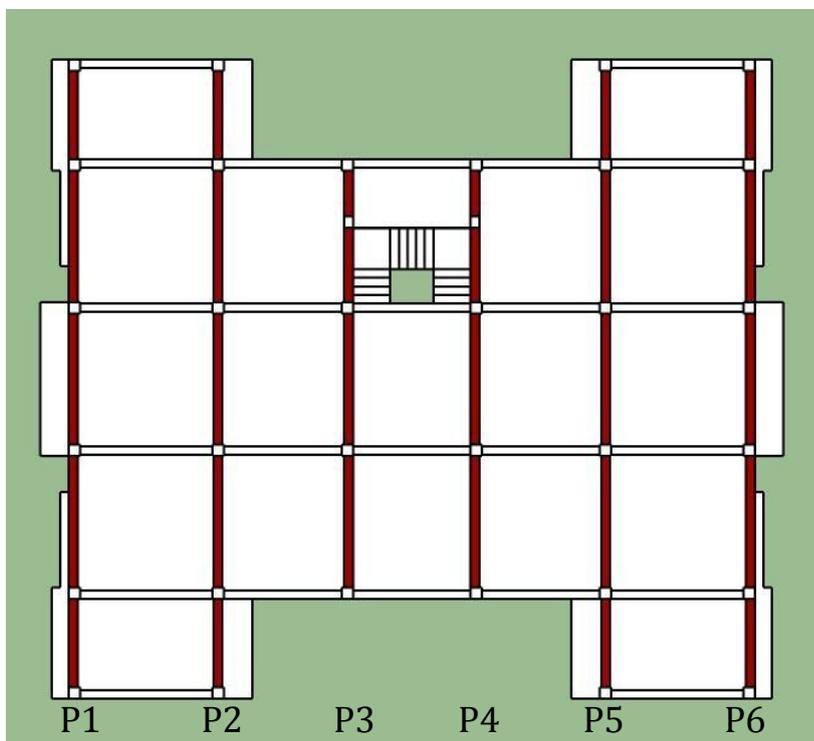


Fig. 6.2. Schéma des axes des poutres principales (Terrasse, étage courant)

Tableau 6.5. ferrailage longitudinale des poutres principales (Terrasse)

		Section calculée (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
P1	Appui	4,22	3T12 fil+1T12chap	4,52
	Travée	2,69	3T12 fil	3,39
P2	Appui	12,86	3T16 fil+3T12 chap	13,87
	Travée	3,98	3T14 fil	4,62
P3	Appui	8,45	3T14 fil+3T14 chap	9,24
	Travée	3,98	3T14 fil	4,62
P4	Appui	8,45	3T14 fil+3T14 chap	8,69
	Travée	3,98	3T14 fil	4,62
P5	Appui	12,86	3T16 fil+3T12 chap	13,87
	Travée	3,98	3T14 fil	4,62
P6	Appui	4,22	3T12 fil+1T12 chap	4,52
	Travée	2,69	3T12 fil	3,39

Tableau 6.6.ferrailage longitudinale des poutres principales (Etagé courant)

		Section calculée (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
P1	Appui	6,67	3T12 fil+2T12 chap	6,78
	Travée	3,35	3T12 fil	3,39
P2	Appui	10,67	3T16 fil+1T12 chap	11,61
	Travée	3,67	3T12 fil+1T12 ren	4,52
P3	Appui	9,18	3T14 fil+3T14 chap	9,24
	Travée	3,47	3T12 fil+1T12 ren	4,52
P4	Appui	9,18	3T14 fil+3T14 chap	9,24
	Travée	3,47	3T12 fil+1T12 ren	4,52
P5	Appui	10,67	3T16 fil+1T12 chap	11,61

	Travée	3,67	3T12 fil+1T12 ren	4,52
P6	Appui	6,67	3T12 fil+2T12 chap	6,78
	Travée	3,35	3T12 fil	3,39

Tableau 6.7. ferrailage longitudinale des poutres principales (RDC, Haut sous-sol)

		Section calculée (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
P1	Appui	3,62	3T12 fil+1T12 chap	4,52
	Travée	2,35	3T12 fil	3,39
P2	Appui	5,09	3T12 fil+2T12 chap	5,65
	Travée	2,71	3T12 fil	3,39
P3	Appui	4,76	3T12 fil+2T12 chap	5,65
	Travée	2,93	3T12 fil	3,39
P4	Appui	4,67	3T12 fil+2T12 chap	5,65
	Travée	2,93	3T12 fil	3,39
P5	Appui	5,09	3T16 fil+2T12 chap	5,65
	Travée	2,71	3T12 fil	3,39
P6	Appui	3,62	3T12 fil+1T12 chap	4,52
	Travée	2,35	3T12 fil	3,39

VI.3.b. Ferrailage des poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont calculées à la flexion simple sous deux moments fléchissant, un sur la travée et l'autre au niveau des appuis, les valeurs des moments sont tirées directement du logiciel **ETABS v17.0.1** sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm S \\ 0,8G \pm S \end{array} \right.$$

VI.3.c. Ferrailage longitudinal :

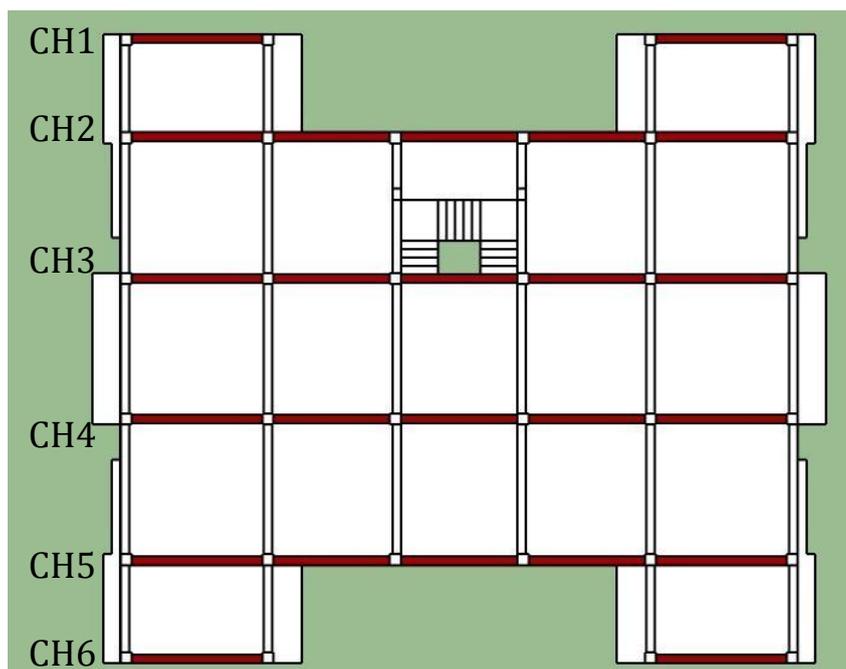


Fig. 6.3. Schéma des axes des poutres secondaires (Etage courant)

Les résultats de ferrillages sont récapitulés sur les tableaux ci-dessous.

Tableau 6.8. Ferrailage longitudinale des poutres secondaires (Terrasse)

		Section calculée (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
Ch1	appui	2,10	3T12 fil	3,39
	travée	2,10	3T12 fil	3,39
Ch3	appui	3,22	3T12 fil	3,39
	travée	2,37	3T12 fil	3,39
Ch3	appui	3,14	3T12 fil	3,39
	travée	1,84	3T12 fil	3,39
Ch4	appui	3,14	3T12 fil	3,39
	travée	1,84	3T12 fil	3,39

Ch5	appui	3,22	3T12 fil	3,39
	travée	2,37	3T12 fil	3,39
Ch6	appui	2,10	3T12 fil	3,39
	travée	2,10	3T12 fil	3,39

Tableau 6.9.ferrailage longitudinale des poutres secondaires (Etage courant)

		Section calculée (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
Ch1	appui	2,10	3T12 fil	3,39
	travée	2,10	3T12 fil	3,39
Ch2	appui	4,98	3T12 fil+2T12chap	5,65
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch3	appui	4,24	3T12 fil+1T12chap	4,52
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch4	appui	4,24	3T12 fil+1T12chap	4,52
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch5	appui	4,98	3T12 fil+2T12chap	5,65
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch6	appui	2,10	3T12 fil	3,39
	travée	2,10	3T12 fil	3,39

Tableau 6.10. Ferrailage longitudinale des poutres secondaires (RDC, Haut sous-sol)

		Section calculée (cm ²)	Choix des barres	Section adoptée (cm ²)
Ch1	appui	2,10	3T12 fil	3,39
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch2	appui	1,83	3T12 fil	3,39
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch3	appui	1,83	3T12 fil	3,39
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch4	appui	1,83	3T12 fil	3,39
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch5	appui	1,83	3T12 fil	3,39
	travée	1,83	3T12 fil	3,39
Ch6	appui	2,10	3T12 fil	3,39
	travée	1,83	3T12 fil	3,39

VI.3.d. Ferrailage transversal:**Selon BAEL91**

Contrainte tangentielle

$$T_{umax} = 111,37KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 \cdot d} = \frac{111,37 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 1,160MPa$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5MPa \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = 3,33MPa$$

 $\tau_u = 1,160MPa < \tau_{lim} = 3,33MPa \Rightarrow$ Le béton résiste au cisaillement.

Diamètre et espacement

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - (0,3 \cdot K \cdot f_{tj})) \cdot \gamma_s \cdot b_0 \cdot S_t}{(0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)) \cdot f_{et}}$$

Avec :

$K = 1$ en flexion simple.

τ_u = contrainte tangente

S_t = espacement

$\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,160 - (0,3 \cdot 1 \cdot 2,1)) \cdot 1,15 \cdot 30}{0,9 \cdot 235} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,220 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_l \\ h/35 \\ b_0/10 \end{array} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

\Rightarrow On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_{t0} = 10 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot d \\ 40 \text{ cm} \\ 15\phi'_{lmin} \end{array} \right\} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_{t0} = 10 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$ CV

Selon RPA99

$S \leq (h/4, 12\phi) = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

$S' \leq h/2 = 15 \text{ cm}$ En dehors de la zone nodale

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

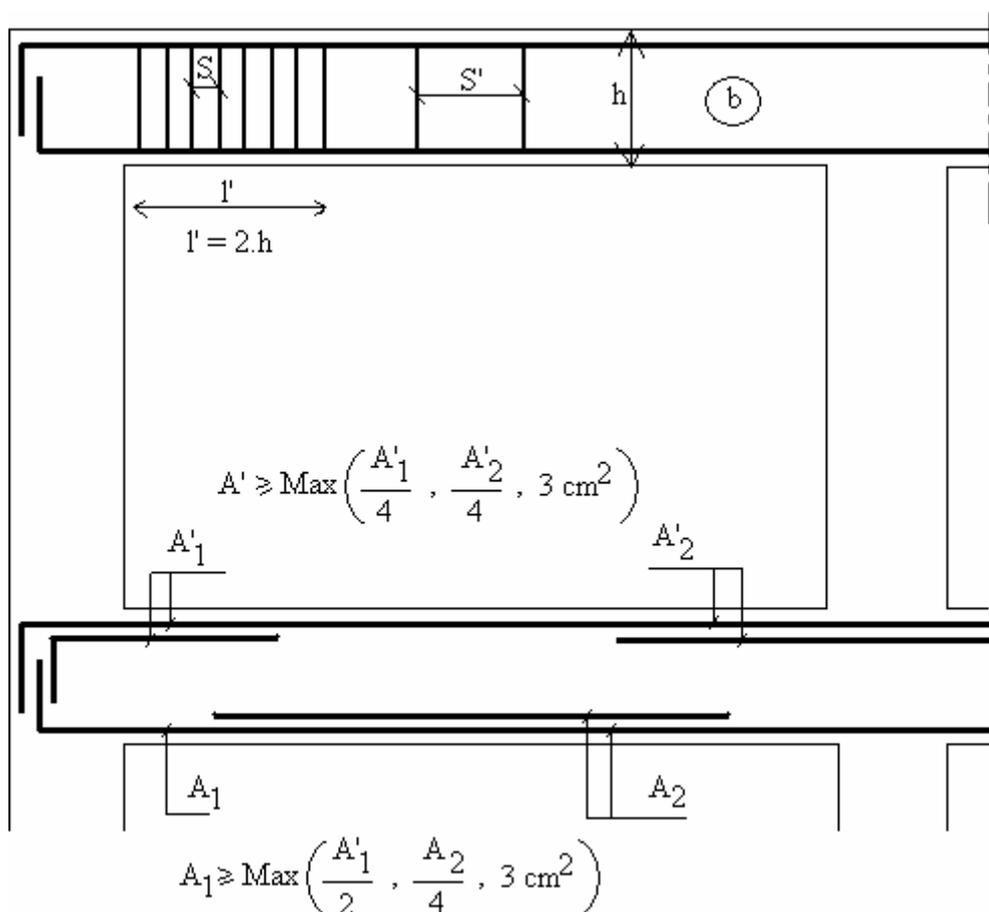


Fig. 6.4. Dispositions constructives pour le ferrailage des poutres

VI.4. Voiles de contreventement :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Ils seront calculés dans les deux directions horizontales et verticales à la flexion composée sous un effort normal de compression F et un moment de flexion M , tirés à partir du logiciel **ETABS** sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm S \\ 0,8G \pm S \end{array} \right.$$

Il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99.

$$s \leq 30cm$$

a : épaisseur du voile.

- Les longueurs des recouvrements doivent être égales a :
 - 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 d'actions.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section de celles-ci $\geq 4HA10$

VI.4.d. Calcul des voiles :

On va calculer le ferrailage du voile le plus sollicité sous l'effet de la combinaison

0.8G+Ex, il a les dimensions suivantes :

$$L = 5 \text{ m}$$

$$b = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{alors : } S = b \times L = 1 \text{ m}^2$$

$$I = b \times \frac{L^3}{12} = 2.083 \text{ m}^4$$

$$Y = \frac{L}{2} = 2.5 \text{ m}$$

Les sollicitations :

$$N = 1534.51 \text{ KN}$$

$$M = 4402.35 \text{ KN}$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times Y}{I} = \frac{1534.51}{1} - \frac{4402.35 \times 2.5}{2.083} = -3748.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times Y}{I} = \frac{1534.51}{1} + \frac{4402.35 \times 2.5}{2.083} = 6817,33 \text{ KN/m}^2$$

Alors le voile est partiellement comprimé

Zone tendue

$$L_t = - \frac{L \times \sigma_b}{\sigma_a - \sigma_b} = \frac{5 \times 3748.31}{6817.33 + 3748.31} = 1.77 \text{ m}$$

$$T = 0.5 \times L_t \times b \times (-\sigma_b) = 0.5 \times 1.77 \times 0.2 \times 3748.31 = 664.88 \text{ KN}$$

Section de ferrailage calculé

$$A_{s\text{ cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e} = \frac{664.88 \times 1.15}{400 \times 10^{-2}} = 19.115 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 0.2 \times b \times L_t = 0.2 \times 0.2 \times 1.77 \times 100 = 7.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min BAEL} = 0.15 \times b \times L_t = 0.15 \times 0.2 \times 1.77 \times 100 = 5,32 \text{ cm}^2$$

Distribution du ferrailage sur la zone tendue

$$A_s = \frac{A_{s\text{ cal}}}{2 \times L_t} = \frac{19,115}{2 \times 1,77} = 5.39 \text{ cm}^2/\text{lit}/\text{ml}$$

Généralisation du ferrailage sur toute la section du voile

$$A_{s\text{ tot}} = A_s \times L = 5.39 \times 5 = 26.94 \text{ cm}^2/\text{lit}$$

Choix des armatures 35 T 10 esp = 15 cm = 27.47 cm²

Ferrailage horizontal

La section d'armature horizontal est calculée selon la formule suivante :

$$T_{\max} = 1499.98 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 1499.98 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4,5} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} = \frac{2.33 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 2.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 0.2 \times 3.06 \times 10^4 = 9.18 \text{ cm}^2$$

Choix des barres 15 T10 esp 20 cm

VII. Etude de l'Infrastructure :

VII.1. Etude de voile périphérique:

VII.1.a. Introduction :

Les ossatures du niveau de base doivent comporter un voile sur toute la périphérie du contour, entre le niveau de base afin de rigidifier les éléments de l'infrastructure.

Le voile périphérique sera vérifié comme un mur de soutènement soumis à une pression latérale due à la poussée des terres au repos, nous le considérerons comme un ensemble de dalle appuyés sur quatre cotés et le calcul se fera pour une bande de 1m.

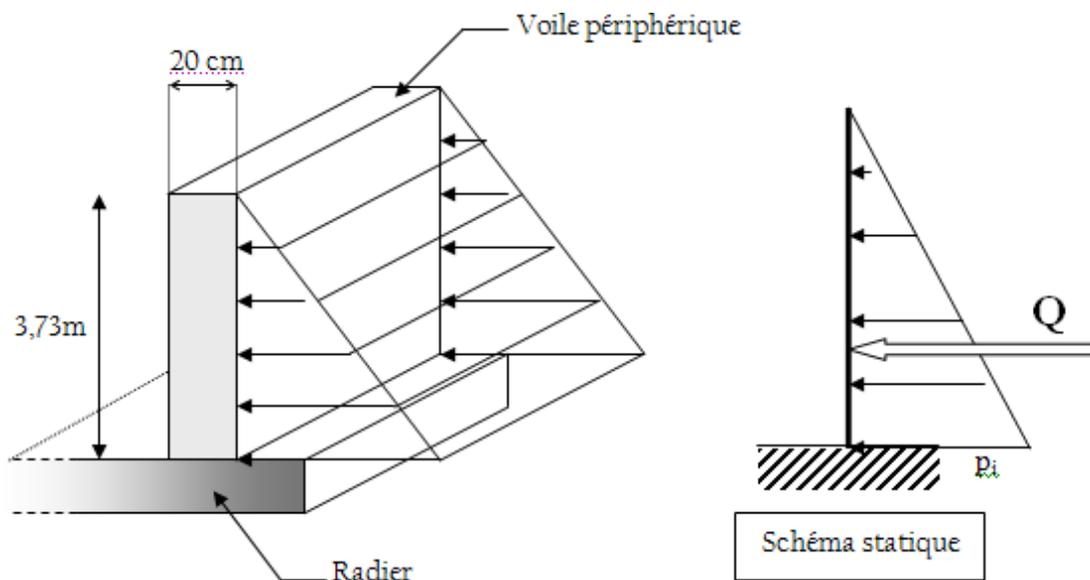


Fig 7.1. Voile périphérique

VII.1.b. Caractéristiques du sol:

Poids spécifique pour une terre argileux : $\gamma = 18KN / m^3$

Angle de frottement : $\phi = 35^\circ$

VII.1.c. Calcul de la force de poussée des terres :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot l_x^2 \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cdot 1m$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times 18 \times 2,61^2 \times tg^2 \left(\frac{4802}{4} - \frac{35}{2} \right) = 16.61KN$$

VII.1.c.1. Les sollicitations :

Un effort normal (N_G) dû à son poids propre,

ELU:

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times (25 \times 0,20 \times 2,61 \times 1ml) = 17,61 \text{ KN}$$

ELS:

$$N_s = W_p = 25 \times 0,20 \times 2,61 \times 1ml = 13,05 \text{ KN}$$

un effort horizontal (F_p) dû à la poussée des terres engendrant un moment de flexion (M).

$$\text{ELU : } P_u = 1,35 \cdot F_p = 22,42 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } P_s = F_p = 16,61 \text{ KN}$$

VII.1.d. Calcul du voile périphérique :**VII.1.d.1. Détermination des moments fléchissant :**

ELU :

$$M_u = P_u \times \frac{h}{3} = 22,42 \times \frac{2,61}{3} = 19,51 \text{ KN.M}$$

ELS :

$$M_s = P_s \times \frac{h}{3} = 16,61 \times \frac{2,61}{3} = 16,45 \text{ KN.M}$$

VII.1.d.2. Le Ferrailage :

Le ferrailage du voile sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 20 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm (fissuration préjudiciable)

d = h - c : Hauteur utile

M₁ : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Position du centre de pression à l'ELU:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19,51}{17,61} = 1,10 \text{ m} = 110 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 8 \text{ cm} < e_u = 110 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où **la section est partiellement comprimée**.

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Calcul en flexion simple:

Moment fictif:

$$e_A = e_u + (d - \frac{h}{2}) = 1,10 + (0,18 - \frac{0,2}{2}) = 1,18m$$

$$M_1 = N_u \cdot e_A \Rightarrow M_{uA} = 17,61 \times 1,18 = 20,77KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,77 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,045$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_{lu} = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 18 \times (1 - 0,6 \times 0,045) = 17,51cm$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_1}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{20,77 \times 10^3}{17,51 \times 348} = 3,41cm^2/ml$$

Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

$$A = A_f - \frac{N_U}{f_{ed}} = 3,41 - \frac{17,61 \times 10}{348} = 2,90cm^2/ml$$

Sections minimales d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b_0 \times d \times \frac{e_0 - 0,45 \times d}{e_0 - 0,185 \times d}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 18 \times \frac{118 - 0,45 \times 18}{118 - 0,185 \times 18} = 2,08cm^2$$

$$A_s = 2,90 cm^2 > A_{min} = 2,12 cm^2$$

Soit **5HA10 esp 20 cm = 3,93cm²**

Armature de répartition :

$$A_{répartition} = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 esp 20cm = 3,93cm²/m

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = P_u = 22,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{45,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,253 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \frac{25}{1,5} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

VII.2. Etude des fondations

VII.2.a. Généralités:

une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol sur lequel elle repose. Elle sert à:

- . Réaliser l'encastrement de la structure.
- . La bonne répartition des charges.
- . Limiter les tassements du sol.

Lorsque le sol d'assise est de qualité médiocre et les charges sont importantes, la dimension des semelles est très importante telle que leur emprise est excessive par rapport à la surface de la construction. Dans ce cas, il est recommandé de les relier entre elles, donc de réaliser un radier général.

Le radier en béton armé forme une surface d'appui égale ou supérieure à l'emprise du bâtiment, afin d'assurer une meilleure répartition des contraintes sur le sol d'assise. Celui doit être homogène, formé d'une couche d'épaisseur sensiblement constante et dépourvu de points durs. L'ensemble travaille à la flexion comme un plancher renversé et doit être armé en conséquence. Il reçoit du sol des charges réparties ascendantes (réactions verticales) et prend appui sur l'ossature porteuse - murs et poteaux - qui exerce sur lui des charges descendantes.

Le radier nervuré

Le radier nervuré comprend une table, des nervures et des poutres principales.

Les dimensions et le ferrailage sont déterminés en fonction des charges à reprendre, de l'espacement des nervures et des poutres. Cet espacement correspond à l'entraxe des points porteurs.

La table peut se situer comme suit en partie basse des poutres, solution la plus adaptée du point de vue de la résistance des matériaux; mais elle impose un remplissage avec un matériau léger entre les nervures et les poutres; en partie haute des poutres, celles-ci pouvant former des bèches contre les effets de glissement ; la surface de la table peut également servir de sol pour le niveau inférieur de la construction

Méthode de calcul

un radier ne peut jouer efficacement son rôle (répartition des charges) que s'il est raide vis-à-vis du sol sous-jacent n'ayant pas une connaissance parfaite du module de réaction appelé aussi « coefficient de ballast » du terrain sur lequel est réalisé le radier, nous avons opté pour un radier rigide. Toutefois, cette approche ne peut être adoptée que si :

- pour les nervures de hauteur h et de portée L (entre-axes des poteaux) : $h \geq \frac{L}{10}$
- pour la dalle d'épaisseur h_0 et de portée L : $h_0 \geq \frac{L}{20}$

le radier sera calculé comme un plancher nervuré appuyé sur les poteaux et les voiles chargés par les réactions du sol prises égales aux efforts transmis par la superstructure pour assurer l'équilibre de l'ensemble. Sa modélisation est faite en utilisant le logiciel d'analyse SAFE 12 dont les résultats sont exploités pour ferrailer le radier.

VII.2.b. Pré dimensionnement du radier :

Hauteur des nervures :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

$$L_{max} = 500m$$

$$\frac{500}{8} \leq h \leq \frac{500}{5} \Rightarrow 62,5cm \leq h \leq 100cm$$

On prend $h = 100cm$

Epaisseur du radier

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_r \geq 50cm$$

On prend $h_r = 75cm$

Vérification de condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

Tel que :

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol

Pour un sol de densité moyenne $K = 24 \text{ MN/m}^3$.

E : module de Young de béton $E = 3.10^4 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie du radier

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

b : largeur du radier

$$I = \frac{5 \times 0,75^3}{12} = 0,176 \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3 \times 10^4 \times 0,176}{24 \times 5}} = 3,642 \text{ m}$$

$$L \leq \frac{\pi}{2} \times 3,642 = 5,71 \text{ m} \rightarrow C.V$$

VII.2.c. Vérification de condition de non cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 0,93 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

Avec :

$$T_{\max} = 319,81 \text{ kN/m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{T_{\max}}{b \times 0,9h} = \frac{319,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,75} = 0,473 < \overline{\tau_u} \rightarrow C.V.$$

VII.2.d. Vérification de condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : périmètre du contour cisaille sur le plan moyen du radier

H : épaisseur du radier

N_u : charge maximal appliqué par le poteau sur le radier Calculer a ELU

$$N_u = 2756,66 \text{ kN}$$

$$U_c = 2a' + 2b' \text{ avec } a' = a + h \text{ est } b' = b + h$$

$$a' = b' = 55 + 75 = 130 \text{ cm}$$

$$U_c = 4 \times 130 = 520 \text{ cm}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 5,2 \times 0,75 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 2925 \text{ KN} \rightarrow \text{C. V}$$

VII.2.e. Vérification de la contrainte du sol

Après modélisation du radier avec un logiciel de calcul on obtient les contraintes de sol au différents points du radier tel qu'illustré sur la figure suivante :

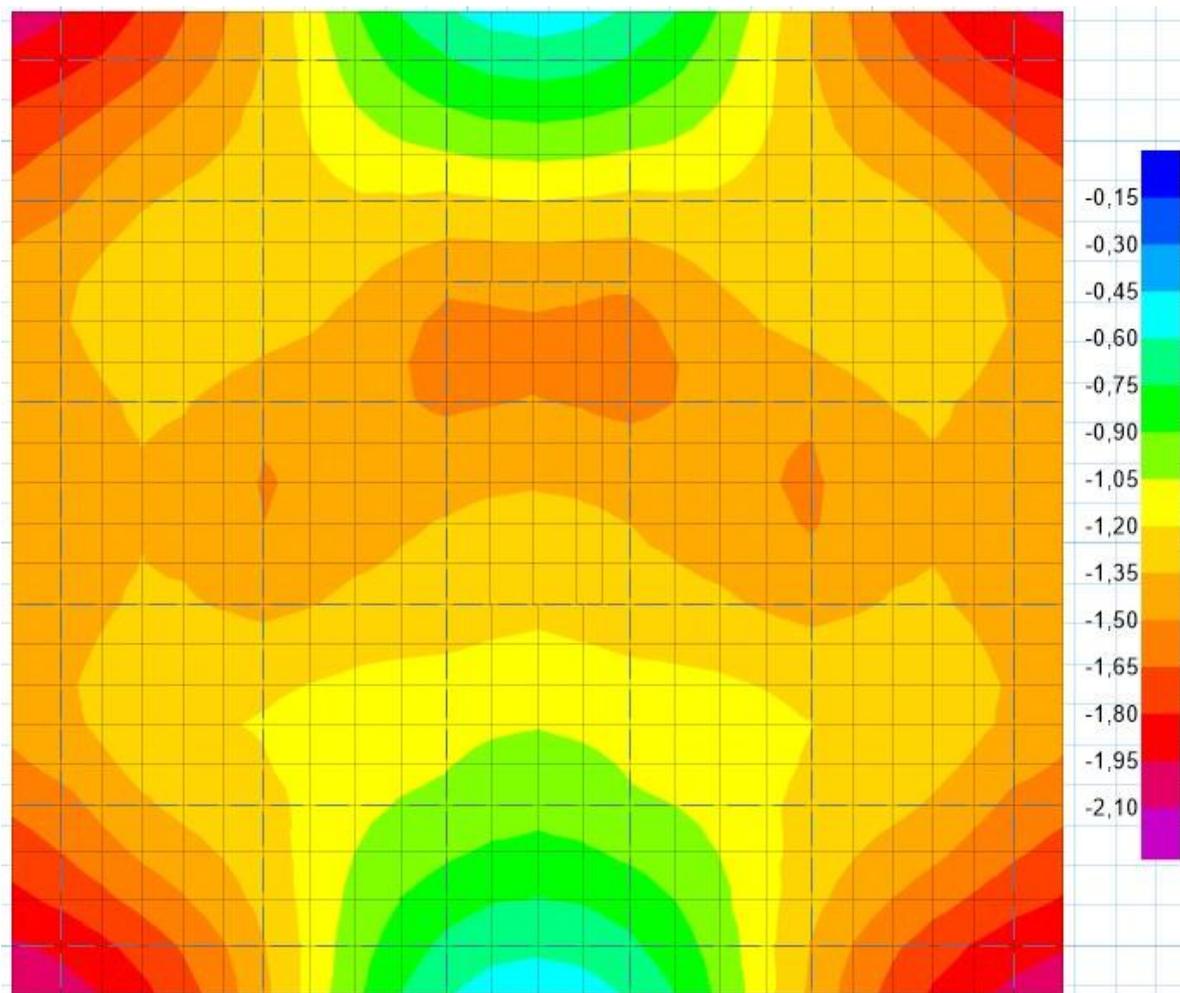


Fig. 7.2 contrainte de sol sous le radier

On remarque que la valeur de la contrainte maximale $\sigma_{max} = 2,10 \text{ bar}$
 Cette valeur est inférieure à la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,50 \text{ bar}$

VII.2.f. Vérification du tassement :

Le tassement du radier sous la combinaison ELS est illustré sur la figure suivante :

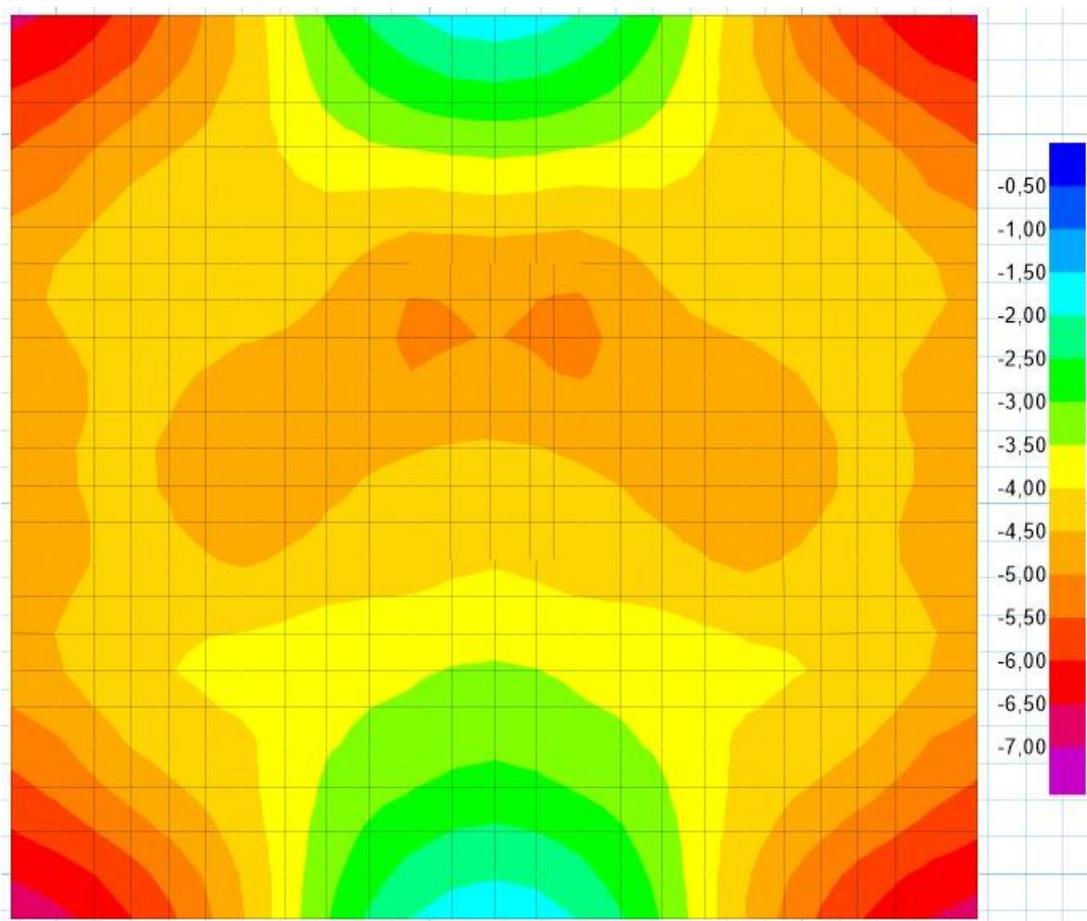


Fig. 7.3 Tassement du sol sous le radier

On observe que le tassement maximal $\Delta_{max} = 7 \text{ mm}$

VII.2.g. Ferraillage du radier :

Le calcul des forces et des moments dans le radier ainsi des nervures se fait à l'aide du logiciel de calcul (SAFE v12), les résultats sont utilisés pour calculer le ferraillage des éléments de fondation.

Le ferraillage obtenu est le suivant :

VII.2.g.1. Ferraillage des nervures :

D'après le BAEL91 le ferraillage minimum est calculé par la formule :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 55 \times 80 = 5,313 \text{ cm}^2$$

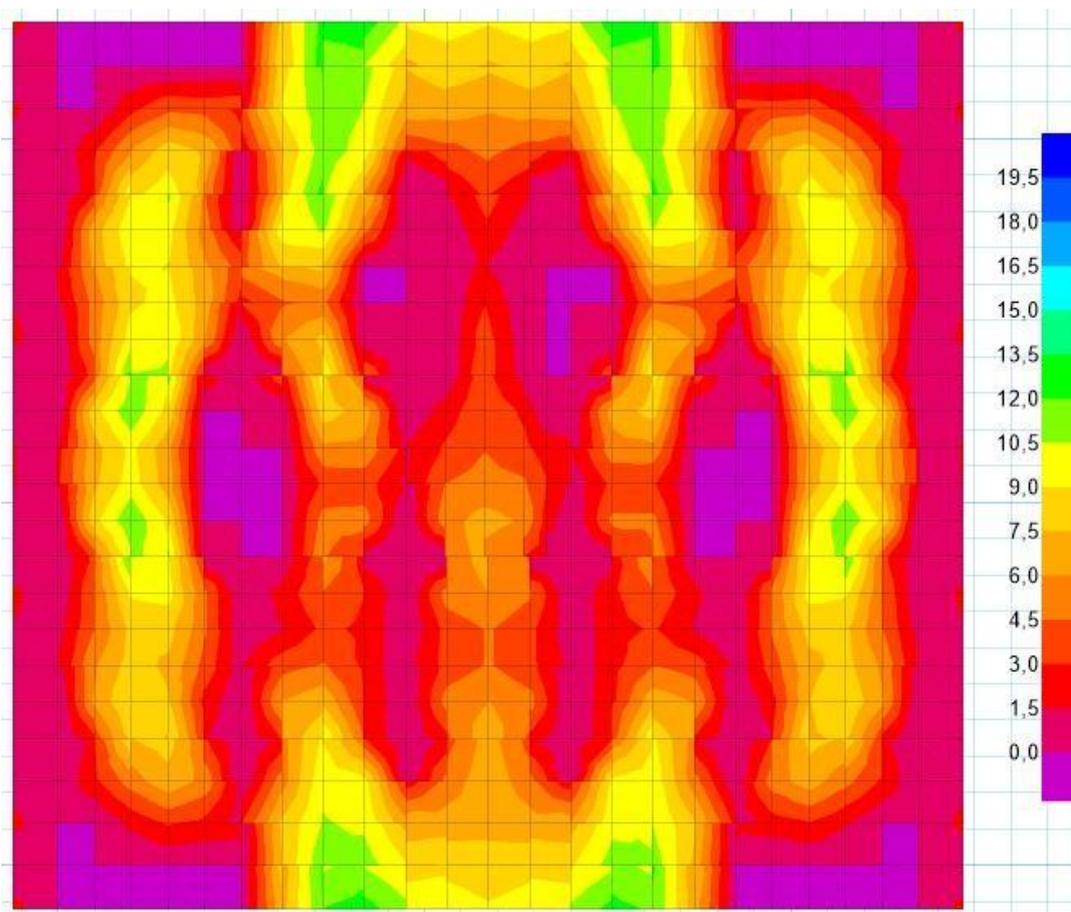
Les sections des armatures trouvées sont regroupées dans le tableau suivant :

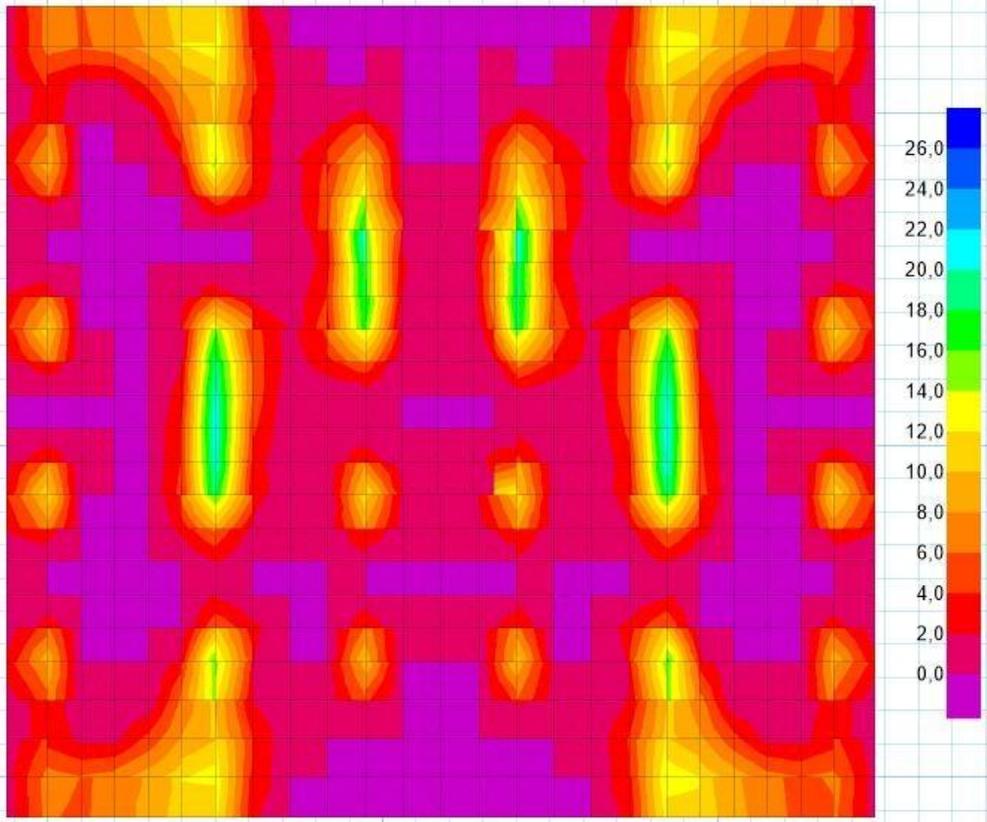
Tableau 8.1 ferrailage des nervures

Sens	En travée			En appui		
	As (cm ²)	Choix des barres	A adopte	As (cm ²)	Choix des barres	A adopte
X	7.171	4T16	8.038	10.359	4T16+ 2T14	11.115
Y	7,559	4T16	8.038	9,742	4T16+ 2T14	11.115

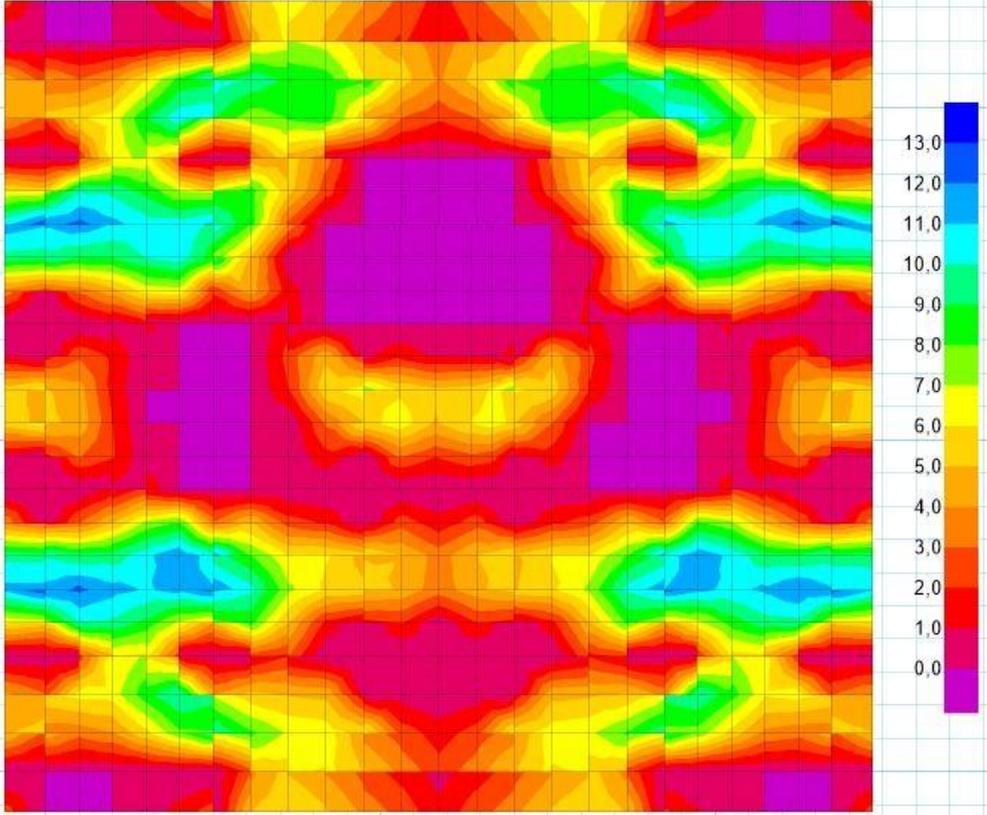
VII.2.g.2. Ferrailage de l'hourdi :

Le ferrailage des hourdis du radier se fait par deux nappes (supérieur et inférieur) dans les deux sens (X et Y), les sections des armatures par mètre linéaire sont schématisées sur les figures suivantes :

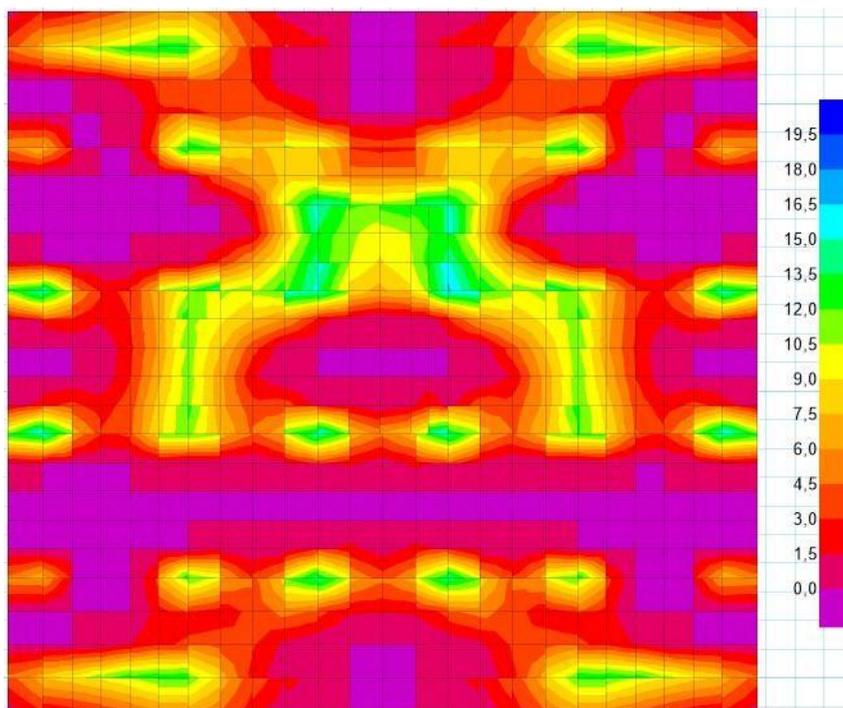
**Ferrailage de la nappe supérieur suivant X**



Ferrailage de la nappe inferieur suivant X



Ferrailage de la nappe superieur suivant Y



Ferrailage de la nappe inferieur suivant Y

Pour faciliter l'exécution du ferrailage du radier on va généraliser la section d'armature max sur tout le radier selon le tableau suivant :

Tableau 8.2 ferrailage de l'hourdi

	Sens X		Sens Y	
	As (cm ² /ml)	Choix des barres	As (cm ² /ml)	Choix des barres
Nappe supérieur	13,067	T16 esp10cm	12,814	T16 esp10cm
Nappe inferieur	20,041	T16 esp10cm	16,901	T16 esp10cm

Conclusion

L'objectif de ce mémoire était une étude détaillée de tous les éléments constituant la structure qui a mené à l'établissement des différents plans d'exécution qui vont servir à la réalisation des gros œuvres du bâtiment dans une marge de sécurité et d'économie, la recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage

En effet, nous pouvons dire que le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation d'élèves ingénieurs, et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années

Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99 v2003 et BAEL91, pour le dimensionnement des éléments constituant le bâtiment ainsi que leur ferraillement.

L'utilisation des logiciels Etabs v17.0.1 et Safe v12 afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir aux dimensions et au ferraillement des différents éléments de construction.

L'ingénieur en génie civil a proposé des solutions raisonnables ; et sur le terrain d'une manière générale une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous avons pu être confrontés aux problématiques que peut rencontrer un ingénieur et les échanges que nous avons pu avoir ont été très enrichissants et nous motivent pour continuer dans cette voie.

Table des matières

I. Généralités.....	1
I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation du projet de fin d'étude.....	2
I.3. Caractéristique des matériaux.....	3
I.3.a. Le Béton.....	3
I.3.a.1. Contraintes limites.....	3
I.3.a.1.i. Etat limite ultime.....	3
I.3.a.1.ii. Etat limite de service.....	4
I.3.a.1.iii. Contrainte ultime de cisaillement.....	4
I.3.a.2. Déformation longitudinale du béton.....	5
I.3.a.3. Coefficient de poisson.....	5
I.3.b. L'acier.....	5
I.3.b.1. Les contraintes limites.....	6
I.3.b.1.i. Etat limite ultime.....	6
I.3.b.1.ii. Etas limite de service.....	6
II. Prédimensionnements et descente de charges.....	7
II.1. Introduction.....	7
II.2. Prédimensionnement du plancher.....	7
II.2.a. Planchers à corps creux.....	7
II.2.b. Poutrelles.....	8
II.3. Descente des charges.....	8
II.3.a. Planchers terrasse inaccessible.....	9
II.3.a.1. Charges permanentes (G).....	9
II.3.a.2. Charges d'exploitation (Q).....	9
II.3.b. Plancher étage courant.....	10
II.3.b.1. Charges permanentes (G).....	10
II.3.b.2. Charges d'exploitation (Q).....	10
II.3.c. Murs extérieurs en double paroi.....	10
II.3.d. Murs intérieurs.....	11
II.4. Prédimensionnement des poutres principales.....	12

II.4.a.	Critère de rigidité.....	12
II.4.b.	Vérification des conditions du RPA.....	12
II.5.	Prédimensionnement des poutres secondaires	12
II.5.a.	Critère de rigidité.....	12
II.5.b.	Vérification des conditions du RPA.....	12
II.6.	Prédimensionnement des poteaux	13
II.6.a.	Critère de résistance selon BAEL 91.....	13
II.6.b.	Calcul des surfaces revenant à chaque poteau.....	14
II.6.c.	Exemple de calcul (Poteau central)	15
II.6.c.1.	Charges permanentes (G)	15
II.6.c.2.	Charges d'exploitation (Q).....	15
II.6.d.	Vérification selon le RPA99 version 2003.....	17
II.6.d.1.	Vérification de section (Art7-4-1)	17
II.6.d.2.	b-Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1)	18
II.6.d.3.	Vérification au flambement.....	18
II.7.	Prédimensionnement des voiles.....	19
III.	Calcul des planchers.....	21
III.1.	Introduction.....	21
III.2.	Étude des poutrelles.....	21
III.2.a.	Types de poutrelles.....	21
III.2.b.	Calcul des sollicitations sur les poutrelles	22
III.2.b.1.	Méthode forfaitaire	22
III.2.b.2.	Exemple de calcul	23
	Types 1 « terrasse ».....	23
	Calcul à L'ELU ($P_u = 6,10\text{KN/m}$).....	23
	Calcul à L'ELS ($P_s = 4,45\text{KN/m}$)	24
III.2.c.	Calcul du ferrailage.....	30
III.2.c.1.	Les armatures longitudinales.....	30
III.2.c.2.	Les armatures transversales.....	32
III.2.c.3.	Vérification des contraintes à l'ELS	32
III.2.c.4.	Vérification de l'effort tranchant.....	33

III.2.c.5. Ferrailage de la dalle de compression	34
IV. Calcul des éléments secondaires.....	35
IV.1. Etude des escaliers.....	35
IV.1.a. Définition.....	35
IV.1.b. Prédimensionnement	36
IV.1.b.1. Marche et contre marche.....	36
IV.1.b.2. L'inclinaison de la paillasse	36
IV.1.b.3. L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos	36
IV.1.c. Descente Des Charges	37
IV.1.c.1. Volée.....	37
Charges permanentes (G)	37
Charges d'exploitation (Q).....	37
IV.1.c.2. Palier	37
Charges permanentes (G)	37
Charges d'exploitation (Q).....	37
IV.1.d. Combinaisons d'action	37
IV.1.e. Calcul des sollicitations	37
IV.1.f. Calcul du 1ere volée et 3eme volée.....	38
IV.1.f.1. Le Ferrailage.....	39
IV.1.g. Calcul de la 2ème volée	41
IV.1.g.1. Calcul des sollicitations.....	41
IV.1.g.2. Le Ferrailage.....	42
IV.1.g.3. Calcul de la poutre brisée	43
IV.1.g.4. Prédimensionnement	43
IV.1.g.5. Evaluation des charges.....	43
Charges permanentes (G)	43
Charges d'exploitation (Q).....	43
IV.1.g.6. Combinaisons d'action pour la poutre palière	43
IV.1.g.7. Calcul des sollicitations	44
IV.1.g.8. Le Ferrailage.....	44
IV.2. Etude des parties en saillie	45

IV.2.a.	Descente des charges	46
	Charges permanentes (G)	46
	Charges d'exploitation (Q)	46
IV.2.b.	Exemple de calcul (Type 03)	46
IV.2.b.1.	Calcul de la charge concentré P	46
IV.2.b.2.	Combinaisons d'action	46
IV.2.b.3.	Calcul des sollicitations	46
IV.2.b.4.	Le Ferrailage	47
IV.2.b.5.	Armature de répartition	47
IV.3.	Calcul de l'acrotère	49
IV.3.a.	Détermination des efforts	50
IV.3.a.1.	Poids de l'acrotère	50
IV.3.a.2.	La charge d'exploitation Q	50
IV.3.a.3.	Calcul de la charge horizontale F_p (sismique)	50
IV.3.a.4.	Calcul des excentricités	51
IV.3.a.5.	Elancement géométrique	51
IV.3.a.6.	- Ferrailage de l'acrotère:	52
IV.4.	Calcul de la dalle d'ascenseur	55
IV.4.a.	Description de l'ascenseur	55
IV.4.b.	Caractéristiques de charge et de vitesse	57
IV.4.c.	Calcul de la dalle d'ascenseur	57
IV.4.c.1.	Descente de charges	57
	Charges permanentes (G)	57
	Charges d'exploitation (Q)	57
IV.4.c.2.	Combinaisons d'action	57
IV.4.c.3.	l'étude de l'ascenseur	58
IV.4.c.4.	Evaluation des charges et surcharges	58
IV.4.c.5.	Cas de charge repartie	58
IV.4.c.6.	Cas d'une charge concentrée	62
V.	Etude dynamique et sismique	68
V.1.	Introduction	68

V.2.	Classification du bâtiment.....	68
V.3.	Méthodes de calcul.....	68
V.3.a.	Méthode statique équivalente.....	69
V.3.a.1.	Vérification des conditions.....	69
V.3.b.	Méthodes dynamiques.....	69
V.4.	Application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	70
V.4.a.	Principe.....	70
V.4.b.	Hypothèses de calcul.....	70
V.4.c.	Introduction des données.....	70
V.4.c.1.	Périodes caractéristiques T_1, T_2	70
V.4.c.2.	Coefficient d'accélération de zone A.....	70
V.4.c.3.	Coefficient de correction d'amortissement η	70
V.4.c.4.	Coefficient de comportement global de la structure R.....	71
V.4.c.5.	Facteur de qualité Q.....	71
V.4.c.6.	Spectre de réponse de calcul.....	72
V.4.d.	Nombre de modes à considérer.....	72
V.4.e.	Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	72
V.4.e.1.	Détermination des masses et centres de masse par étages.....	72
V.4.e.2.	L'excentricité accidentelle.....	73
V.4.f.	Résultats de l'analyse dynamique.....	73
V.5.	Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente.....	74
V.5.a.	Facteur d'amplification dynamique moyen.....	75
V.5.b.	Estimation de la période fondamentale de la structure.....	75
V.6.	Vérifications réglementaires.....	76
V.6.a.	Résultante des forces sismiques de calcul.....	76
V.6.b.	Calcul et vérification des déplacements.....	76
V.6.c.	Vérification de l'effort normal réduit.....	77
V.6.d.	Justification vis-à-vis de l'effet $p-\Delta$	78
VI.	Etude des éléments structuraux.....	80
VI.1.	Introduction.....	80

VI.2.	Ferraillage des poteaux.....	80
VI.2.a.	Ferraillage longitudinal.....	80
	Selon BAEL 91.....	80
	Selon RPA99.....	81
VI.2.b.	Ferraillage transversal	82
	Selon le BAEL 91.....	82
	Selon le RPA 99.....	83
VI.3.	Ferraillage des poutres.....	85
VI.3.a.	Ferraillage longitudinal.....	86
	Selon BAEL 91.....	86
	Selon RPA99	86
VI.3.b.	Ferraillage des poutres secondaires.....	88
VI.3.c.	Ferraillage longitudinal.....	89
VI.3.d.	Ferraillage transversal	91
	Selon BAEL91.....	91
	Selon RPA99	92
VI.4.	Voiles de contreventement.....	93
VI.4.a.	Ferraillage vertical.....	94
VI.4.b.	Ferraillage horizontal:.....	94
VI.4.c.	Règles communes.....	94
VI.4.d.	Calcul des voiles	95
VII.	Etude de l'Infrastructure.....	97
VII.1.	Etude de voile périphérique:.....	97
VII.1.a.	Introduction.....	97
VII.1.b.	Caractéristiques du sol.....	97
VII.1.c.	Calcul de la force de poussée des terres.....	97
VII.1.c.1.	Les sollicitations.....	98
VII.1.d.	Calcul du voile périphérique.....	98
VII.1.d.1.	Détermination des moments fléchissant.....	98
VII.1.d.2.	Le Ferraillage.....	98
	Calcul en flexion simple:.....	99

Calcul en flexion composée	99
Vérification de l'effort tranchant	100
VII.2. Etude des fondations.....	100
VII.2.a. Généralités.....	100
Le radier nervuré	100
Méthode de calcul	101
VII.2.b. Pré dimensionnement du radier.....	101
Hauteur des nervures.....	101
Epaisseur du radier	101
VII.2.c. Vérification de condition de non cisaillement.....	102
VII.2.d. Vérification de condition de non poinçonnement	102
VII.2.e. Vérification de la contrainte du sol	103
VII.2.f. Vérification du tassement	104
VII.2.g. Ferrailage du radier	104
VII.2.g.1. Ferrailage des nervures.....	104
VII.2.g.2. Ferrailage de l'hourdi	105
Conclusion.....	108