

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil
Option : matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +8+2 entresols)
à usage d'habitation et service
contreventé par un système mixte
(voiles - portiques)**

Présenté par :
HAMZI Hocine
BOURAMA Hamid

Promoteur :
M^r : Meziani

2016-2017

INTRODUCTION GENERALE

Les catastrophes majeures, sources de destruction de l'environnement, de pertes de vies humaines, demeurent l'objet à travers le monde entier, de préoccupation des gouvernements et des communautés affectées.

Lors des tremblements de terre importants, l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises et à des logiciels très puissants. Le calcul d'un ouvrage doit être fait de manière à :

- Présenter une sécurité vis-à-vis de la ruine ;
- Réaliser un ouvrage d'une économie acceptable ;
- Assurer la durabilité et le confort.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+8+deux entresols), il regroupe à la fois services et logements d'habitations.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Ce manuscrit est organisé en 6 chapitres comme suit :

- **Premier chapitre** : présentation de l'ouvrage.
- **Deuxième chapitre** : dimensionnement des éléments du bâtiment.
- **Troisième Chapitre** : calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur.
- **Quatrième chapitre** : étude dynamique.
- **Cinquième chapitre** : calcul et ferrailage des éléments structuraux.
- **Sixième chapitre** : étude des fondations.

1.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure

1.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier (un bâtiment R+ 8 + 2 entresol) à usage mixte (habitation et service), classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 (Article 3.2).

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, il comporte :

- 02 entresols.
- Un Rez-de-chaussée et 1^{er} étage à usage service.
- 07 étages à usage d'habitation.

a) Implantation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 105 logements LPA a sidi Ahmed, wilaya de Bejaia classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

Le site est considéré comme meuble (S3).

b) Caractéristiques architecturales

La conception architecturale est prévu pour la projection d'un bloc R+8 + 2 entresols en béton armé composé :

- Les deux entresol destinées à usage de service
- Un rez-de-chaussée à usage de service.
- Le premier étage est destiné au service.

- Les étages de 2 à 8 sont à usage d'habitation.

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Dimensions en élévation:

- Hauteur totale de bâtiment $h = 38,59$ m
- Hauteur de RDC $h = 3,06$ m.
- Hauteur de l'étage courant $h = 3,06$ m.
- Hauteur du premier entresol $h = 3,06$ m.
- Hauteur du deuxième entresol $h = 4,08$ m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale..... $L_x = 27,80$ m
- Largeur total $L_y = 20,05$ m

c) Conception de la structure

➤ **Système de contreventement**

En se basant sur le RPA 99 version 2003, qui nous exige d'adopter un contreventement lorsqu'on dépasse 4 niveaux , il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte par voiles-portiques avec justification de l'interaction.

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

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

➤ **Plancher**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

a) **Planchers corps creux** :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

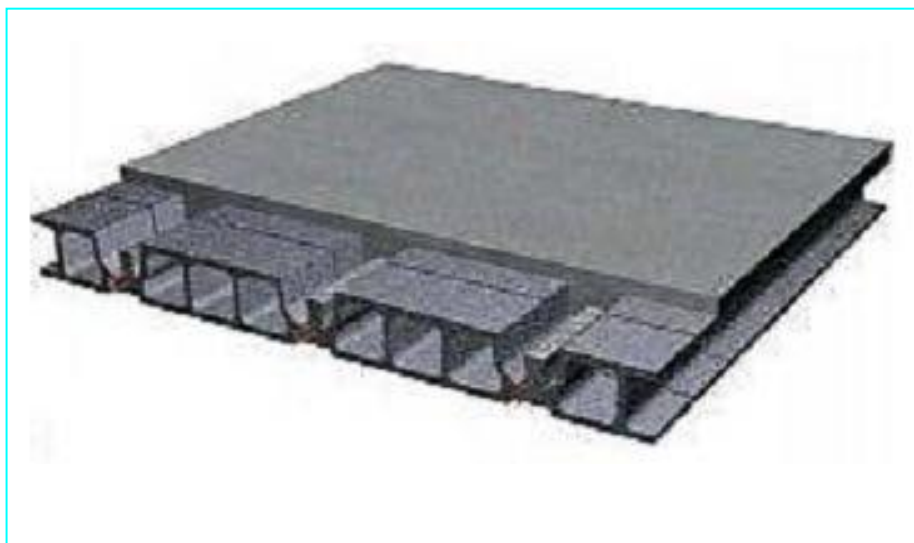


Figure 01: Plancher à corps creux

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b) **Planchers à dalle pleine** :

Pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

➤ **Escalier** :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

➤ **Maçonnerie** :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).

- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a) Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

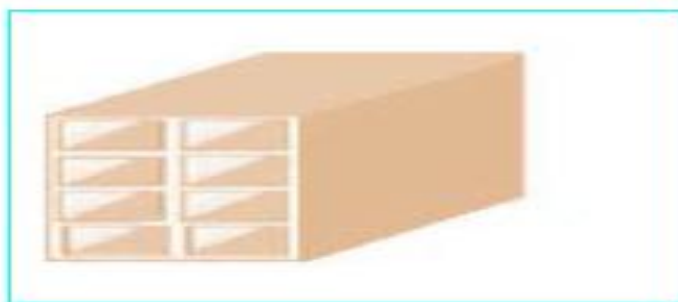


Figure 02: Brique creuse

➤ **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

➤ **Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'une acrotère en béton armé d'une hauteur variante entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

➤ **Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

➤ **Fondation:**

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations superficielles est de deux assiettes sont :

Assiette N° 01 : Une contrainte de **1.8 Bar** a un ancrage de **4.5 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route limitrophe, dans tous les cas sous les remblais.

Assiette n°02 : Une contrainte de **1,8 bar** à un ancrage de **1.5 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de terrain actuel , dans tous les cas sous les remblais. (Matériaux concassés).

1.3. Caractéristiques des matériaux

1.3.1. Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et éventuellement d'adjuvants. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

1.3.1.1. Les principaux composants du béton

a) Le ciment

Ce sont des liants hydrauliques, c'est-à-dire des matériaux ayant la propriété de faire la prise et de durcir en présence d'eau en restant insoluble dans l'eau. Lorsque l'eau entre en contact avec le ciment, une réaction chimique se produit : le ciment anhydre se combine avec l'eau pour donner un composé qu'on appelle ciment hydraté.

b) Les granulats

On donnera le nom de granulats à un ensemble de grains inertes destinés à être agglomérés par un liant et à former un agrégat. Selon leur origine, on distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière.

Les sables les plus usuels sont celles qui ont les dimensions des grains entre **0** et **5mm**. Les graviers les plus utilisés pour la confection du béton sont qui provenant d'un gisement de matériaux sédimentaire. Les classes de gravier les plus utilisés dans la formulation du béton sont : 5/8, 8/15, 15/25 (mm).

Dans tout cas, il faut assurer la propreté des granulats (sable et gravier), pour avoir une bonne adhérence avec les cristaux hydratés du ciment.

c) L'eau de gâchage

Leur rôle principal est l'hydratation des grains de ciment anhydre, il a une grande influence sur la résistance du béton ainsi la durabilité. L'eau doit être propre et ne contient pas d'impureté organique ou des sels. L'eau de robinet est acceptable toujours.

d) Les adjuvants

Un adjuvant est un produit dont l'incorporation à faible quantité (inférieure à 5 % de la masse de ciment) aux bétons, mortiers ou coulis lors au malaxage ou avant la mise en œuvre, ces adjuvants modifient le comportement rhéologique des bétons, provoque les modifications recherchées de telle ou telle de leurs propriétés, à l'état frais ou durci. Ils se présentent sous forme de liquide, de poudre ou de paillettes. Les principaux adjuvants utilisés dans la formulation des bétons actuels sont : les fluidifiants, les retardateurs, accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air.

1.3.1.1. Les principaux composants du béton

Il existe plusieurs méthodes pour la formulation du béton, parmi ces méthodes : Faury, Dreux-Gorisse, Bolomey, Féret, Joisel, Valetteetc.

Le béton utilisé dans la réalisation de notre projet est un béton ordinaire confectionné à partir du sable, gravier (8/15mm et 15/25mm), ciment CPJ CEM II/A 42,5MPa et l'eau de gâchage.

On a utilisé la méthode de Faury pour déterminer le dosage de chaque composant, après faire les calculs on a trouvé les valeurs ci-dessous :

- Ciment **350 kg/m³**
- Sable ($\Phi < 5\text{mm}$) **180 kg/m³**
- Gravillon ($\Phi 8/15\text{mm}$) **445 kg/m³**
- Gravier ($\Phi 15/25\text{mm}$) **534kg/m³**
- L'eau **140 à 175 L/m³**

La densité théorique du béton est 2305kg/m³.

1.3.1.3. Caractéristiques physique et mécaniques du Béton

a) La masse volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

b) La résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite «résistance caractéristique spécifiée ». Celle-ci, notée **fc28**. Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique **fcj**. Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement on prend :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

La résistance à la compression de notre béton est **fc28 = 25 MPa**.

c) La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée **ftj**, est conventionnellement définie par la formule :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} & \text{si } 60 < f_{cj} < 80 \text{ MPa.} \end{cases}$$

d) Module de déformations longitudinales du béton

Le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et la déformation pour un matériau élastique isotrope. A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté **Eij**, a les valeurs :

➤ Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale, E_{ij} , égal au coefficient directeur de la droite passant à l'origine, du diagramme contraintes – déformations à l'ELS. L'article A.2.1,21 du BAEL donne la valeur de E_{ij} à l'âge de j jours :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

➤ **Module de déformation différée**

Les déformations différées du béton comprend le retrait et le fluage. L'article A.2.1,22 du BAEL donne la valeur du module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj}

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{cj} < 60 \text{ Mpa}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{2.5} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } 60 \text{ Mpa} \leq f_{cj} \leq 80 \text{ Mpa, sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{1.8} = 6100 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } 60 \text{ Mpa} \leq f_{cj} \leq 80 \text{ Mpa, avec fumée de silice}$$

e) Module de déformation transversale

Le module de cisaillement, aussi appelé module de glissement, module de Coulomb ou second coefficient de Lamé, est une grandeur physique propre à chaque matériau et qui intervient dans la caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement. Il est relié au module d'élasticité E et au coefficient de Poisson ν par l'expression. La formule utilisée dans le cas de matériaux isotropes est la suivante :

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

Avec ν le **coefficient de poisson** (article A.2.1.3 du BAEL). Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué.

$$\nu = \frac{\text{contraction transversale unitaire}}{\text{allongement unitaire}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0.2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré (ELS)} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré (ELU)} \end{array} \right\}$$

f) Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après BAEL91 (Art A.5.2.11) on a :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 * f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 * f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ Donc :

$$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

1.3.1.4. Contrainte limite de compression à l'ELU

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égal à :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

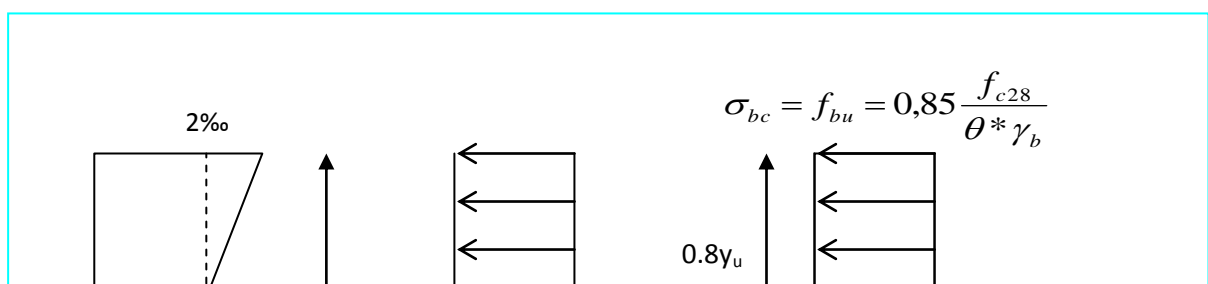
γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \quad \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \quad \rightarrow \text{Pour une situation courante} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.90$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h.



1.3.1.5. La contrainte limite de compression à l'ELS

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à $0.6 f_{cj}$. Jusqu'à cette valeur, le diagramme des contraintes peut être assimilé à une droite.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.

ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours.

Avec dans notre cas $f_{c28}=25\text{MPa}$.

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

1.3.1.6. Contrainte tangente limite

La contrainte de cisaillement est donnée dans le tableau suivant :

Tableau01 : Contrainte tangente limite ultime selon BAEL.

Cas	Etat de fissuration	Contraintes limites de cisaillement (MPa)
Cas de l'armature Transversale droit $\alpha = 90^\circ$	Fissuration non préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$
	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$
Cas de l'armature à $\alpha = 45^\circ$	Quelque soit la fissuration	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.27 f_{cj}}{\gamma_b}; 7MPa\right)$

1.3.1.7. Diagramme contrainte déformation

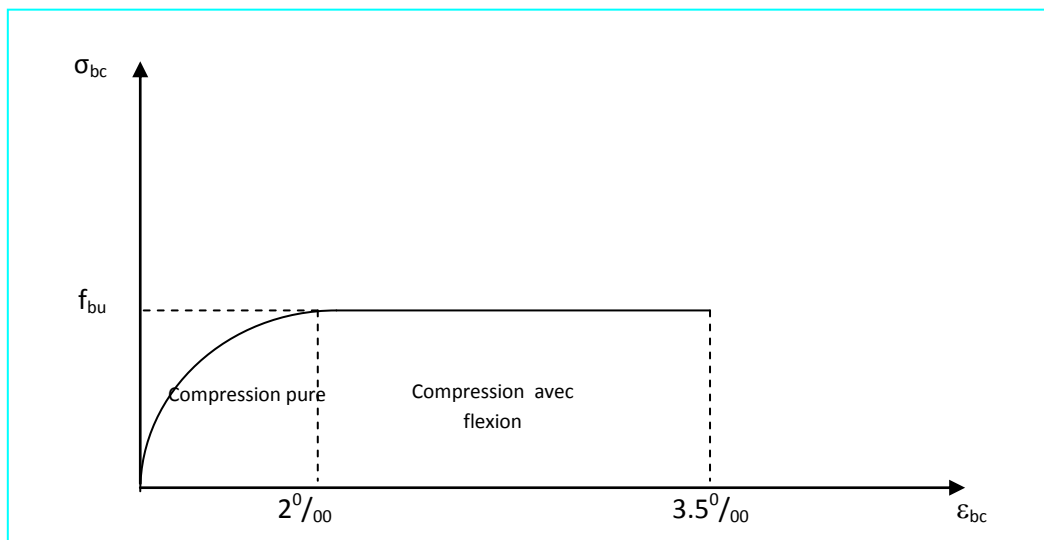


Figure 04 : Diagramme des contraintes déformations du béton

➤ Le diagramme parabole rectangle est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $\sigma_{bc} = 0.25.f_{bc}.10^3 . \epsilon_{bc} (4-10^3 . \epsilon_{bc})$
- $2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $\sigma_{bc} = f_{bu}$ tel que : $f_{bc} = f_{bu} = 0.85.f_{c28} / \theta * \gamma_b$

1.3.2. Acier

Fabriqué à partir de minerai de fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier.

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

1.3.2.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2,1 du BAEL). Cette valeur varie en fonction du type d'acier. Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à: $E_s = 200\ 000\ \text{Mpa}$, le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante, tant pour la compression que pour la traction.

1.3.2.2. Caractéristiques géométriques des aciers

Φ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
S (cm²)	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
Poids (kg/ml)	0.222	0.395	0.616	0.888	1.029	1.579	2.466	3.85	6.31	9.86

1.3.2.3. Différents types d'aciers

a) Ronds lisses (R.L)

Se sont des barres laminées, d'une section circulaire, dont les nuances sont :

- feE22 :
 - $f_e = 215\ \text{MPa}$ (contrainte à la limite élastique).
 - $f_e = 330\ \text{MPa}$ à $490\ \text{Mpa}$ (contrainte à la limite de rupture).

b) Les aciers à haute adhérence (HA)

Selon **R.P.A99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- De haute adhérence avec $f_e \leq 500\ \text{MPa}$.
- L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%

Dans notre ouvrage en utilise les aciers de nuances feE400 :

- ✓ $f_e = 400\ \text{MPa}$; $f_r = 480\ \text{MPa}$; $\sigma_s = 348\ \text{MPa}$.
- ✓ $\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration).

- ✓ $\gamma_s = 1.15$ (Coefficient de sécurité).
- ✓ Φ_s : Coefficient de scellement.
- ✓ $E_s = 200000\text{MPa}$.

c) Treillis soudés

Ce sont des mailles formées par des treillis soudés élastiquement en chaque point de croisement :

- TL50 ($\theta \geq 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{ MPa}$; $f_r = 550\text{ MPa}$.
- TL52 ($\theta < 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{ MPa}$.

1.2.4. Contraintes limites des aciers

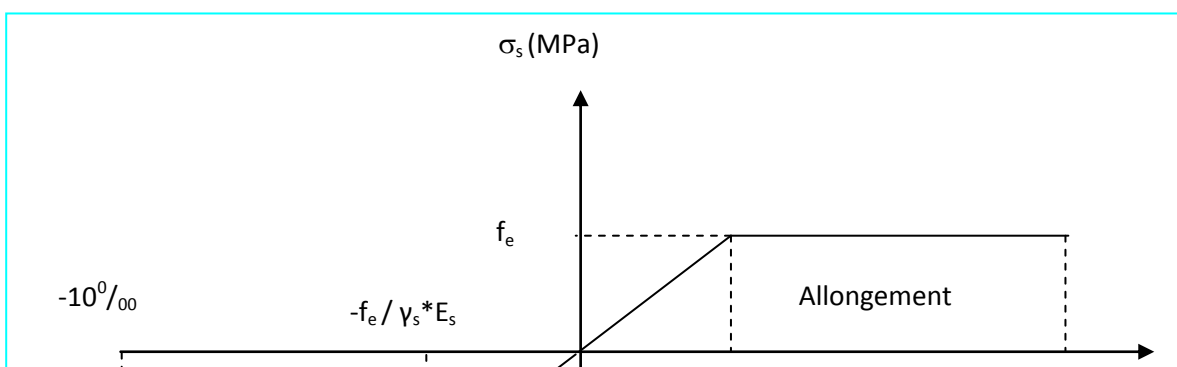
a) L'état limite ultime

σ_s : Résistance caractéristique ultime de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Pour les situations durables.} \\ 1 & \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

Soit pour un acier FeE400 $\rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPa}$.



b) L'état limite de service

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

1- fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2- fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [(2 / 3) * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}]$

3- fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 * f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}]$

Avec :

η : Coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses} \\ 1.6 & \text{Pour les aciers HA } \phi \geq 6\text{mm} \\ 1.3 & \text{Pour les aciers HA } \phi < 6\text{mm} \end{cases}$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

1.4. Indication générale sur les règles BAEL**I.4.1. Définition de l'état limite**

Un état limite est un état au delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour les quelles elle a été conçu, on distingue deux types d'états limites :

I.4.1.1. Etats limites ultimes (ELU)

Leur dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante d'un ouvrage.

Il existe trois états limites ultimes :

- Equilibre statique (exp. pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (exp. pas de rupture).
- Stabilité de forme (exp. pas de flambement).

1.4.1.2. Etat limite de service (ELS)

Le dépassement de cet état entraînera un désordre de fonctionnement.

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

Il existe trois états limites de service :

- Etat limite de déformation.
- Etat limite de compression du béton ou de traction des aciers.
- Etat limite d'ouverture des fissures.

1.4.2. Actions et sollicitations

1.4.2.1. Nature des actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure, et aux déformations imposées .elles proviennent donc :

- Des charges permanente.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

a) Actions permanentes:

- Poids propre des structures.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage....).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

b) Actions variables:

- Charge d'exploitation.
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

c) Actions accidentelles :

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séisme " E ", explosions, chocs et les incendies.

1.4.2.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les effets provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle; elles sont exprimées sous la forme des grandeurs de la résistance des matériaux qui vont permettre d'effectuer les justifications prévues par le règlement. Ce sont : le moment fléchissant (**M**), l'effort normale (**N**), l'effort tranchant (**V**), etc.

Combinaisons d'actions données par le RPA99 V2003 :

- **situations durables:** $\begin{cases} \text{ELU: } 1.35 * G + 1.5 * Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$
- **situations accidentelles:** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 * E \text{ pour les structures autostables,} \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

1.5. Réglementations et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code de Béton Armé)
- Le RPA99 révisée en 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL91 (Béton Armé aux Etats limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Réglementaire charges et surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règle de Calculs des Fondations Superficielles).

2.1. Introduction

Une fois la conception est faite, c'est à dire la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie, il faut fixer leurs dimensions. Chaque élément doit être dimensionné, vis à vis des conditions de résistance et de déformation .

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré-calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99(version2003) et du C.B.A 93. Pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

2.2. Pré dimensionnement des planchers

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

2.2.1. Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

L : longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles

$$L = 4 - 0.3 = 3.7 \text{ m}$$

$$ht \geq 370 / 22.5 = 16.44 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de la dalle (16+4) cm.

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

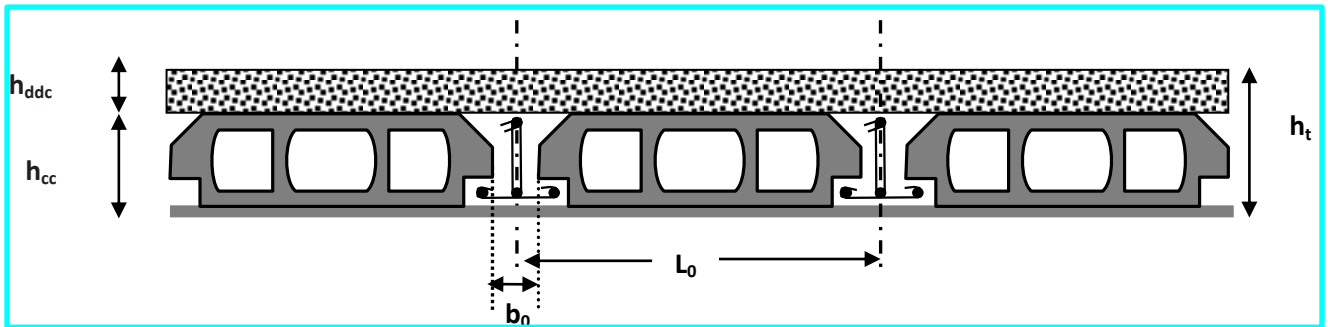


Figure 06: Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a) Résistance au feu

$e=7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.

$e=11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.

Condition vérifiée

$e=17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

b) Isolation phonique

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

Condition vérifiée

2.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

a. Les poutrelles

➤ Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

➤ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure 07.

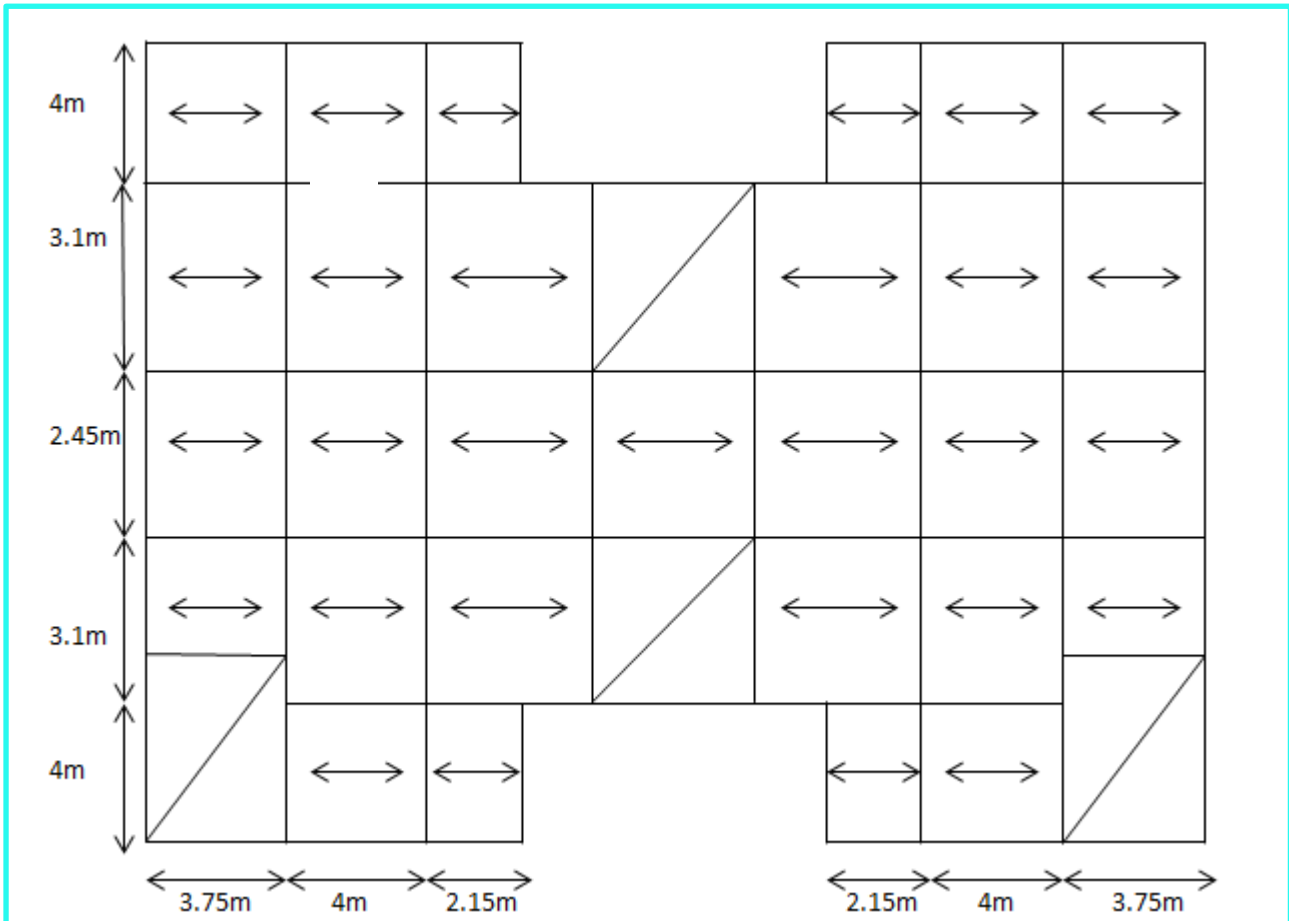


Figure 07 : disposition des poutrelles

➤ **Dimensionnement des poutrelles**

- **Détermination de la largeur de la table de compression**

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

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

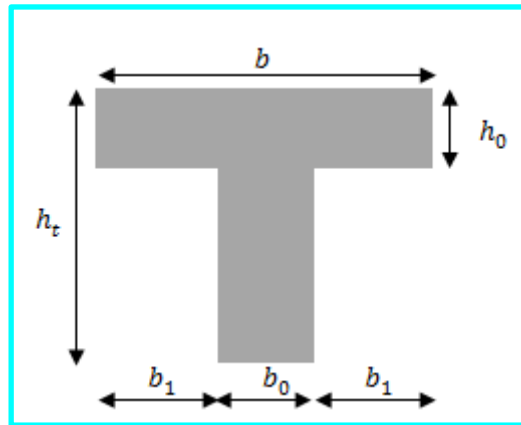


Figure 08 : coupe transversale d'une poutrelle

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 375 - 40 = 335 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 53 \text{ cm, } L_y = 335 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

2.2.2. Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$

➤ **Coupe-feu :**

$e \geq 7cm \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11cm \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

Dalle sur 2 appuis $\rightarrow e \geq 175/20 = 8.75cm$

Dalle sur quatre appuis $\rho = \frac{310}{390} = 0.79 > 0.4 \rightarrow$ (dalle de l'ascenseur)

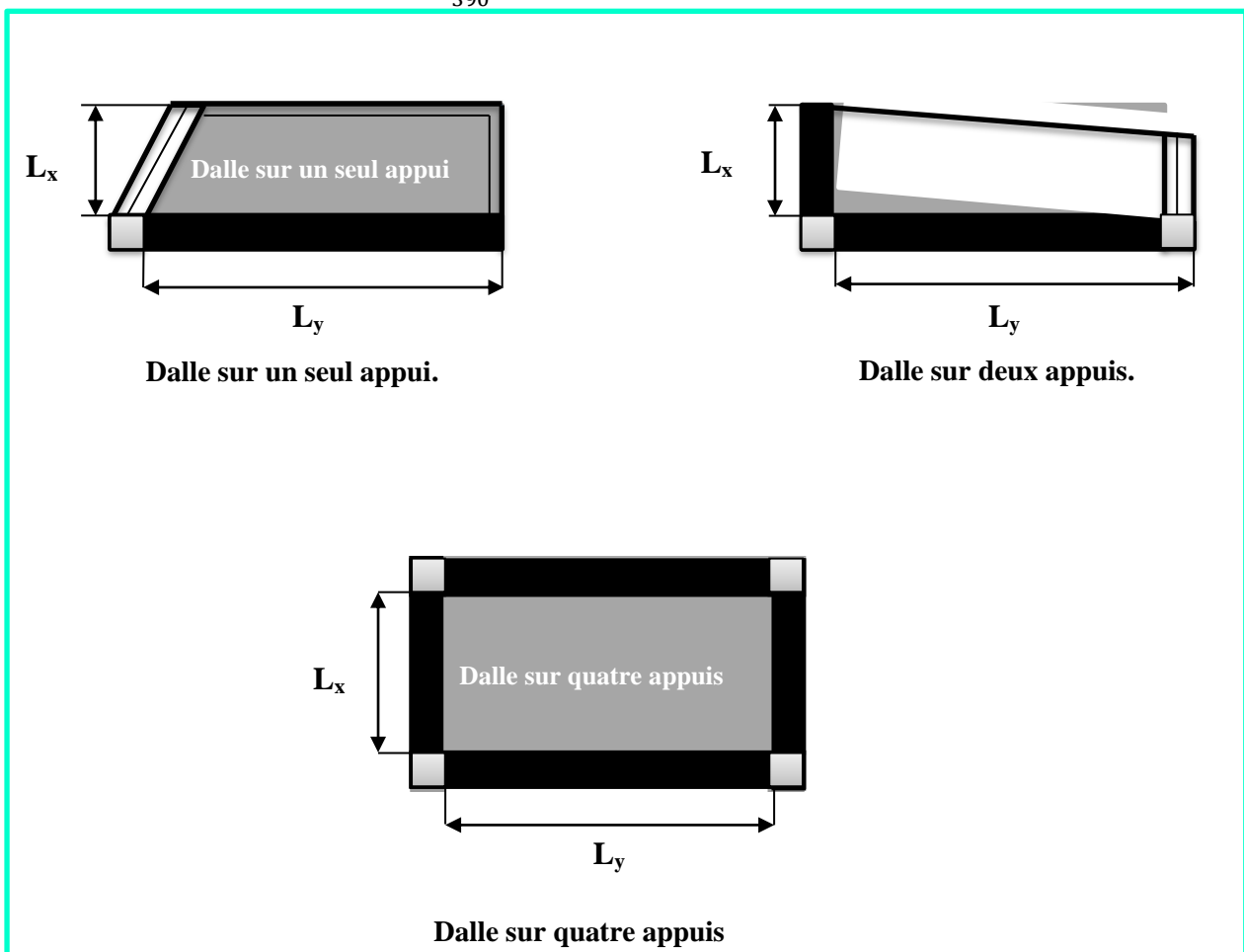


Figure 09 : les types des dalles plaines

On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur deux appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=12\text{cm}$.

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15cm** à cause de chargement important de l'ascenseur.

2.3. Les poutres

2.3.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$) D'où:

$$L_{\max} = 370\text{cm} \Rightarrow 24.67\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}$$

On prend : **$h=35 \text{ cm}$ et $b=30\text{cm}$**

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ **condition vérifiée**
- $h \geq 30\text{cm}$ **condition vérifiée**
- $h/b = 35/30 = 1.17 < 4$ **condition vérifiée**

2.3.2. Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 400 - 30 = 370\text{cm}$)

$$L_{\max} = 370\text{cm} \Rightarrow 24.67\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}.$$

On prend: **$h=35 \text{ cm}$ et $b=30 \text{ cm}$**

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

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

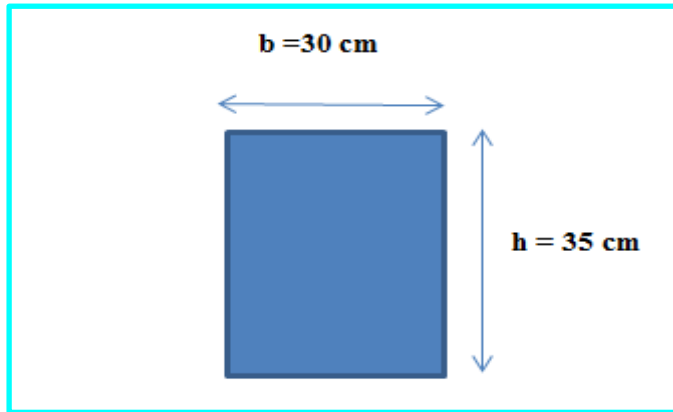


Figure 10 : Poutres principales et secondaires

2.4. Pré-dimensionnement de l'acrotère

Un mur acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé en périphérie de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, et il forme une paroi contre toute chute. L'acrotère du présent projet, s'aperçoit avec les dimensions définies sur la figure suivante

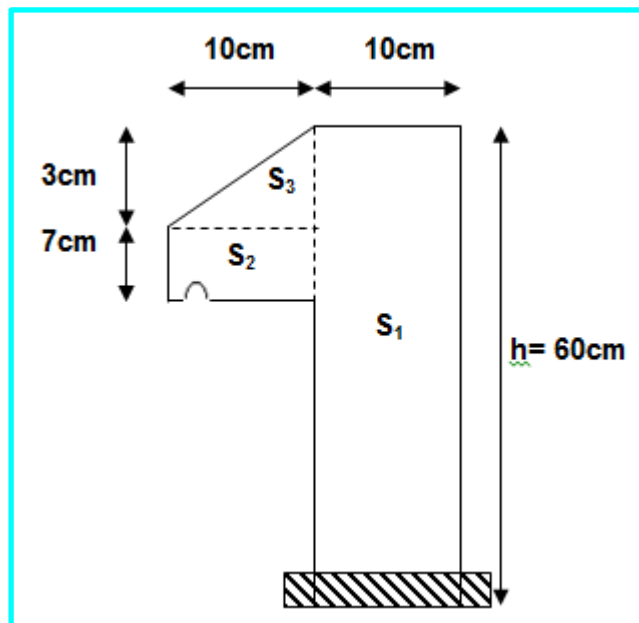


Figure 11 : coupe verticale d'un acrotère

2.5. Les escaliers

2.5.1. Terminologie

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

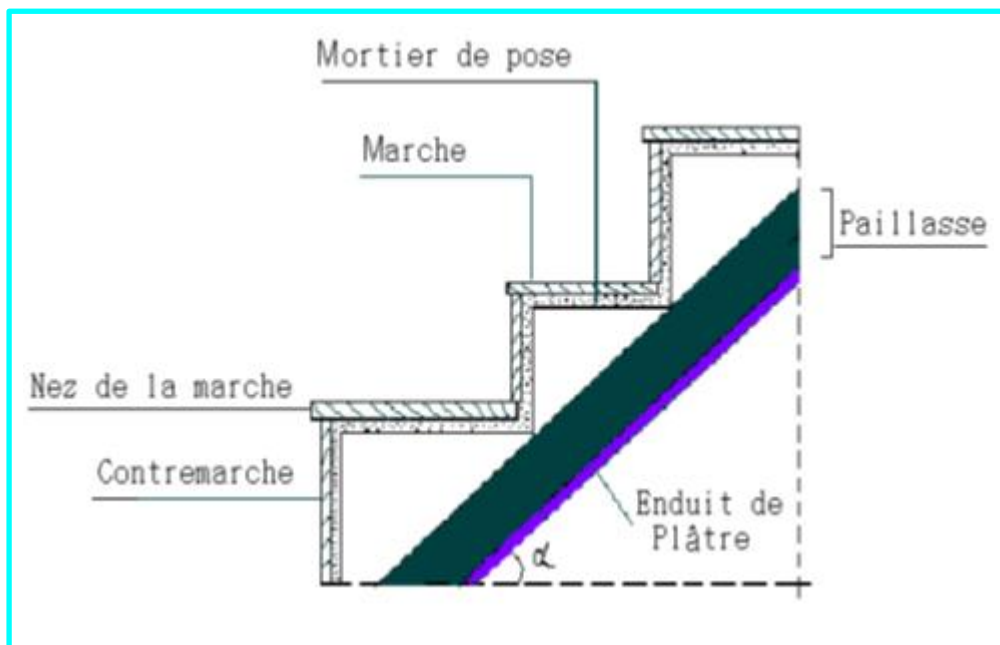


Figure 12 : Coupe verticale de l'escalier.

2.5.2. Types d'escaliers

On distingue dans notre projet trois types d'escalier :

- Escalier à une seule volée
- Escalier à deux volées
- Escalier à trois volées

2.5.3. Pré dimensionnement des escaliers

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

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L₀ : longueur projetée de la volée.

Avec : n - 1 : Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

A) Escalier entre sol 1 :

• **Première volée**

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 1.40 + \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} + 1.30 = 4.51 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{451}{30} \leq e \leq \frac{451}{20} \Rightarrow 15.03 \text{ cm} \leq e \leq 22.55 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : e = 18 cm.

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : L₀ = 150 cm ; H = 102 cm.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 6.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 5.**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : g = 30 cm.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17\text{cm}$.

➤ **Deuxième volée :**

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 1.30 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.20 = 5.35\text{m}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{535}{30} \leq e \leq \frac{535}{20} \Rightarrow 17.83\text{cm} \leq e \leq 26.75\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18 cm**.

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 240\text{ cm}$; $H = 153\text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9**.

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8**.

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}.$$

Donc : Le giron d'une marche est

La hauteur d'une contremarche est $h = 17\text{cm}$.

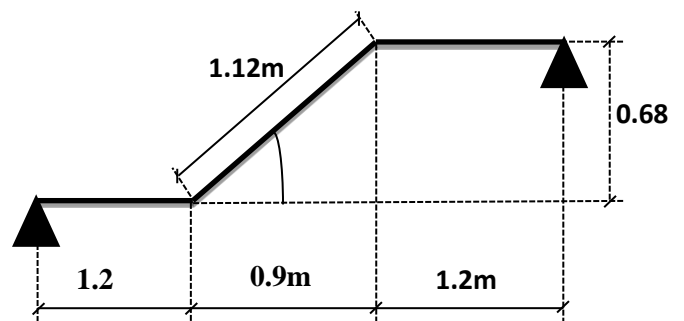
➤ **Troisième volé**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L_p'$.

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L_p' : longueur du palier d'arrivée.



$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 1.2 + \sqrt{0.9^2 + 0.68^2} + 2.7 = 5.03m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{503}{30} \leq e \leq \frac{503}{20} \Rightarrow 16.76cm \leq e \leq 25.15cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 90 \text{ cm}$; $H = 68 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90)n + 2 \times 68 = 0$$

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 4.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 3.**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{90}{3} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

- Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

- La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

B) Escalier entre sol 2 :

➤ **Première volée**

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 2.20 + \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} + 1.20 = 5.21m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{521}{30} \leq e \leq \frac{521}{20} \Rightarrow 17.37cm \leq e \leq 26.05cm \\ e \geq 11cm \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 150 \text{ cm}$; $H = 102 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 6$** .

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 5$** .

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$.

➤ **Deuxième volée et troisième volée**

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 1.2 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.20 = 5.25 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{525}{30} \leq e \leq \frac{525}{20} \Rightarrow 17.5 \text{ cm} \leq e \leq 26.25 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **$e = 18 \text{ cm}$** .

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 9$** .

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 8$** .

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

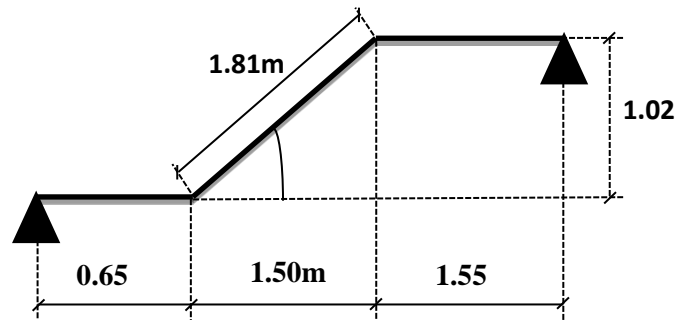
C) Escalier RDC (une seule volée)

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.



$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 0.65 + \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} + 1.55 = 401m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{401}{30} \leq e \leq \frac{401}{20} \Rightarrow 13.37cm \leq e \leq 20.05cm \end{array} \right.$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 18 cm$.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 150 cm$; $H = 102 cm$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 6$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 5$.

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

D) Escalier étage courant :

- **Premier et Deuxième volée :**

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 0.30 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.30 = 4.45m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{4.45}{30} \leq e \leq \frac{4.45}{20} \Rightarrow 14.83cm \leq e \leq 22.25cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18 cm**.

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9**.

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8**.

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

2.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$(3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est :

1^{er} Cas :

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 20 \text{ cm}$.

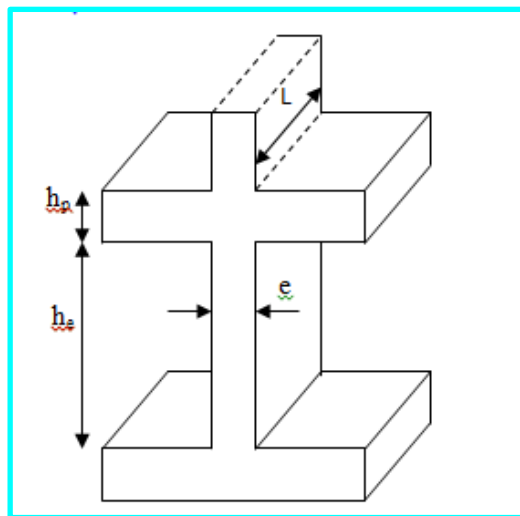


Figure 13 : Coupe de voile en élévation

2^{ème} Cas :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

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

2.7. Pré-dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

- R.D.C, entre sol 1, entre sol 2: $(b, h) = (60, 60) \text{ cm}^2$.
- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage : $(b, h) = (55, 55) \text{ cm}^2$.
- 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage: $(b, h) = (50, 50) \text{ cm}^2$.

$$7^{\text{ème}}, 8^{\text{ème}} \text{ étage: } (b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$$

2.8. Evaluation des charges et surcharges

2.8.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers

2.8.1.1. Plancher terrasse et plancher courant

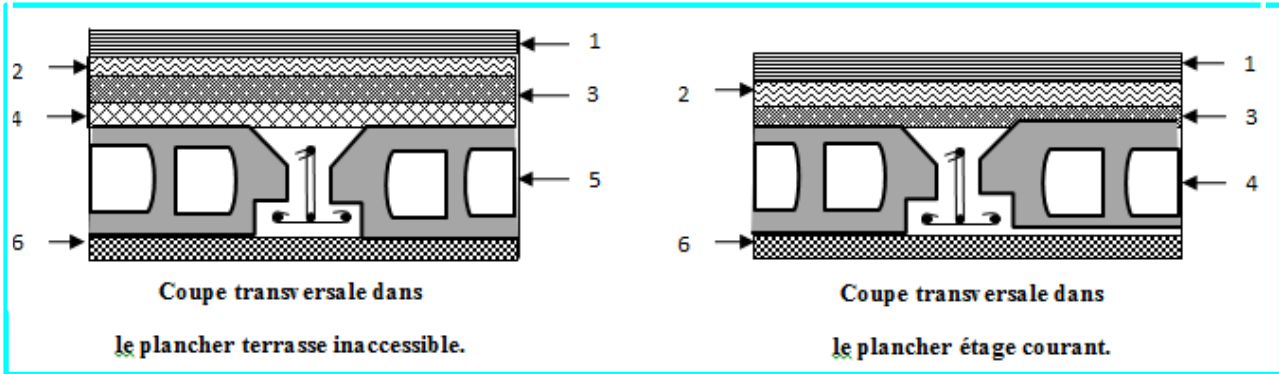


Figure 14 : coupe transversale dans le plancher a corps creux

Tableau 2 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids surfacique G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	5.75	1
Plancher Courant à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	/	5.33	1.5

2.8.1.2. Plancher à dalle pleine :

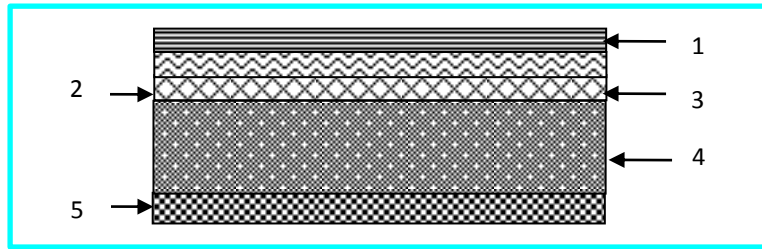


Figure 15 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau 03 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	4.48	3.5

Avec (Q) charges d'exploitations et (G) charges permanentes.

2.8.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

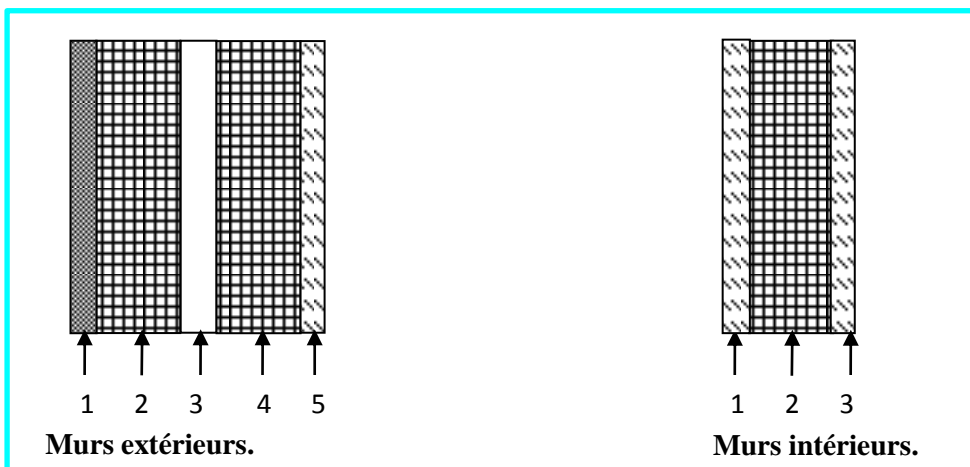


Figure 16 : coupe transversale des murs

Tableau 04 : évaluation de la charge (G) dans les murs intérieurs et extérieurs

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

2.8.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers

2.8.3.1. Les paliers

Tableau 05 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.18	4.50	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.98	2.5

➤ Les volées:

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paille et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e.$ (h/g).

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

- La volée 01 de (entre sol 01, 02 et étage courant et RDC)

Tableau 06 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.18	5.44	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	8.94	

- Le volée 02 de (entre sol 01, 02 et étage courant)

Tableau 07 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.18	5.33	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	8.83	

- La volée 03 de l'entre sol 01

Tableau 08 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.18	5.64	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	9.14	

2.9. Surcharge d'exploitation (Q)

- Plancher de entre sol 1et 2 (usage service): $Q = 250 \text{ kg/m}^2$
- Plancher RDC et 1er étage (usage service) : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$.
- plancher de 2 à 6 (usage d'habitation) : $Q=150 \text{ kg/ m}^2$
- plancher de 7 et 8 (usage d'habitation) : $Q=150 \text{ kg/ m}^2$
- terrasse inaccessible : $Q=100 \text{ kg/ m}^2$

2.10. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

- La loi de dégression des charges d'exploitation :

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

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

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

Poteau central « P »

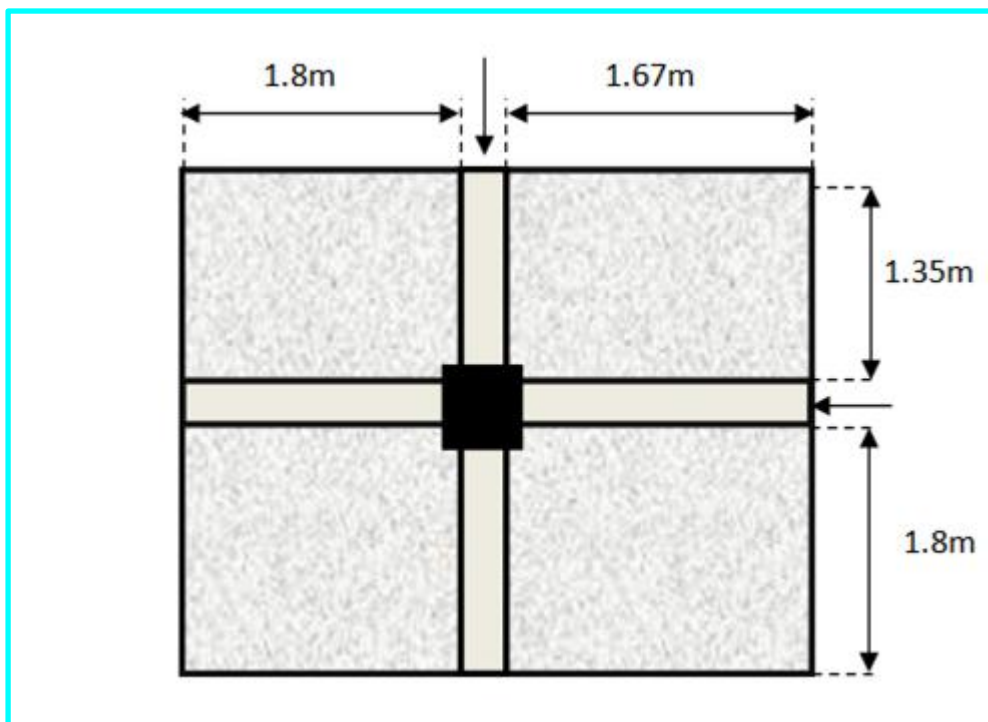


Figure 17: Surface afférente

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1.35 * 1.8) + (1.8 * 1.8) + (1.65 * 1.35) + (1.65 * 1.8)$$

$$S = 2.43 + 3.24 + 2.36 + 3.06$$

$$S = 10.93 \text{ m}^2$$

$$SQ = (1.8 + 1.65 + 0.4) * (1.8 + 0.4 + 1.35)$$

$$= 13.73 \text{ cm}^2$$

$$SQ1 = 13.73 - (0.4 * 0.4) = 13.57 \text{ cm}^2$$

Tableau 09: Descente de charges

Section	L'élément	G (KN)	Q (KN)
1-1	La terrasse		
	Plancher : 5.75*10.93	62.85	
	Poutre principales :0.3*0.35*25*4	10.5	
	Poutre secondaire : 0.3*0.35*25*4	10.5	
	Surcharge : 1*13.57		13.57
	Poteau :0.35*0.35*2.71*25	8.3	
2-2	Venant : 1-1 :	92.15	13.57
	Etage : 8		
	Plancher :5.33*10.93	58.25	
	Poutre principales :	10.5	
	Poutre secondaire :	10.5	
	Surcharge :1.5*13.57*1		20.35
	Poteau :	8.3	
3-3	Venant : 2-2 :	179.7	33.92
	Etage :7		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales	10.5	
	Poutre secondaire	10.5	
	Surcharge :		20.35
	Poteau :0.4*0.4*2.71*25	8.3	
4-4	Venant : 3-3- :	267.25	52.23
	Etage :6		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales	10.5	
	Poutre secondaire	10.5	
	Surcharge :		20.35
	Poteau :	10.84	
5-5	Venant : 4-4 :	357.34	68.51
	Etage :5		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales	10.5	
	Poutre secondaire	10.5	
	Surcharge :		20.35
	Poteau :	10.84	
6-6	Venant : 5-5	447.43	82.76
	Etage :4		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales	10.5	

	Poutre secondaire	10.5	
	Surcharge :		20.35
	Poteau :	10.84	
7-7	Venant : 6-6 :	537.52	94.97
	Etage :3		

	Plancher :	58.25	
	Poutre principales :	10.5	
	Poutre secondaire :	10.5	
	Surcharge :		20.35
	Poteau :	13.67	
8-8	Venant : 7-7 :	630.44	105.14

	Etage :2		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales :	10.5	
	Poutre secondaire :	10.5	
	Surcharge :		20.35
	Poteau :	13.67	
9-9	Venant : 8-8	723.36	113.28

	Etage :1		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales :	10.5	
	Poutre secondaire :	10.5	
	Surcharge :2.5*13.57		33.92
	Poteau :	13.67	
10-10	Venant : 9-9	816.28	128.21

	Etage :RDC		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales :	10.5	
	Poutre secondaire :	10.5	
	Surcharge : 2.5*13.57		33.92
	Poteau :	16.94	
11-11	Venant : 10-10	912.47	139.74

	Entre sol : 1		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales :	10.5	
	Poutre secondaire :	10.5	
	Surcharge :2.5*13.57		33.92
	Poteau :	23.31	
12-12	Venant : 11-11	1008.66	147.88

	Entre sol : 2		
	Plancher :	58.25	
	Poutre principales :	10.5	
	Poutre secondaire :	10.5	
	Surcharge :2.5*13.57		33.92
	Poteau :	16.94	
	Venant : 12-12	1111.22	152.63

2.10.1. Vérifications

- L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 * 1111.22 + 1.5 * 152.63$$

$$N_u = 1729.1 \text{ kN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N_u = 1902 \text{ KN}$

- Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}} = 0.134 \text{ m}^2 \quad B : \text{section du béton}$$

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

Tableau 10 : Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N_U (MN)	B (m^2)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Entre sol 1 et 2et; RDC et 1 ^{er} étage	1902×10^{-3}	3600×10^{-4}	7.6	Vérifiée
1 ^{er} étage 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	1423.72×10^{-3}	3025×10^{-4}	7.03	Vérifiée

4 ^{ème} étage 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	954.92×10^{-3}	2500×10^{-4}	5.97	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et le dernier poteaux de la terrasse	527.14×10^{-3}	2025×10^{-4}	4.32	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

➤ **Vérification au flambement :**

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

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } 0 \leq \lambda \leq 35$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 35 < \lambda \leq 50$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

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

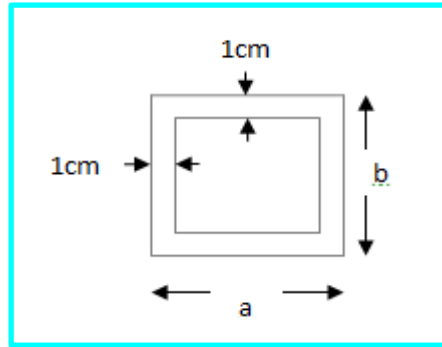


Figure 18 : section brute

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

$$A_s \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $A_s = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91(7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau 11 : Vérification au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
60×60	2500	2.86	271.6	18.81	0.803	3364	1902	1076.8
55×55	2025	2.86	200.2	15.41	0.818	2809	1423.72	791.25
50×50	1600	2.86	200.2	17.33	0.810	2304	954.92	536.11
45×45	1225	2.86	200.2	19.81	0.799	1849	527.14	299.93

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

- **Prévérification de l'effort normal réduit :**

Selon le RPA(art.7.1.3.3)il faut vérifier :

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

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau 12 : Pré-vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
Entre sol 1 et 2 et RDC	60×60	3600	1902	0.21	vérifiée
1 ^{er} étage, 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	3025	1423.72	0.19	vérifiée
4 ^{ème} étage 5 ^{ème} ,6 ^{ème} étage	50×50	2500	954.92	0.15	vérifiée
7 ^{ème} ,8 ^{ème} et terrasse	45×45	2025	527.17	0.10	vérifiée

2.11. Conclusion

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

-Poutres principales : 30×35cm².

-Poutres secondaires : 30×35cm².

-Poteaux du RDC, entre sol 1 et 2 : 60×60cm².

-Poteaux des étages 1,2, et 3 : 55×55cm².

-Poteaux des étages 4, 5 et 6 : 50×50cm².

-Poteaux des étages 7 et 8 : 45 ×45cm².

3. Calcul des planchers

3.1. Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

3.2. Etude des poutrelles

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

❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).

- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0 / 2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

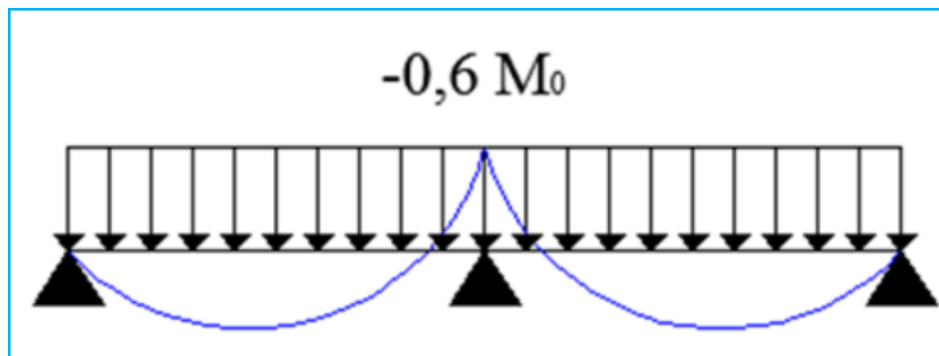


Figure 19 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

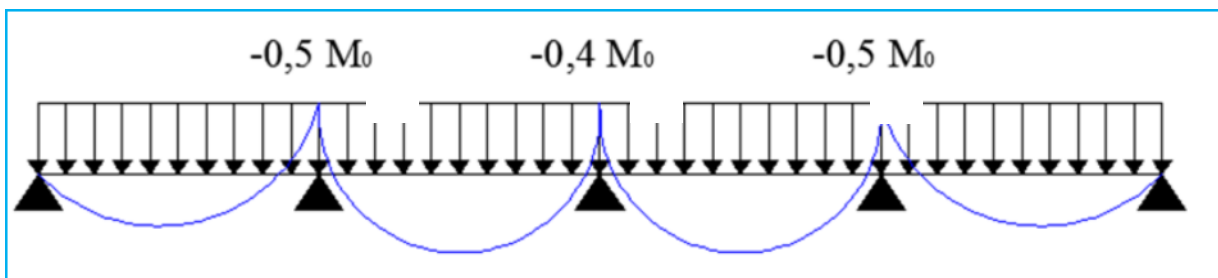


Figure 20 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appuis intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

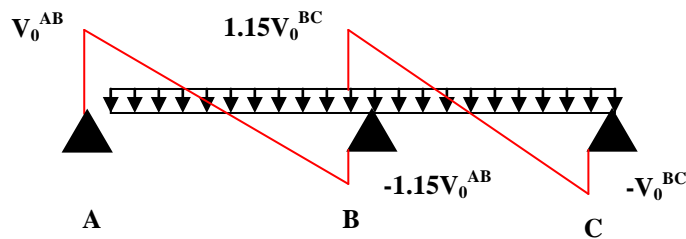


Figure 21 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

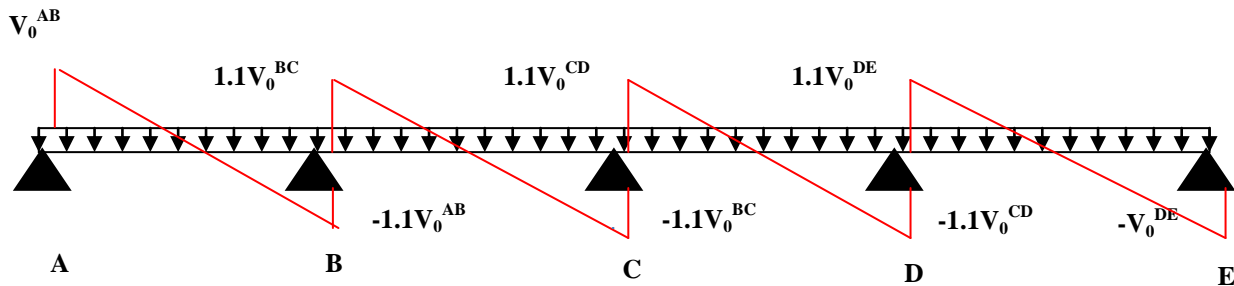


Figure 22 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

- Calcul des moments :

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b) En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.

✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- L'effort tranchant :

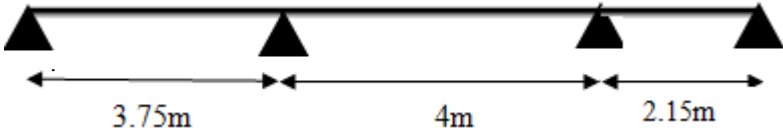
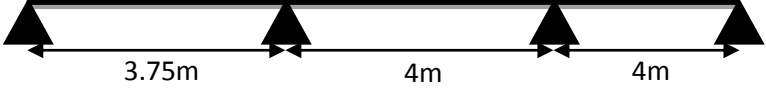
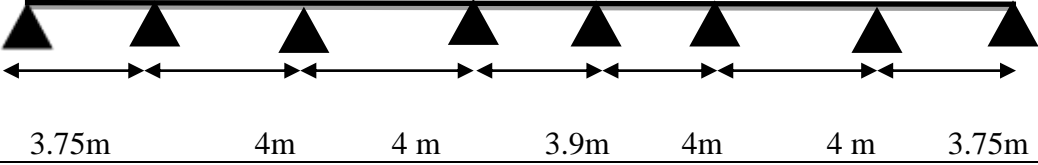
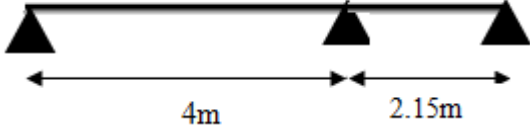
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

- Les Différents types de poutrelles :

On a 4 types de poutrelles :

Tableau 13 : Les Types de poutrelles (terrasse) :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1) \times 0.65 = 4.39 \text{ KN/ml.}$$

- Plancher étage courant :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (5.33 + 1.5) \times 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

- Combinaisons d’actions et calculs des charges :

Tableau 14 : Combinaisons d’action :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6.02	6.75	4.39
Plancher Etage courant	5,33	1.5	9.44	6,14	6.83	4,44
Entre sol 1 et 2 et RDC et premier etage	5.33	2.5	10.94	7.11	7.83	5.09

Le rapport (l_i / l_{i+1}) n’est pas vérifié pour les types 01 et 04, donc on applique :

- La méthode forfaitaire pour les types 02 et 03.
- La méthode de Caquot minoré pour les types 01 et 04.

Exemples de calcul :

- Application de la méthode de Caquot minoré pour le type 04 du plancher terrasse :

Etude d’une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode Caquot (poutrelle Type 4).

a. Vérification des conditions d’application de la méthode Caquot :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.33, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ **vérifiée.**
- $I = \text{constant}$ **vérifiée.**
- $L_i / l_{i+1} = 2.15/4 = 0.53$ compris entre 0.8 et 1.25 **non vérifiée.**
- $F.P.N.$ **..vérifiée.**

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant non vérifiées ; nous appliquons pour le calcul la méthode de Caquot minoré.

b. calcule des sollicitations :

À l’ELU :

$$p_u = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.39 \text{ KN/m}^2$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

- **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.02 \times (4)^2}{8} = 12.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.02 \times (2.15)^2}{8} = 3.47 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.39 \times (4)^2}{8} = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.39 \times (2.15)^2}{8} = 2.53 \text{ KN.m}$$

Tableau 15 : Les moments isostatiques max en travées :

travée	M0 (ELU) (KN.m)	M0 (ELS) (KN.m)
A-B	12.04	8.78
B-C	3.47	2.53

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

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

À l'LEU :

En appuis :

$$M_b = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.

✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$M_B = -6.137 \text{ KN.M}$$

À l'LES :

$$M_B = -4.444 \text{ KNm}$$

• **Les moments en travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

À l'ELU :

Travée AB :

On a $x = 1.74 \text{ m}$

$$M_t = 9.169 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

On a $x = 1.55$ m

$M_T bc = 1.08$ KN.m

- Calcul des efforts tranchants :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(Art L.III.3)}$$

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

Travée AB :

$$V_A = 10.50 \text{ KN}$$

$$V_B = -13.57 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 13.57 \text{ KN}$$

$$V_C = -3.62 \text{ KN}$$

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

Tableau 16 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.75	6.02	10.58	0	-6.28	7.67	9.61	-12.97
	BC	4	6.02	12.04	-6.28	-4.075	6.89	12.97	-11.49
	CD	2.15	6.02	3.47	-4.075	0	1.74	11.49	-4.57

Tableau 17 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.75	4.39	7.71	0	-4.54	5.60
	BC	4	4.39	8.78	-4.54	-2.951	5.04
	CD	2.15	4.39	2.53	-2.951	0	1.27

Tableau 18 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.75	6.02	10.58	-1.59	-9.01	8.10	11.29	- 12.42
	BC	4	6.02	12.04	-9.01	-3.67	6.62	13.25	- 13.25
	CD	4	6.02	12.04	-3.67	-1.80	9.36	13.25	- 12.04

Tableau 19 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.75	4.39	7.71	-1.16	-4.38	5.9
	BC	4	4.39	8.77	-4.38	-4.38	4.82
	CD	4	4.39	8.77	-4.38	-1.31	7.02

Tableau 20 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.75	6.02	10.58	-1.59	-6.21	8.1	11.29	-12.42
	BC	4	6.02	12.04	-6.21	-4.82	7.22	13.25	-12.04
	CD	4	6.02	12.04	-4.82	-4.82	7.82	12.04	-12.04
	DE	3.9	6.02	11.44	-4.82	-4.82	7.20	12.04	-12.04
	EF	4	6.02	12.04	-4.82	-4.82	7.82	12.04	-12.04
	FG	4	6.02	12.04	-4.82	-6.02	7.22	12.04	-13.25
	GH	3.75	6.02	10.58	-6.02	-1.59	8.1	12.42	-11.29

Tableau 21 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3) :

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.75	4.38	7.71	-1.16	-4.38	5.9
	BC	4	4.38	8.77	-4.38	-3.51	5.26
	CD	4	4.38	8.77	-3.51	-3.51	5.7
	DE	3.9	4.38	8.34	-3.51	-3.51	5.25
	EF	4	4.38	8.77	-3.51	-3.51	5.7
	FG	4	4.38	8.77	-3.51	-4.38	5.26
	GH	3.75	4.38	7.71	-4.38	-1.16	5.9

Tableau 22 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4	6.02	12.04	0	-6.13	9.17	10.50	-13.57
	BC	2.15	6.02	3.47	-6.13	0	1.08	13.57	-3.62

Tableau 23 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4	4.39	8.78	0	-4.44	6.69
	BC	2.15	4.39	2.53	4.44	0	0.8

Tableau 24 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.75	6.14	10.79	-1.62	-7.36	7.82	11.51	-13.25
	BC	4	6.14	12.28	-7.36	-1.84	9.40	14.12	-12.28

Tableau 25 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4	4.44	7.80	-1.17	-5.33	5.65
	BC	4	4.44	8.88	-5.33	-1.33	6.80

Tableau 26 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.75	6.14	10.79	-1.62	-6.14	8.43	11.52	-13.50
	BC	4	6.14	12.28	-6.14	-6.14	6.96	13.50	-13.50
	CD	4	6.14	12.28	-6.14	-1.84	10.02	13.50	-12.88

Tableau 27 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.75	4.44	7.8	-1.17	-4.44	6.1
	BC	4	4.44	8.88	-4.44	-4.44	5.02
	CD	4	4.44	8.88	-4.44	-1.33	7.24

Tableau 28 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.75	6.14	10.79	-1.62	-6.14	8.43	11.51	-13.50
	BC	4	6.14	12.28	-6.14	-4.91	7.56	13.50	-12.28
	CD	4	6.14	12.28	-4.91	-4.91	78.18	12.28	-12.28
	DE	3.9	6.14	11.67	-4.91	-4.91	7.53	12.28	-12.28
	EF	4	6.14	12.28	-4.91	-4.91	8.18	12.28	-12.28
	FG	4	6.14	12.28	-4.91	-6.02	7.56	12.28	-13.25
	GH	3.75	6.14	10.79	-6.14	-1.62	8.43	13.50	-11.51

Tableau 29: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.75	4.44	7.80	-1.17	-4.44	6.10
	BC	4	4.44	8.88	-4.44	-3.55	5.47
	CD	4	4.44	8.88	-3.55	-3.55	5.91
	DE	3.9	4.44	8.44	-3.55	-3.55	5.44
	EF	4	4.44	8.88	-3.55	-3.55	5.91
	FG	4	4.44	8.88	-3.55	-4.44	5.47
	GH	3.75	4.44	7.80	-4.44	-1.17	6.10

Tableau 30 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4) :

Type de poutrel	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4	6.14	12.28	0	-6.47	9.25	10.66	-13.9
	BC	2.15	6.14	3.54	-6.47	0	1.04	13.9	-3.58

Tableau 31 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN .m)
Type 1	AB	4	4.44	8.88	0	-4.64	6.70
	BC	2.15	4.44	2.56	-4.64	0	0.76

Tableau 32 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC et étage 1 (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN / m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4	7.11	14.23	-2.13	-8.54	11.32	14.23	-16.36
	BC	4	7.11	14.23	-8.54	-2.13	11.32	16.36	-14.23

Tableau 33 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC et étage 1 (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4	5.09	10.18	-1.53	-6.10	8.10
	BC	4	5.09	10.18	-6.10	-1.53	8.10

Tableau 34 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC et étage 1 (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.75	7.11	12.50	0	-7.11	10.14	13.34	-15.65
	BC	4	7.11	14.23	-7.11	-7.11	8.47	15.65	-15.65
	CD	4	7.11	14.23	-7.11	0	12.03	15.65	-14.23

Tableau 35 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC et étage 1 (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.75	5.09	8.94	0	-5.09	7.25
	BC	4	5.09	10.18	-5.09	-5.09	6.06
	CD	4	5.09	10.18	-5.09	0	8.60

Tableau 36: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC et étage 1 (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.75	7.11	12.50	-1.87	-7.11	10.15	13.34	-15.29
	BC	4	7.11	14.23	-7.11	-7.11	8.47	15.65	-15.65
	CD	4	7.11	14.23	-7.11	0	12.03	15.65	-14.23

Tableau 37 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC et étage 1 (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.75	5.09	8.95	-1.34	-5.09	7.26
	BC	4	5.09	10.18	-5.09	-5.09	6.06
	CD	4	5.09	10.18	-5.09	-1.53	8.61

Tableau 38 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC et étage 1 (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.75	7.11	12.50	0	-7.11	10.15	13.34	-14.67
	BC	4	7.11	14.23	-7.11	-5.69	9.19	15.65	-14.23
	CD	4	7.11	14.23	-5.69	-5.69	9.9	14.23	-14.23
	DE	3.9	7.11	13.53	-5.69	-5.69	9.13	14.23	-14.23
	EF	4	7.11	14.23	-5.69	-5.69	9.9	14.23	-14.23
	FG	4	7.11	14.23	-5.69	-7.11	9.19	14.23	-15.65
	GH	3.75	7.11	12.50	-7.11	0	10.15	15.65	-13.34

Tableau 39 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC et étage 1 (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.75	5.09	8.95	0	-5.09	7.26
	BC	4	5.09	10.18	-5.09	-4.07	6.57
	CD	4	5.09	10.18	-4.07	-4.07	7.08
	DE	3.9	5.09	9.68	-4.07	-4.07	6.53
	EF	4	5.09	10.18	-4.07	-4.07	7.08
	FG	4	5.09	10.18	-4.07	-5.09	6.57
	GH	3.75	5.09	9.95	-5.09	0	7.26

Tableau 40 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC et etage 01 (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4	7.11	14.23	0	-7.85	10.57	12.26	-16.19
	BC	2.15	5.09	4.10	-7.85	0	1.12	16.19	-3.99

Tableau 41 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC et etage 01 (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4	5.09	10.18	0	-5.56	7.58
	BC	2.15	5.09	2.94	-5.56	0	0.81

Tableau 42 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol 01 et 02 (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.75	7.11	12.50	0	-7.11	10.15	13.34	-14.67
	BC	4	7.11	14.23	-7.11	-5.69	9.19	15.65	-14.23
	CD	4	7.11	14.23	-5.69	-5.69	9.9	14.23	-14.23
	DE	3.9	7.11	13.53	-5.69	-5.69	9.13	14.23	-14.23
	EF	4	7.11	14.23	-5.69	-5.69	9.9	14.23	-14.23
	FG	4	7.11	14.23	-5.69	-7.11	9.19	14.23	-15.65
	GH	3.75	7.11	12.50	-7.11	0	10.15	15.65	-13.34

Tableau 43 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol 01 et 02 (type) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.75	5.09	8.95	-0.76	-5.09	7.26
	BC	4	5.09	10.18	-5.09	-4.07	6.57
	CD	4	5.09	10.18	-4.07	-4.07	7.08
	DE	3.9	5.09	9.68	-4.07	-4.07	6.53
	EF	4	5.09	10.18	-4.07	-4.07	7.08
	FG	4	5.09	10.18	-4.07	-5.09	6.57
	GH	3.75	5.09	9.95	-5.09	-0.76	7.26

Tableau 44: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol 01 et 02 (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4	7.11	14.23	-1.07	-7.11	12.03	14.22	-15.64
	BC	4	7.11	14.23	-7.11	-5.69	9.18	15.64	-15.64
	CD	3.9	7.11	13.53	-5.69	-5.69	9.13	15.25	-15.25
	DE	4	7.11	14.23	-5.69	-7.11	9.18	15.64	-15.64
	EF	4	7.11	14.23	-7.11	-1.07	12.03	15.64	-14.23

Tableau 45 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol 01 et 02 (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4	5.09	10.18	-0.76	-5.09	8.61
	BC	4	5.09	10.18	-5.09	-4.07	6.57
	CD	3.9	5.09	9.68	-4.07	-4.07	6.57
	DE	4	5.09	10.18	-4.07	-5.09	6.57
	EF	4	5.09	10.18	-5.09	-0.76	8.61

Ferraillage des poutrelles:

Exemple de calcul étage 1 et RDC type (1) :

$$M_t = 11.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -8.54 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -2.13 \text{ KN.m}$$

$$V = 16,36 \text{ KN}$$

En travée :

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend $b=65\text{cm}$, dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale 4 m

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{11.32 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.048$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11.32 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2.$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \text{ (Art A.4.2.1 [1]).}$$

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

$A_t > A_{min}$ *Condition vérifiée.*

On opte pour 3HA10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 8.54 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.54 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.154 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.211$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.211) = 0.165 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{8.54 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA12+1HA10 avec $A = 1.92 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 2.13 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.038$$

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

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.048$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec A=0.5cm².

Vérifications àELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 16.36 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16.36 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.757 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale (Φ_L = 8mm).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 12 / 10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier Φ6.

Donc la section d'armatures transversales sera : A_t = 2Φ6 = 0.57cm².

• **Espacement S_t :**

L'espace des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

$$1). St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16.2cm$$

$$2). St \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{tj} K)} \quad (III-9) \text{ (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.757 - 0.3 \times 2.1)} = 119.68cm$$

$$St \leq 119.68cm$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.47m = 47cm$$

$$St = \min (1; 2; 3)$$

Soit $St = 15cm$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (ArtA.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 16.36 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.03 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86cm^2.$$

$$1.15 \times 16.36 \times 10^{-3} / 400 = 0.47cm^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_S \geq 1.15/f_e (V_u + M_u/0.9d). \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1])}.$$

$$A_S = 2.36 + 2.03 = 4.39 \text{ m}^2.$$

$$1.15/400(16.36 - 8.54 \times 10^{-3}/0.9 \times 0.18) = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_S \geq 1.15/f_e(V_u + M_u/0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.265 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 0.01636 \text{ MN} < 0.265 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}.$$

En travée :

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$32.5y^2 + 42.9y - 652.2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.86\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 8349.90 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.0081}{0.00008349} * 0.0386 = 3.74 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

En appuis intermédiaires :

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 24.36y - 438.48 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 6.75\text{cm}$

Calcul de I:

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

$$I = 10517.34\text{cm}^4.$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

- **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}.$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.050 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{vérifié}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 7.44 \text{ cm .}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = 7.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (v-h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d-v)^2 + 15 \times A_{sc} (v-d')^2$$

$I_0=20213.29\text{cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$
 Déformation différée.

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 23164.20\text{MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40\text{MPa}$.

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

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

- Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 2.5) = 5.09 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 6.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 10.18 \text{ KN.m}$$

$$y = 7.44 \text{ cm}$$

$$I_0 = 20213.29 \text{ cm}^4$$

$$I = 13092.53 \text{ m}^4$$

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

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.12) \times 0.011} = 3.73$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.73 = 1.49$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{0.005 \times (0.18 - 0.0744)}{0.00013092} = 60.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{0.00692 \times (0.18 - 0.0744)}{0.00013092} = 83.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{0.01018 \times (0.18 - 0.0744)}{0.00013092} = 130.67 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 60.49 + 2.1} = 0.23 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 83.72 + 2.1} = 0.36 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 130.67 + 2.1} = 0.53 > 0$$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.23)} = 11967.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^f = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.36)} = 9490.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^f = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.53)} = 7469.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^f = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (1.49 \times 0.36)} = 14471.89 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5 \times 16}{3.21642 \times 11967.6} = 0.002 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.92 \times 16}{3.21642 \times 9490.6} = 0.0036 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{10.18 \times 16}{3.21642 \times 7496.05} = 0.0067 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{10.18 \times 16}{3.21642 \times 14471.89} = 0.0035 \text{ m}$$

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

$$\Delta f_t = 0.0035 - 0.002 + 0.0067 - 0.0035 = 0.0047 \leq 0.98 \dots\dots\dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 46 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage 1 +RDC+entre sol 1 et 2 :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{ij} (cm ⁴)	I _{gi} (cm ⁴)	I _{pi} (cm ⁴)	I _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.76	1309 2.53	20213.29	11967.6	9490.62	7469.05	14471.69	0.047	0.98

Tableau 47 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Terrasse :

	M_t (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	12.04	0.04	0.051	0.176	1.96	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	7.22	0.130	0.174	0.167	1.24	0.26	1HA10+1HA8 1.29
En appui de rive	1.80	0.032	0.040	0.177	0.29	0.26	1HA8 0.50

Pour le plancher étage courant, RDC, étage 1 et les Entresols, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 48: Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Etage courant 7-8 :

	M_t (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	11.32	0.038	0.048	0.176	1.85	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	8.54	0.154	0.211	0.165	1.49	0.26	1HA10+1HA8 1.29
En appui de rive	1.84	0.038	0.048	0.176	0.38	0.26	1HA8 0.50

Tableau 49 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant 2 à 6 :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	12.28	0.041	0.052	0.176	2	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	7.36	0.133	0.179	0.167	1.18	0.26	1HA10+1HA8 1.29
En appui de rive	1.84	0.006	0.007	0.179	0.29	0.26	1HA8 0.50

Tableau 50 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage 01 et RDC :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	14.23	0.047	0.060	0.175	2.34	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	8.54	0.154	0.211	0.165	1.49	0.26	1HA12+1HA8 1.63
En appui de rive	2.13	0.038	0.049	0.176	0.35	0.26	1HA8 0.50

Tableau 51 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher entre sol 01 et 02 :

	M_t (K N.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	12.03	0.21	0.31	0.15	2.20	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	7.11	0.129	0.173	0.167	1.22	0.26	1HA12+1HA8 1.63
En appui de rive	1.07	0.019	0.024	0.178	0.17	0.26	1HA8 0.50

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau 52 : Le ferrailage des différentes poutrelles :

POUTRELLE	ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)	
	Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)		
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.29	1HA8 = 0.50	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	1,24	1HA8 + 1HA10 = 1.29	2HA6= 0,57
	Travée	1.96	3HA10 = 2.36	2HA6= 0,57
Plancher étage courant	Appuis de rive	0,30	1HA8 = 0.50	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	1,49	1HA8 + 1HA10 = 1.29	2HA6= 0,57
	Travée	2	3HA10 = 2.36	2HA6= 0,57
Plancher Etage 1 et RDC	Appuis de rive	0,35	1HA8 = 0.50	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	1,49	1HA8 + 1HA12 = 1.63	2HA6= 0,57
	Travée	2.34	3HA10 = 2.36	2HA6= 0,57
Plancher Entre sol 01 et 02	Appuis de rive	0,35	1HA8 = 0.50	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	1,22	1HA8 + 1HA12 = 1.63	2HA6= 0,57
	Travée	2.19	3HA10 = 2.36	2HA6= 0,57

Tableau 53 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher étage 1 et RDC			
Plancher entre sol 01 et 02			

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm..... *condition vérifiée.*

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 30 cm..... *condition vérifiée.*

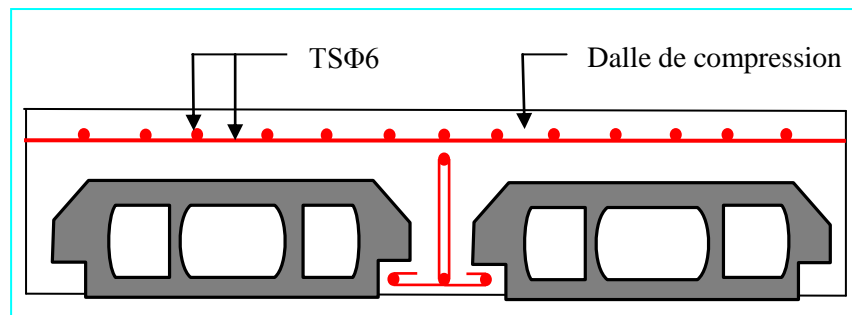


Figure 23 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3.3. Dalles pleines

3.3.1. Introduction

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type :

1. Dalle sur un seul appui.(deux cas)
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur trois appuis

4. Dalle sur quatre appuis

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

a).1^{er} Type de Balcon(cas 01) : C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),

: $L_x = 1.50m$,

$L_y = 3.25 m$

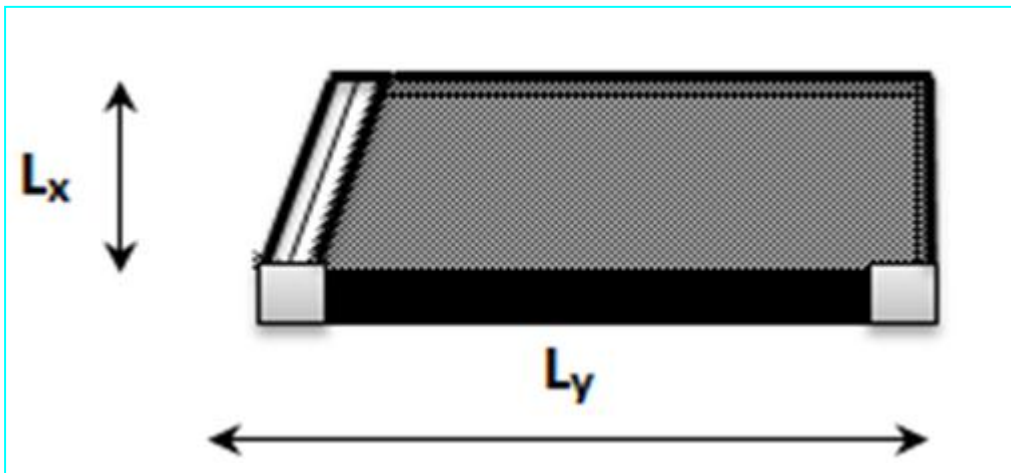


Figure 24 : dalle sur un seul appuis

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

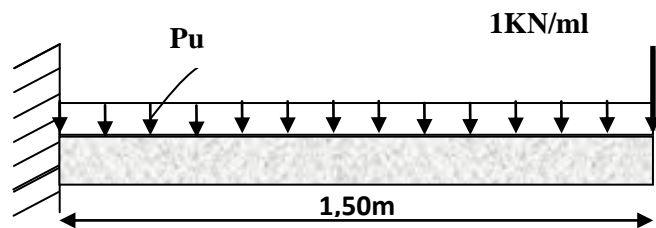
Soit :

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 1 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des sollicitations :



A l'ELU :

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q)$$

$$P_u = (1,35 \times 4,48 + 1,5 \times 3,5) = 11,3 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(11,3 \times 1,50^2) / 2] + 1,35 \times 1 \times 1,50 = 14,74 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (14,21 \times 1,50) + 1 \times 1,35 = 22,66 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{14,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,2} = 0,104, \quad \mu_{bu} < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha=0.137 ; Z= 9.45\text{cm}$$

$$A_s = (14.74 \times 10^{-3} / 0.0945 \times 348) = 4,48 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_c = 1.2 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{\min} < A_s$$

Donc on adopte $A_t = 4,48 \text{cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 4HA12/ml = $4,52 \text{cm}^2/\text{ml}$.

- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (4,52/3) = 1,50 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit 3HA8/ml = $1,51 \text{cm}^2/\text{ml}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 54 : Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	Acalculée (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
14.74	0.104	0.137	0.945	4,48	1.2	4HA12/ml=4,52

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2,5 \times 12, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 4HT12, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,226 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4,48 + 3,5) = 7,98 \text{KN/m}$$

$$M_s = [(7,98 \times 1,50^2) / 2] + 1 \times 1,50 = 10,47 \text{KN.M}$$

- Vérification de σ_{bc} :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4,52) y - (15 \times 4,52 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 678 = 0$$

$$y = 3,06 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,06^3 + 15 \times 4,52 (10 - 3,06)^2$$

$$I = 4220,57 \text{ cm}^4$$

- Calcul de σ_{bc} :

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

$$\sigma_{bc} = (10,47 \times 10^{-3} \times 0,0306) / (4220,57 \times 10^{-8}) = 7,59 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque de fissuration du béton .}$$

- Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 10,47 \times 10^{-3} \times (0,1 - 0,0306)] / 4220,57 \times 10^{-8} = 258,24 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta = 1,6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots$ *Condition non vérifiée, donc on*

varedimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{10,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 201,63} = 5,19 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.34$

$$A_{st} = 5,85 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.5} = 0.08 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00614 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Vérification de la flèche :** Avec le logiciel **SOCOTEC**, on trouve les résultats suivants :

Calcul des flèches pour une console de section rectangulaire

Données saisies :

- Portée de la console : **1.50m**
- Largeur de la section : **1.00 m**
- Hauteur de la section : **0,12m**
- Position du centre de gravité des armatures tendues : **0,02m**
- Position du centre de gravité des armatures comprimées : **0,02 m**
- Section des armatures tendues : **6,16cm²**
- Section des armatures comprimées : **0cm²**
- Contrainte du béton : **25MPa**
- Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) : **3.375KN.m**
- Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) : **5.04KN.m**
- Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) : **8.415KN.m**

Résultats de calcul :

- Flèche due aux charges permanentes (fgv) : 1.83mm
- Flèche due aux charges totales (fgq) : **1.91mm**
- Flèche totale : **2.63mm**
- Flèche totale admissible : **6 mm**

La vérification de flèche totale est satisfaisante.

• Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA14 = 6,16\text{cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 5HA8 = 2.51\text{cm}^2/\text{ml.} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

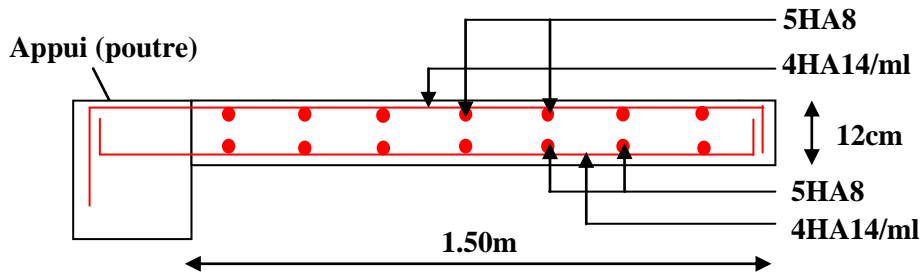


Tableau 56 : Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle (cas 02) :

Avec :

$$L_x = 0.70 \text{ m}$$

$$L_y = 2.15 \text{ m}$$

M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	Acalculée(cm ²)	Amin(cm ²)	A adoptée (cm ²)
3.71	0.026	0.033	0.098	1.08	1.2	2HA10/ml = 1.57

• Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 12, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 2HT10, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,113 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A P'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4.48+3.5) = 7,98 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(7,98 \times 0.70^2)/2] + 1 \times 0.70 = 2.65 \text{ KN. m}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 1.57) y - (15 \times 1.57 \times 10) = 0$$

$$50 y^2 + 23.55 y - 235.5 = 0$$

$$y = 1.95 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 1.95^3 + 15 \times 1.57 (10 - 1.95)^2$$

$$I = 1652.85 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

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

$\sigma_{bc} = (2.65 \times 10^{-3} \times 0.0195) / (1652.85 \times 10^{-8}) = 3.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ pas de risque de fissuration du béton .

- **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 2.65 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0195)] / 1652.85 \times 10^{-8} = 193.60 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta=1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ *Condition vérifiée.*

• **La flèche**

$$\frac{ht}{l} = \frac{12}{70} = 0.17 > \max\left(\frac{3}{80}, 0.05\right) = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0015 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Ferraillage :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{cm}^2/\text{ml.} \end{array} \right.$$

Schéma de ferraillage

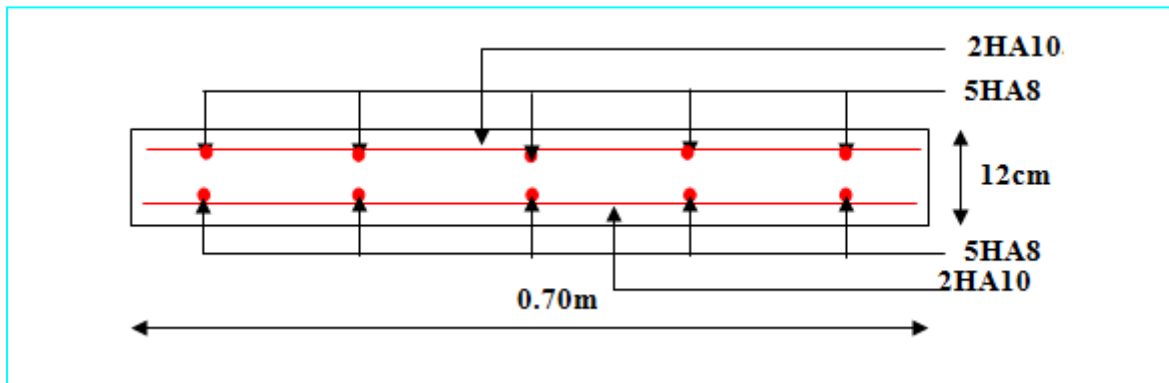


Tableau 57 : Résultats de ferraillage du 1^{er} type de dalle (cas 02) :

Avec :

$L_x = 0.70 \text{ m}$

$L_y = 3.20 \text{ m}$

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	A	Z(m)	Acalculée (cm^2)	Amin (cm^2)	A adoptée (cm^2)
3.34	0.023	0.029	0.098	0.98	1.2	2HA10/ml = 1.57

- Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2,5 \times 12, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 2HT10, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3,43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,0345 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4,48+2,5) = 6,98 \text{KN/m}$$

$$M_s = [(6,98 \times 0,70^2)/2] + 1 \times 0,70 = 2,41 \text{KN. m}$$

- Vérification de σ_{bc} :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 1,57) y - (15 \times 1,57 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 23,55y - 235,5 = 0$$

$$y = 1,95 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 1,95^3 + 15 \times 1,57 (10 - 1,95)^2$$

$$I = 1652,85 \text{cm}^4$$

- Calcul de σ_{bc} :

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

$\sigma_{bc} = (2.41 \times 10^{-3} \times 0.0195) / (1652.85 \times 10^{-8}) = 2.84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ pas de risque de fissuration du béton .

- Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 2.41 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0195)] / 1652.85 \times 10^{-8} = 176.06 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- La flèche

$$\frac{ht}{l} = \frac{12}{70} = 0.17 > \max \left(\frac{3}{80}, 0.05 \right) = 0.05 \dots\dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0015 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- Ferrailage :

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ A_{st}^y = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}. \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage

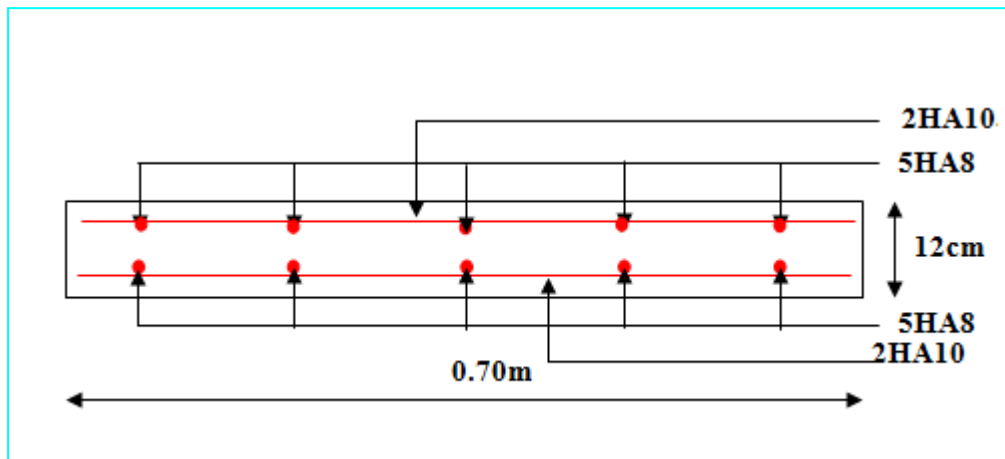


Figure 25 : Schémas de ferrailage de dalle pleine (type 02)

B).2^{ème} type : dalle sur deux appuis (etage ,01):

$$L_x = 1.85 \text{ m.}$$

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

$$p = \frac{1.85}{4} = 0.46 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

- **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.99 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 3.35 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.84 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -1.97 \text{ KN.m.}$$

- **Le ferrailage :**

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.023 \Rightarrow A_s = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.46) \times 100 \times 12 = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y-y :

$$\mu = 0.00697 \Rightarrow A_s = 0.287 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.46 > 0.4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour } FeE400$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t = (100/3) = 33 \text{ cm}.$$

$$\text{Sens y-y: } S_t = (100/3) = 33 \text{ cm}.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 58 : Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	3.35	0.023	0.029	0.0988	0.97	1.21	1,51=3HA8	33
Y	0.84	0.0069	0.0086	0.0996	0.23	0.96	1,51=3HA8	33
En appui								
X et Y	1.97	0.0138	0,0174	0,0993	0,57	1.21	1,51=3HA8	33

- Vérifications :

A l'ELU :

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.29 \times 1.85}{2} \times \frac{4^4}{4^4 + 1.85^4} = 9.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.083 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.083 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

- Vérification de σ_{bc} :

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

$$\frac{100}{2}y^2 + (15 \times 1.51)y - (15 \times 1.51 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 22.65y - 226.5 = 0$$

$$y = 1.91 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 1.91^3 + 15 \times 1.51 (10 - 1.91)^2$$

$$I = 1714.66 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = (2.87 \times 10^{-3} \times 0.0191) / (1714.66 \times 10^{-8}) = 3.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{ pas de risque de fissuration du béton .}$$

• **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 2.87 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0191)] / 1714.66 \times 10^{-8} = 203.11 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Fissuration}$$

nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée,}$$

donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{2.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 201,63} = 1.42 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.34$

$$A_{st} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **La flèche :**

$$\frac{ht}{l} = \frac{12}{1.85} = 0.064 > \max\left(\frac{3}{80}, 0.05\right) = 0.05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,00151 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Vérification de la flèche :**

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 59 : Evaluation de la flèche dans le 2^{ème} type de dalle :

L (m)	b (m)	h (m)	As _t (cm ²)	As _c (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.85	1.00	0.12	2.26	1.51	25	1.09	1.63	2.90	0.32	3.7

• **Ferrailage :**

$$S_t = 33\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2/\text{ml}. \\ A_{st}^y = 2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2/\text{ml}. \end{array} \right.$$

• **Schéma de ferrailage :**

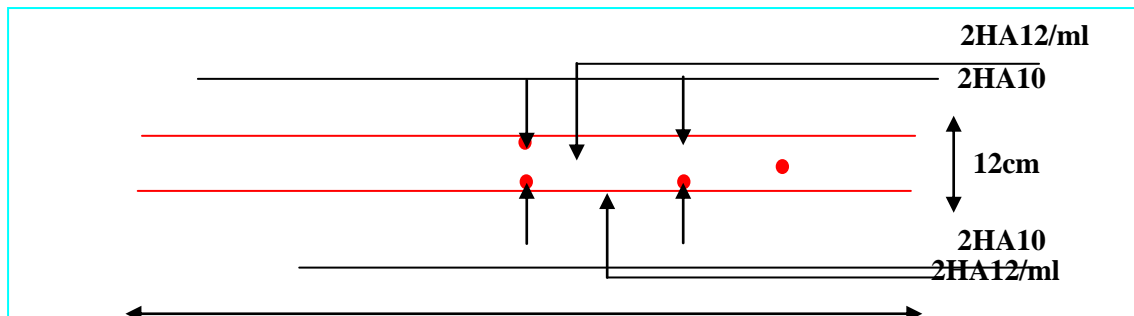


Figure 26 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine type N° 2.

3.3.1.1. Dalle plein sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur

❖ Evaluation des charges :

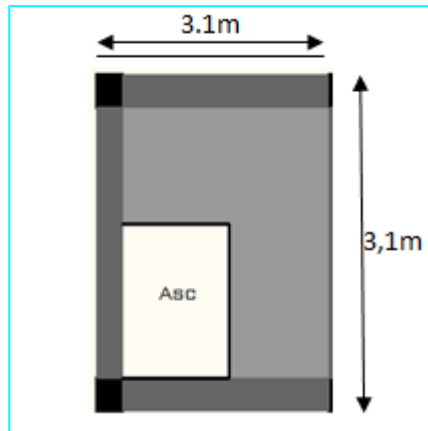


Figure 27 : dalle sur quatre appuis

$$L_x = 3.1 \text{ m}$$

$$L_y = 3.9 \text{ m}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.48 \text{ (KN/m)}$$

❖ Calcul de sollicitations :

$$L_x = 3.10 \text{ m}$$

$$L_y = 3.90 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.10}{3.90} = 0.79$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.8 \text{ KN/ml.} \\ q_s = G + Q = 6.98 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

- Calcul de M_{x_0} et M_{y_0} :

$$\mu_x = 0.0573$$

$$\mu_y = 0.5786 \dots\dots\dots \text{Annexe II}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0573 \times 9.8 \times 3.1^2 = 5.40 \text{ KN/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5786 \times 5.40 = 3.12 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0573 \times 6.89 \times 3.1^2 = 4.29 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5786 \times 3.97 = 2.99 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Calculs des moments :

En travées :

$$M_t^x = 0.75 M_{0u}^x = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{xy} = 0.75 M_{0u}^y = 2.34 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -2.7 \text{ KN.m}$$

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.05 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.12^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}]$$

$$\alpha = 0.025$$

$$z = d [1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{4.05 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.977 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.79$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.79) \times 100 \times 15$$

$$A_x^{min} = 1.326 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s$$

On ferraille avec : A^{\min}

$$\text{Soit } A_s = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.15 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.12^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}]$$

$$\alpha = 0.018$$

$$z = d [1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{3.15 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.79$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_x^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s$$

On opte pour 3 HA8 = 1.51 cm²/ml

Aux appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -2.7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c=15-3=12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.7 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.12^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0132 < 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}]$$

$$\alpha = 0.0166$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{2.7 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.652 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité:

$$A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s < A_{min} \text{ donc ferraille avec } A_{min}$$

$$\text{On pote pour } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible

En travée

$$\text{Sens X-X : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 60 : Résultats de ferrailage du de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	4.05	0.019	0.025	0.119	0.977	1.224	1,51=3HA8	33
Y	3.15	0.015	0.018	0.119	0.76	1.2	1.51=3HA8	33
En appui								
X et Y	2.7	0.0132	0.0166	0.119	0.652	1.449	2.01=4HA8	25

• Vérifications :

❖ A l'ELU :

➤ Vérification à l'effort tranchant :

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{9.8 \times 3.10}{2} \times \frac{3.90^4}{3.90^4 + 3.10^4} = 10.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.108 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.108 \text{ MPa} \leq 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

❖ A l'ELS :

❖ $P_s = G+Q = 6.98$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \dots\dots\dots \text{Annexe II} \end{cases}$$

$$M_{0_ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0639 \times 698 \times 3.3^2 = 4.29 \text{ KN / ml}$$

$$M_{0_ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.6978 \times 4.29 = 2.99 \text{ KN / ml}$$

Calculs des moments :

En travées :

$$M_t^x = 0.75 M_{ou}^x = 3.187 \text{KN.m}$$

$$M_t^{xy} = 0.75 M_{ou}^y = 2.242 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -2.145 \text{KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times y - 15 \times 1.51 \times 12 = 0$$

$$y = 2.11 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 2528.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.579 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration de béton}$$

La contrainte dans l'acier

La fissuration peu nuisible, donc aucune vérification à faire

Etat ultime de déformation :

Selon X :

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{0.15}{3.10} = 0.048 \geq \max\left[\frac{3}{80} ; \frac{3.52}{20 \times 4.703}\right] = 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification a la flèche n'est pas nécessaire

Sens Y-Y :

$$1) \frac{h}{l_y} = \frac{0.15}{3.90} = 0.038 > \max\left[\frac{3}{80} ; \frac{3.2}{20 \times 4.275}\right] = 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

schéma de ferrailage :

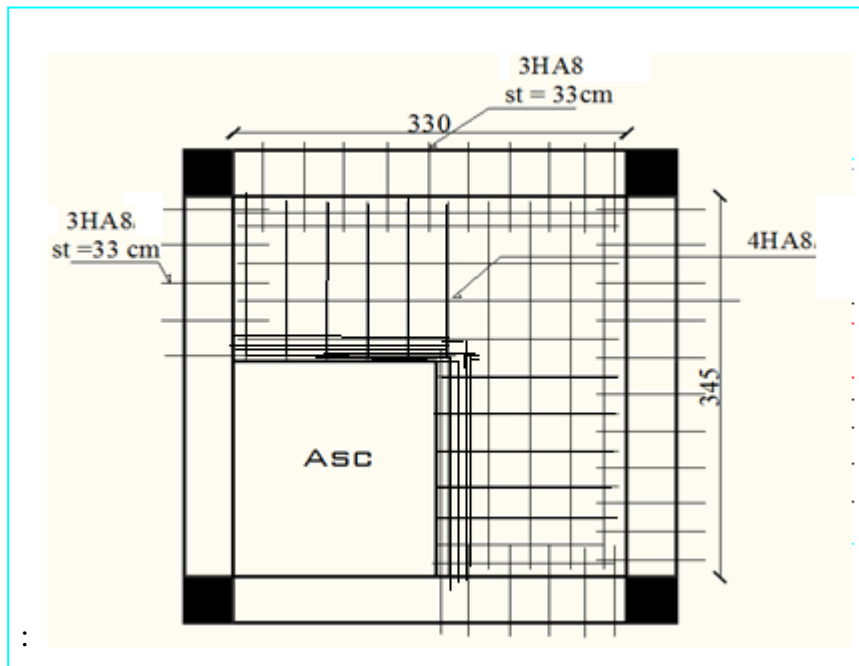
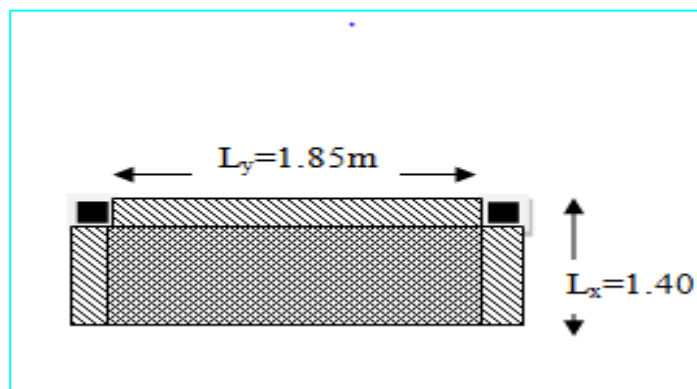


Figure 27 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

3.3.1.2. Panneau sur 03 appuis (D₂)



$$\rho = \frac{1.40}{1.85} = 0.76$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

- Calcul du chargement :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.29 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

- Calculs des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x = 1.4 \text{ m} ; l_y = 1.85 \text{ m}$$

$$l_x = 1.40 \geq \frac{l_y}{2} = 0.92 \text{ m}$$

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{p \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{p \times l_y^2}{2} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_x^3}{48} + \frac{p \times l_y^3}{48} \end{array} \right.$$

$$M_0^y = 11.31 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = 2.98 \text{ KN/m}$$

Calculs des moments :

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_{ou}^x = 9.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{xy} = 0.85 M_{ou}^{yx} = 2.53 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_x = -0.89$$

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.067 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}]$$

$$\alpha = 0.086$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.096 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.76$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.76) \times 100 \times 12$$

$$A_x^{min} = 1.075 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.017 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}]$$

$$\alpha = 0.022$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \rightarrow z = 0.1 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{2.53 \times 10^{-3}}{0.1 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.76$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12$$

$$A_x^{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

Selon X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}]$$

$$\alpha = 0.008$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.097 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F:

$$\rho = 0.76$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = 1.214 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Calcul des espacements :

- La fissuration est nuisible

$$\text{Sens X-X : } S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 61 : Résultats de ferrailage de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	9.61	0.067	0.086	0.096	2.87	1.075	3.14=4HA10	25
Y	2.58	0.017	0.022	0.099	0.73	0.96	2.01=4HA8	25
En appui								
X et Y	089	0.006	0.008	0,097	0.26	1.21	1,51=3HA8	33

- **Vérifications :**

❖ **A l'ELU :**

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.29 \times 1,40}{2} \times \frac{1.85^4}{1.4^4 + 1.85^4} = 2.057 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.057 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.0205 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0205 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A P'ELS :

$$P_s = G+Q = 7.98$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \dots\dots\dots ANNEXE2$$

$$M_{ser}^{tx} = 1.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 0.97 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times y - 15 \times 1.51 \times 10 = 0$$

$$y = 4.90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 36246 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.204 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration de béton}$$

• La contrainte dans l'acier :

Fissuration très nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 3.187 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• La flèche :

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{0.12}{1.55} = 0.0774 \geq \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{2.32}{20 \times 2.73} \right] = 0.042$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 10} = 0.0047 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

- **Ferraillage :**

$$\begin{cases} A_{st}^x = 4HA10 = 1,51\text{cm}^2/\text{ml}. \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}. \end{cases}$$

- **Schéma de ferraillage :**

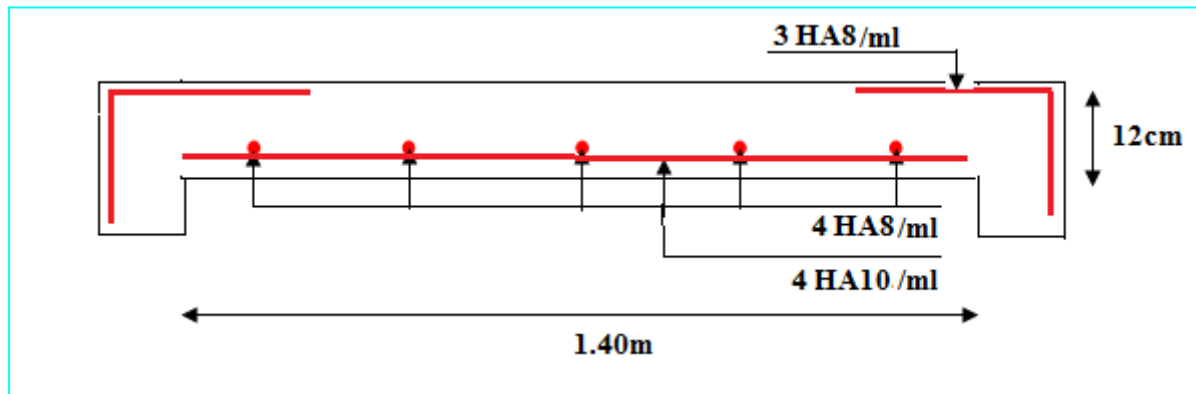


Figure 28 : Schéma de ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Les Escaliers :

Définition:

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons trois types d'escalier :

- Escalier à trois volées
- Escalier à deux volées
- Escalier à une seule volée

Exemple de calcul Escalier à trois volées :

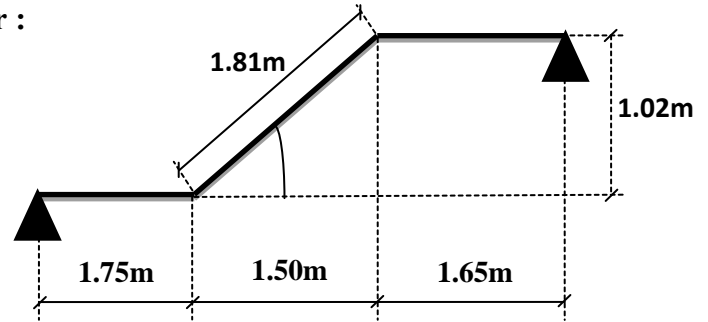
Volée 01

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\begin{cases} G=8,94 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2,50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$



Calcul à l'ELU:

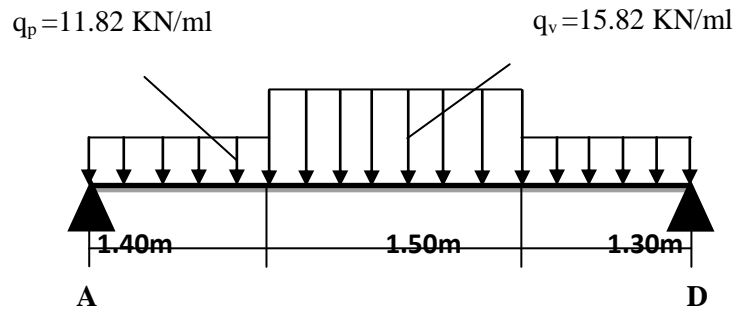
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.94) + (1.5 \times 2.5) = 15.82 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.98) + (1.5 \times 2.5) = 11.82 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique :



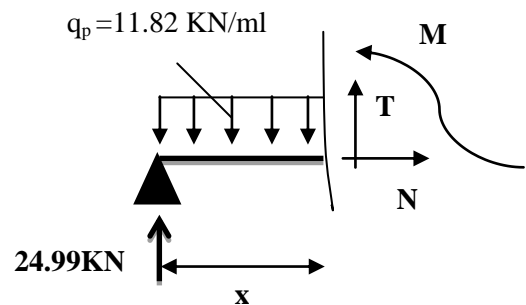
- Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 24.99 \text{ KN.}$$

$$R_D = 30.65 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

- 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.40 \text{ m}$

$$M = 24.99x - 5.91x^2$$

$$T = 11.82x - 24.99$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-24.99 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=1.40 \rightarrow \begin{cases} M=23.40K \\ T=-8.44KN \end{cases}$$

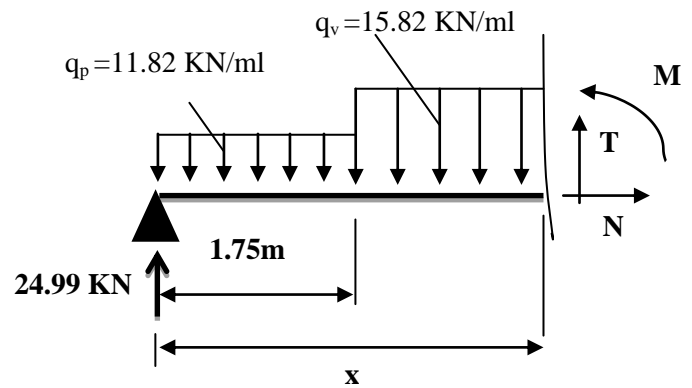
- 2^{ème} tronçon : $1.40 \text{ m} < x < 2.90 \text{ m}$

$$M=8.45x-7.91(x-1.40)^2+11.58$$

$$T=-8.44+15.82(x-1.40)$$

$$\text{Pour } x=1.40 \rightarrow \begin{cases} M=23.41KN.m \\ T=-8.44KN \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.90 \rightarrow \begin{cases} M=18.28KN.m \\ T=15.29KN \end{cases}$$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$X=1.93\text{m}$$

$$\text{Donc } M^{\max}=26.22 \text{ KN.m.}$$

- Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 26.22 = -13.11 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 26.22 = 19.66 \text{ KN.m.}$$

- Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 62 : ferrailage de type 01 de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
19.66	0.054	0.069	0.155	3.64	1.93	4.52=4HA12	25
En appui							
13.11	0.036	0.046	0.157	2.4	1.93	3.39=3HA12	33

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 24.99KN$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.156MPa$$

- $\tau_{bu} = 0.156 MPa < 1.16MPa \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Armatures de répartition :**

- En travée : $A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2/ml$ on choisit : 4T8 = 2.01cm²/ml
- En appuis : $A_a \geq \frac{Aa}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85cm^2/ml$ on choisit : 4T8 = 2.01cm²/ml

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$.

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 16.5cm \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.94 + 2.5 = 11.44 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 63 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
18.06	22.00	1.94	19.08	14.31	4.03	11896.14	4.85	15	vérifiée
En appui									
18.06	22.00	1.94	19.08	9.54	3.56	9373.15	3.62	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

- (1) $\rightarrow \frac{18}{420} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625$ ----- Condition non vérifié

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau 64 : Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
4.2	4.52	11.52	14.46	19.14	11896.1	273322.2
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.02	175456	25084.985	89956	190230	0.14	0,84

• Schéma de ferrailage :

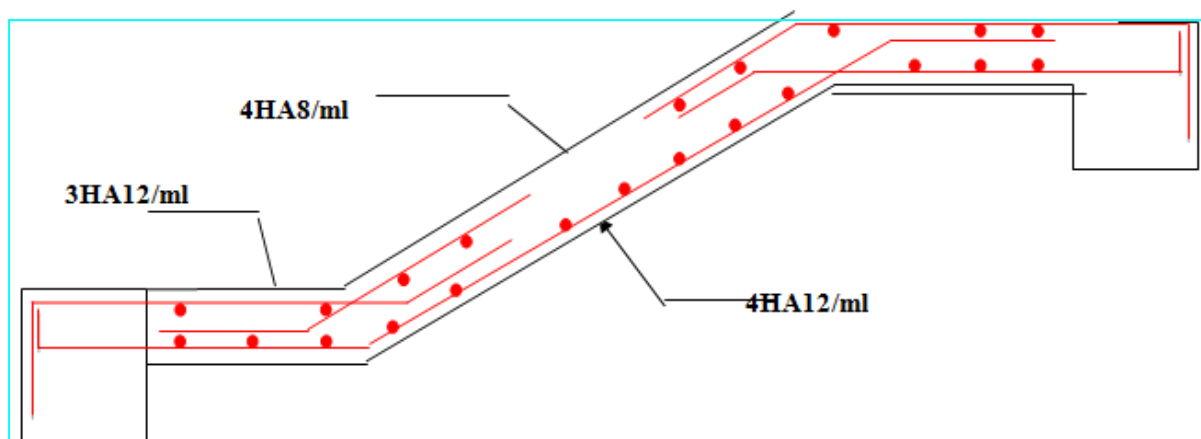


Figure 29 : schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier

Tableau 65 : Les résultats de calcul des différents types d'escaliers à L'ELU :

Type 01	RA (KN)	RB (KN)	X (cm)	M0 (KN.m)	M (KN.M)	Acalcul	Aamin	Aadapt	ST cm
	32.98	32.98	2.4	45.11	33.83	6.39	1.93	7.69=5HA14	20
Type 01	Appuis								
	32.98	32.98	2.4	45.11	-22.55	4.18	1.93	4.52=4HA12	25

Type 02	RA (KN)	RB (KN)	X (cm)	M0 (KN.m)	M (KN.M)	Acalcul	Aamin	Aadapt	ST cm
	29.69	30.89	2.56	37.17	27.87	5.21	1.93	5.65=5HA12	20
Type 02	Appuis								
	29.69	30.89	2.56	37.17	-18.58	3.38	1.93	3.39=3HA12	33

Type 03	RA (KN)	RB (KN)	X (cm)	M0 (KN.m)	M (KN.M)	Acalcul	Aamin	Aadapt	ST
	31.35	32.57	2.54	41.5	31.12	5.84	1.93	6.15=4HA14	25
Type 03	Appuis								
	31.35	32.57	2.54	41.5	-20.75	3.85	1.93	4.52=4HA12	25

Type 04	RA (KN)	RB (KN)	X (cm)	M0 (KN.m)	M (KN.M)	Acalcul	Aamin	Aadapt	ST
	25.62	24.11	1.78	26.88	20.16	3.73	1.93	4.52=4HA12	25
Type 04	Appuis								
	25.62	24.11	1.78	26.88	-13.44	2.46	1.93	3.39=3HA12	33

Tableau 66 : Les résultats de calcul des différents types d'escaliers à L'ELS :

Type 01	RA (KN)	RB (KN)	X (cm)	M0 (KN.m)	M (KN.M)	Acalcul	Aamin	Aadapt	ST cm
	23.77	23.77	2.4	32.62	24.46	4.55	1.93	5.65= 5HA12	20
Type 01	Appuis								
	23.77	23.77	2.4	32.62	-16.31	3	1.93	3.39= 3HA12	33

Type 02	RA (KN)	RB (KN)	X (cm)	M0 (KN.m)	M (KN.M)	Acalcul	Aamin	Aadapt	ST cm
	21.32	22.21	2.56	26.79	20.09	3.72	1.93	4.52= 4HA12	25
Type 02	Appuis								
	21.32	22.21	2.56	26.79	-13.39	2.45	1.93	3.39= 3HA12	33

Type 03	RA (KN)	RB (KN)	X (cm)	M0 (KN.m)	M (KN.M)	Acalcul	Aamin	Aadapt	ST
	19.03	26.96	2.54	20.98	15.74	2.9	1.93	3.9= 3HA12	33
Type 03	Appuis								
	19.03	26.96	2.54	20.98	-10.49	1.90	1.93	2.35= 3HA110	33

Type 04	RA (KN)	RB (KN)	X (cm)	M0 (KN.m)	M (KN.M)	Acalcul	Aamin	Aadapt	ST
	18.67	17.15	1.78	17.09	8.54	1.55	1.93	2.35= 3HA10	33
Type 04	Appuis								
	18.67	17.15	1.78	17.09	-12.82	2.34	1.93	3.39= 3HA13	33

3.4. La poutre palière

➤ Pré dimensionnement de la poutre

. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, c'est une poutre partiellement encadrée à ses extrémités dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. La poutre palière prévue pour être un support d'escalier. Dans notre cas, elle est normalement noyée dans l'épaisseur de la volée.

3.4.1. Pré dimensionnement

La hauteur de la poutre est limitée comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Nous avons : $L = 3,7\text{m}$

$$\rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24.66 \leq h \leq 37 \quad \text{on adopte } h = 30 \text{ cm}$$

D'où on tire la largeur b comme suit :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$\rightarrow 9 \leq b \leq 18 \quad \text{on adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification aux conditions de l'RPA99v2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 25 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \\ h = 30 \text{ cm} \geq 25 \\ h/b = 1 \leq 4 \end{cases}$$

condition vérifiée
condition vérifiée
condition vérifiée

Donc la section de la poutre palière sera : **B (30x30) cm²**

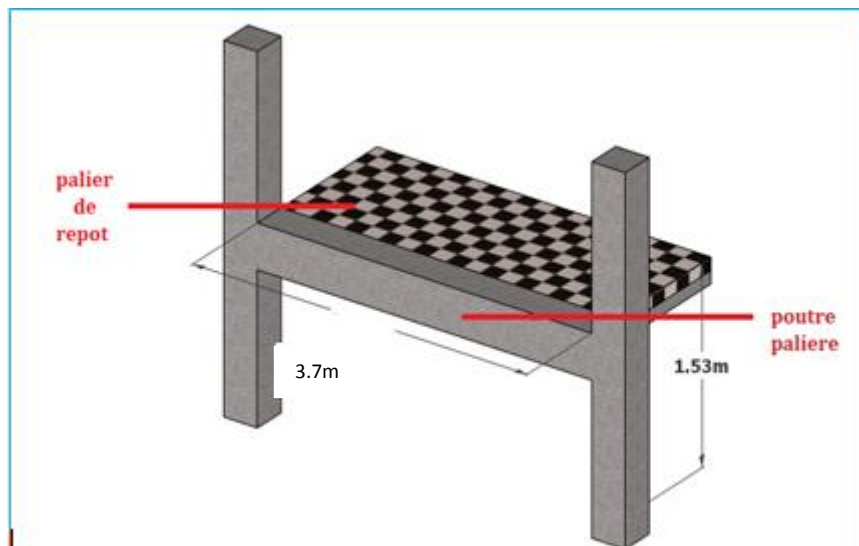


Figure 30 : vue 3D d'une poutre palière

Schéma statique :

Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure suivante :

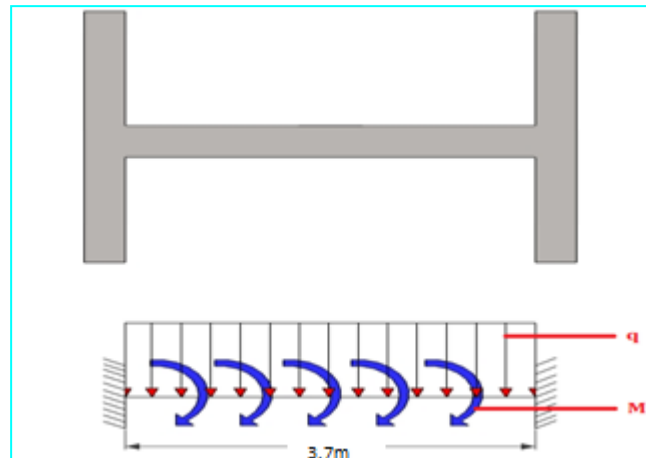


Figure 31 : schéma statique d'une poutre palière

3.4.2 .Evaluation des charges:

Dans notre cas la poutre palière est soumise à son poids propre et la réaction de la volée due à l'escalier

Le poids propre de la poutre : $G_P = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

La réaction de la volée : $\begin{cases} R_U = R_A = 30.65 \text{ KN/ml} \\ R_S = 22 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Combinaison des charges:

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + R_U = 3.04 + 30.65 = 33.69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + R_s = 2.25 + 22 = 24.25 \text{ KN/ml}$$

3.6.3. Calcul des sollicitations :

a) **Le moment fléchissant(M) :**

$$\text{le moment en travée : } M_t = \frac{qL^2}{24}$$

$$\text{le moment sur appuis : } M_a = \frac{qL^2}{12}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } M_t = \frac{33.69 \times 3.7^2}{24} = 19.22 \text{ KNm} \\ \text{à l'ELS: } M_t = \frac{24.25 \times 3.7^2}{24} = 13.83 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{En travée: } \begin{cases} \text{à l'ELU: } M_t^u = 19.22 \text{ KNm} \\ \text{à l'ELS: } M_t^{ser} = 13.83 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis: } \begin{cases} \text{à l'ELU: } M_a^u = -38.43 \text{ KNm} \\ \text{à l'ELS: } M_a^{ser} = -27.66 \text{ KNm} \end{cases}$$

b) Effort tranchant(V) :

$$V = \frac{qL}{2} \text{ Donc :}$$

$$\text{à l'ELU: } V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{33.69 \times 3.7}{2} = 62.33 \text{ KN}$$

3.4.4. Calcul du ferrailage à l'ELU

Ferrailage sous sollicitations de flexion simple :

La section de calcul de la poutre est comme le montre la figure, avec :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

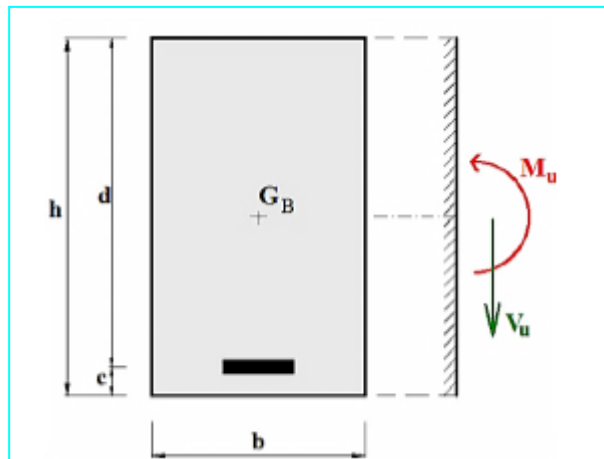


Figure 32 : section de calcul d'une poutre palière

Armatures longitudinales :

1./Ferrailage en travée :

$$\text{On a: } M_u = 19.22 \text{ KNm/ml} ; M_s = 13.83 \text{ KNm/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19.22}{13.83} = 1.39$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.021$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow$ l'ELU est atteint en pivot A

$$z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.28(1 - 0.4 \times 0.021) = 0.277m = 27.7 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{z_d \sigma_s} = \frac{19.22 \times 10^{-3}}{0.277 \times 348} = 2.10^{-4} m^2 = 2 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal :

La condition de non fragilité:

$$A_{smin} = \max \left\{ A_s^{RPA}; \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$\rightarrow \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 30; \frac{30 \times 30}{1000}; 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$\rightarrow \max\{4.5; 0.9; 1.01\} = 4.5 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = \max\{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \{4.5; 2\} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a: } M_u = -38.43 \text{ Nm/ml} ; \quad M_s = -27.66 \text{ KNm/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{38.43}{27.66} = 1.39$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.0345 < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0439$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow$ l'ELU est atteint en pivot A

$$z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.28(1 - 0.4 \times 0.0439) = 0.275 \text{ m} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{z_d \sigma_s} = \frac{38.43 \times 10^{-3}}{0.275 \times 348} = 4.02 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s^{ELU}\} = \{4.5; 4.85\} = 4.85 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{v_u}{b d} = \frac{62.33 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.76 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right\} = 3.33 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il apparait que les contraintes de cisaillement ne dépassent pas les valeurs de contraintes admissibles, mais on doit prévoir des armatures transversales.

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1, \quad \text{pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \text{ pour les armatures droits} \end{array} \right.$$

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme :

$$S_t \leq \min(0.9 d \text{ et } 40 \text{ cm})$$

$$S_T \leq \min(0.9 \times 28; 40) = 25.2 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Donc la section d'armatures transversales sera :

$$A_t \geq \frac{b S_t \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{30 \times 10 \times 1.15 (0.74 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = 0.105 \text{ cm}^2$$

Ferrailage sous sollicitations de torsion :

Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée 99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

$$\tau_{uT} = \frac{T_U}{2\Omega b_0}$$

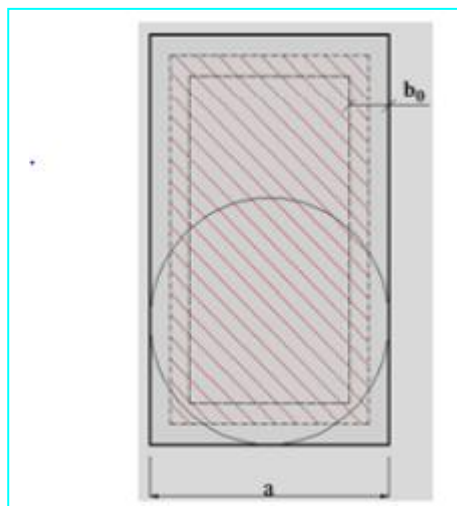
$$T_U = \frac{M^a * l}{2} = 24.25 \text{ KN.m}$$

Avec : $b_0 = \frac{a}{6}$

T_u : Le moment de torsion ultime, il est égale à : 24.25 KNm .

a : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.



Donc :

$$a = b = 0.30 \rightarrow b_0 = \frac{0.30}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \tau_{uT} = \frac{T_U}{2\Omega b_0} = \frac{24.25 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.88 \text{ Mpa}$$

Vérification de contraintes tangentielles :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 conseille de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{UV}^2} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{UV}^2} = \sqrt{3.88^2 + 0.74^2} = 3.95 \text{ Mpa} > 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Détermination des armatures de torsion :

Les armatures longitudinales :

En appliquant la règle des coutures au plan de la section droite de pièce :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_U}{2\Omega}$$

$\sum A_l$: est la section d'acier longitudinales à répartir pour le pourtour de la section pour la torsion, et que l'on note A_S^T

U : Le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.30 - 0.05) + (0.3 - 0.05)] \times 2 = 1 \text{ m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_S^T = \frac{\gamma_s U T_U}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 1 \times 24.25 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.0625} = 5.58 \times 10^{-4} \text{ m} = 5.58 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

En utilisant la même règle :

$$\frac{A_t^T f_{et}}{S_t \gamma_t} = \frac{T_U}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s S_t T_U}{2 f_{et} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.10 \times 24.25 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.0625} = 5.58 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.558 \text{ cm}^2$$

Ferrailage totale :

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre paliere, on doit superposer les deux ferrailages de flexion et de torsion :

a) Armatures longitudinales :**a.1) En travée :**

$$A_S^{travée} = A_S^{flexion} + \frac{1}{2} A_S^{torsion} = 2 + 2.79 = 4.79 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera 3HA10+3HA12=5.75cm²

a.2) Sur appuis :

$$A_S^{appuis} = A_S^{flexion} + \frac{1}{2} A_S^{torsion} = 4.02 + 2.79 = 6.81 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera 3HA14+3HA10 =6.92 cm²

b) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.104 + 0.558 = 0.662 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 brins de 8 avec : $A_t = 1.50 \text{ cm}^2$ c'est-à-dire un cadre $\Phi 8$ et un épingle $\Phi 8$

Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante :

Vérification au ferrailage minimale (Torsion-flexion) :**En travée :**

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{8.42 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 1} = 6.73 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{10.31 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 1} = 8.24 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \\ A_t \geq A_{t_{min}}^{RPA} = 0.003 sb \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} = \frac{1.510^{-4} \times 400}{0.05 \times 0.10} = 12 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée} \\ A_t = 1.5 \text{ cm}^2 > 0.003 s b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée} \end{cases}$$

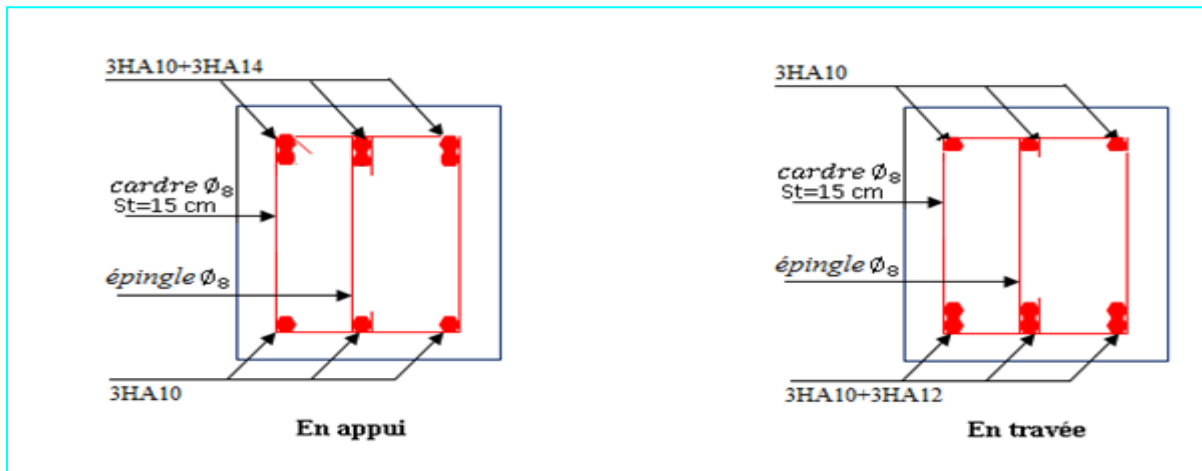


Figure 33 : schéma de ferrailage de la poutre palière

3.5. L'ascenseur

3.5.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 4 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,60 \text{ m}$
- $T_s = 1,80 \text{ m}$
- $H_k = 2,20 \text{ m}$
- $P_M = 1500 \text{ daN}$
- $D_M = 4300 \text{ daN}$
- $F_c = 5000 \text{ daN}$
- $v = 0,63 \text{ m/s}$

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 daN$$

3.5.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

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

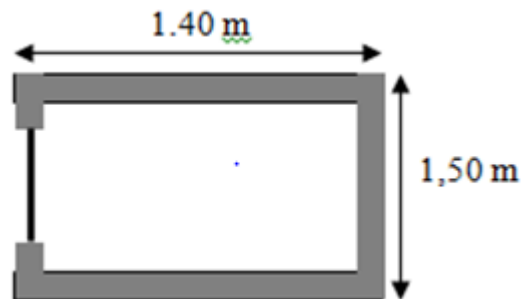
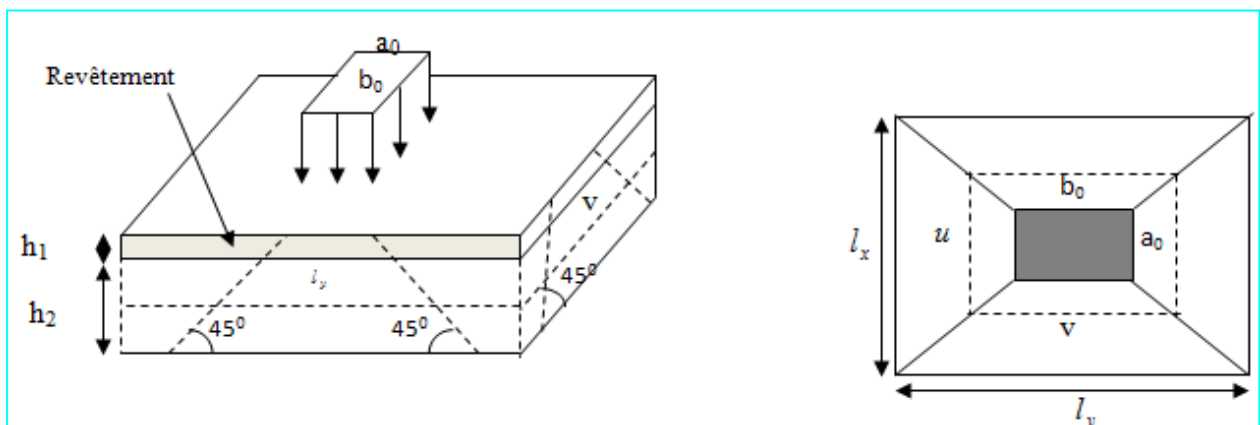


Figure 33 : Cage d'ascenseur

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$



$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \hat{a}l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \hat{a}l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ε_r : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\varepsilon_r=1$)

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 115 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 140 \text{ cm} \\ l_y = 150 \text{ cm} \end{cases}$$

3.5.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée

a) M_{x1} et M_{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2)..... ANNEXE II

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE I]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 ; \frac{U}{l_x} = 0,82 \quad \frac{V}{l_y} = 0,76$$

D'où : $M^1 = 0,181$

$M^2 = 0,082$

$$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 1,35 \times 63 = 85,08 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 15,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 6,97 \text{ KN.m}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho=0.93>0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

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

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

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0.0428 \times 8.25 \times 1.4^2 = 0.692 \text{ KN/m}$$

$$M_{y2} = 0.8450 \times 0.692 = 0.584 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.39. + 0,692 = 16.08. \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.97 + 0,584 = 7.55 \text{KN.m} \end{cases}$$

3.5.2.2. Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$.

$$M^{tx} = 0.85 \times M^x = 0.85 \times 16.08 = 13.66 \text{KN.m}$$

$$M^{ty} = 0.85 \times M^y = 0.85 \times 7.55 = 6.41 \text{KN.m}$$

$$M^{ax} = -0.4 \times M^x = - 5.46 \text{KN.m}$$

En travée :

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.066$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}]$$

$$\alpha = 0.077$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.116m$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 3.38 \text{ cm}^2/ml$$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.033$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}]$$

$$\alpha = 0.042$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \rightarrow z = 0.118m$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.56 \text{ cm}^2/ml$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.026$$

$$\alpha = 0.033$$

$$z = 0.118 m$$

$$A_a = 1.32 \text{ cm}^2/ml$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 67 : Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A^t_{calculée}$ (cm ² /ml)	$A^t_{adoptée}$ (cm ² /ml)	$A^a_{calculée}$ (cm ² /ml)	$A^a_{adoptée}$ (cm ² /ml)
X-X	13.66	5.46	3.38	3HA12=3.39	1.32	4HA8=2,01
Y-Y	6.41	5.46	1.56	4HA8=2.01	1.32	4HA8=2,01

Vérifications :

• Condition de non fragilité :

$$h > 12 \Rightarrow A^x_{min} = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{min} = 1,272 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.88 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{min} \leq A_s$$

• Vérification au poinçonnement :

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2(U + V) = 2(115 + 115) = 460 \text{ cm}$$

$$q_u = 85.05 \leq 0.045 \times 4.6 \times 0.15 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5} = \frac{517.5 \text{ KN}}{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times u} \frac{85.05}{3 \times 4.6} = 6.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{6.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.051 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement :

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \text{ soit : } S_{tx} = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 40 \text{ cm}) \text{ soit : } S_{ty} = 40 \text{ cm}$$

On prend :

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

Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$Q^{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 9.67 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 6.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.050 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.8939 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.675 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.603 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M^x = 9.67 + 0.675 = 10.34 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 6.42 + 0.603 = 7.023 \text{ KN.m}$$

Etat limite ultime de déformation :

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.12 > 0.058 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.010 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.6. Etude de l'acrotère

3.6. 1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

3.6. 2. Hypothèse de calcul

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

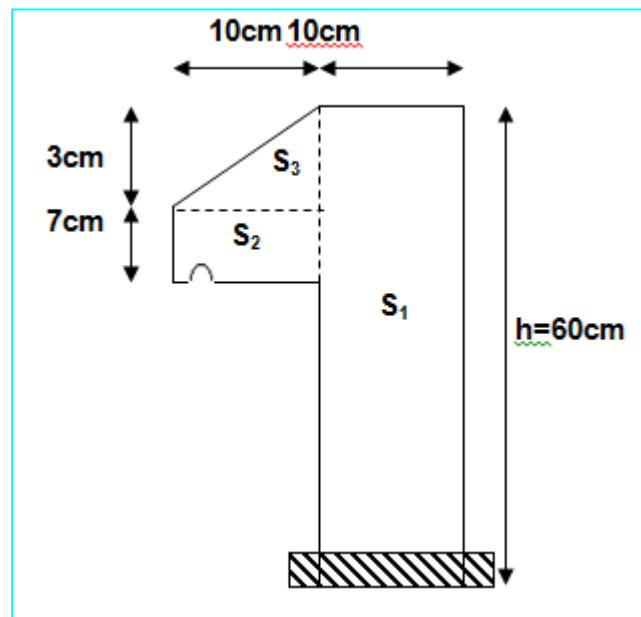


Figure 34 : Acrotère

3. 6. 3. Evaluation des charges et surcharges

a) Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on à :

- ✓ La surface : $S = 685\text{cm}^2 = 0.0685\text{m}^2$
- ✓ Poids propre : $G_t = 2.133\text{KN} / \text{ml}$
- ✓ La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$
- ✓ La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

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

(RPA Article 6.2.3)

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [**Tab (4.1) du RPA99**]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [**Tab.(6.1) du RPA99**].

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.

$$\text{- Zone II}_a \text{ (W Bejaia).} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.133 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.133 \Rightarrow F_p = 1.024 \text{ KN.}$$

b) Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité } G(X_g; Y_g): x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \quad \text{et} \quad y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03/3)}{0,0685}$$

$$x_G = 0.0620 \text{ m} \quad y_G = 0.330 \text{ m}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

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

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{F_p} = 0,340 \text{ KN.m}$$

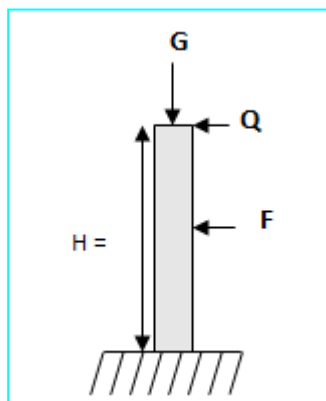


Figure 35 : les sollicitations dans l'acrotère

Tableau 68 : Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,133	2,879	2,133
M (KN.m)	0.94	0,9	0,6

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que : $e_2 = e_1 + e_a$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{BAEL 91 Article A.4.3.5})$$

$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.2m$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m \end{cases}$$

3.6. 4.Calcul à l'ELU

✓ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont

$$N_u = 2.879KN \quad ; M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984KN.m;$$

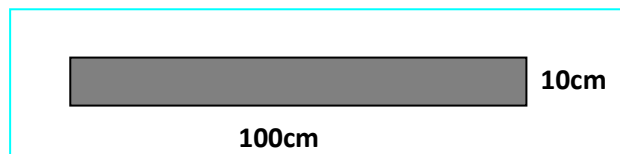


Figure 35 :section a ferrailer

Ferrailage

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072KN.m$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307cm^2$$

Vérification à l'E.L.U

✓ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifié (pas de risque de cisaillement)

✓ Vérification de l'adhérence

$$\bar{\tau}_s \leq 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \square$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$$

(BAEL91 Article. A.6.1. 3)

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 6 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 7.536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.07536) \Rightarrow \tau_{se} = 0.373 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL91 Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\tau_{se} < \bar{\tau} = 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

3.6. 5. Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 2.133 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ;$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

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

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.28 = -0.231 \text{ m} = -23.1 \text{ cm}$$

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

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ;$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (0.231)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$y_c = 0.46m$$

$$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa \dots \text{vérifiée}$$

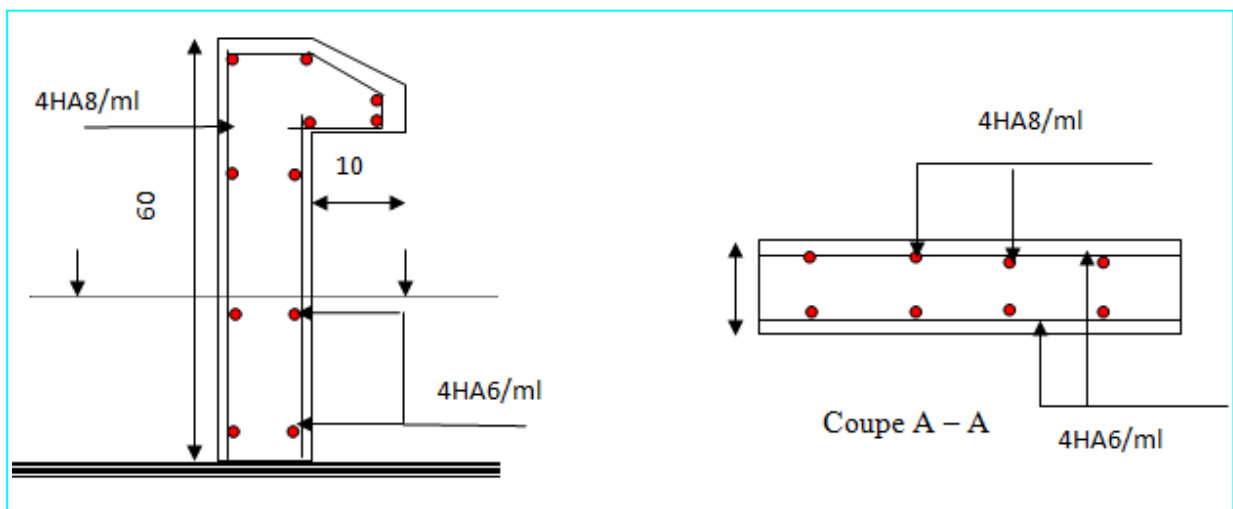


Figure 36 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

4.1. Introduction

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.2. Méthodes de calcul dynamique

4.2.1. Méthode statique équivalente

- Principe de la méthode

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

Calcul de la force sismique totale **RPA99 (Article 4.2.3)**.

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les

deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :
$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ **A : Coefficient d'accélération de la zone.** **RPA99 (Tableau 4.1)**

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone Iia $\Rightarrow A = 0.15$

➤ **R : Coefficient de comportement global de la structure.** *RPA99 (Tableau 4.3)*

Il est en fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

➤ **Q : Facteur de qualité.**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

RPA99 (Formule 4.4)

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 68 : Les valeurs des pénalités Pq

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	oui	/
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/

Donc : **Q = 1.15**

➤ **W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et à usage de service donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

on a : $W = 49692.699 \text{ KN}$

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

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η) on a :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Tableau 4.7)}$$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

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

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau 69: Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

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

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ RPA99 (Formule 4-6)

- h_n : Hauteur mesurée en mètre comme suite :

$h_n = 34.68\text{m}$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

Tableau 70 : Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
03	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$C_T = 0.050$

$T = 0.050 \times (34.68)^{3/4} = 0.71\text{s}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

Sense x : $L_x = 27.80\text{m} \Rightarrow T_x = 0.59\text{s}$

Sense y : $L_y = 13.05\text{m} \Rightarrow T_y = 0.86\text{s}$

$$T_{x,y} = \min(T_x, T_y) = 0.59\text{s}$$

$$T = \min(0.86, 0.59) = 0.59\text{s}$$

Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire :

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.59 = 0.767\text{s} \quad \text{RPA99 (Art 4.2.4)}$$

$$1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.86 = 1.118\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

On a : $T_x = 0.76\text{s}$

On a : $T_y = 1.12\text{s}$

$$D_x = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/0.76)^{2/3} = 0.87$$

$$D_y = 2.5 \times 0.81 \times (0.5/1.12)^{2/3} = 1.18$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.15 \times 0.87}{5} \times 49692.699 = 1491.53\text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.15 \times 1.18}{5} \times 49692.699 = 2030.28\text{KN}$$

4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

4.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas pour des ouvrages de grandes importances. Le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

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

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

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

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne

doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, 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 des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

4.4 Modalisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

4.4.1 Disposition des voiles de contreventement

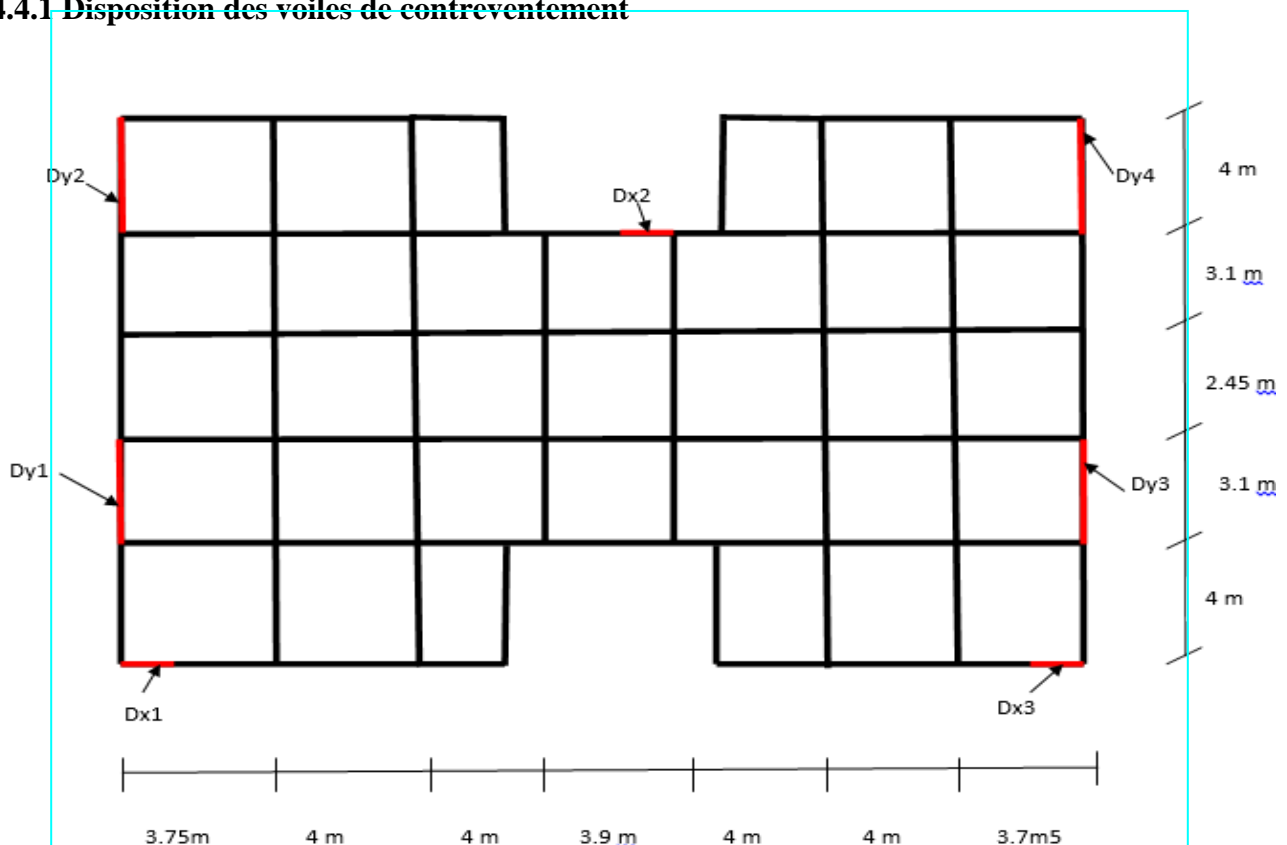


Figure 37 : Disposition des voiles de contreventement

Résultats obtenus :

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau 71 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes (s)	Mode individuel		Cumulative sum (%)	
		U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 01	0.8619560	0.69673	6.834E-08	69.673	6.834E-6
Mode 02	0.719773	4.912E-8	0.60969	69.673	60.969
Mode 03	0.601385	0.00409	0.000001799	70.081	60.969
Mode 04	0.277804	0.15144	8.089E-7	85.225	60.969
Mode 05	0.188349	0.000002285	0.18113	85.226	79.082
Mode 06	0.158409	0.0619	0.000008656	91.415	79.083
Mode 07	0.145481	0.00884	1.281E-9	92.299	79.083
Mode 08	0.12124	0.01551	0.000007559	93.85	79.083
Mode 09	0.111573	0.000007617	0.01939	93.851	81.023
Mode 10	0.102909	0.0199	0.00002156	95.84	81.025
Mode 11	0.101416	7.396E-10	0.000002169	95.84	81.025
Mode 12	0.10136	0.00044	6.983E-7	95.885	81.025
Mode 13	0.101279	0.000002017	0.000001126	95.885	81.025
Mode 14	0.101255	0.00087	2.612E-7	95.972	81.025
Mode 15	0.094781	0.00976	0.000001012	96.947	81.025
Mode 16	0.088988	7.267E-7	0.0084	96.947	81.865
Mode 17	0.088669	0.000002105	0.00315	96.948	82.18
Mode 18	0.08765	1.126E-8	0.07905	96.948	90.085

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures 38,39 et 40

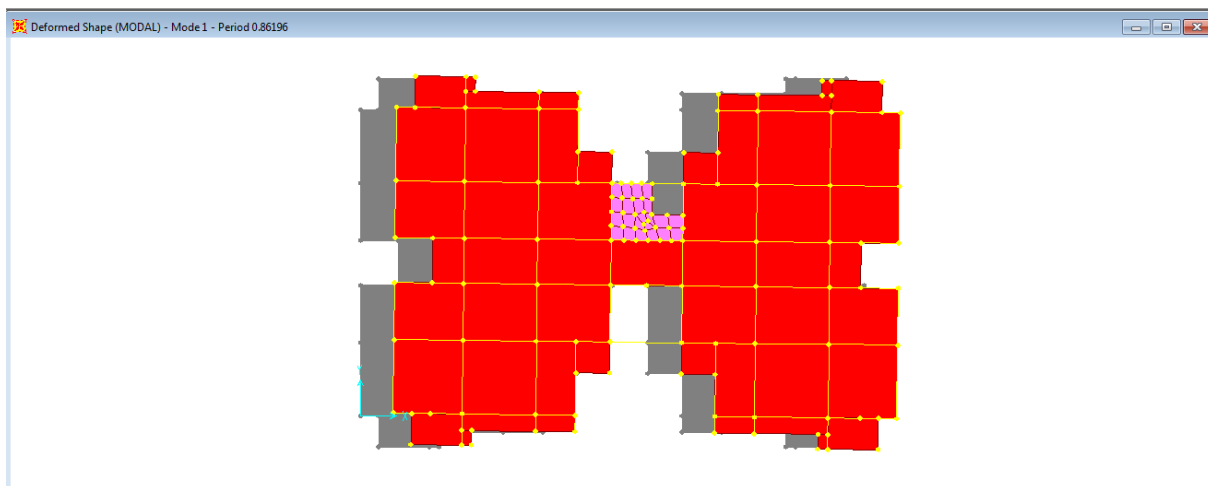


Figure 38 : 1^{er} mode (translation suivant X)

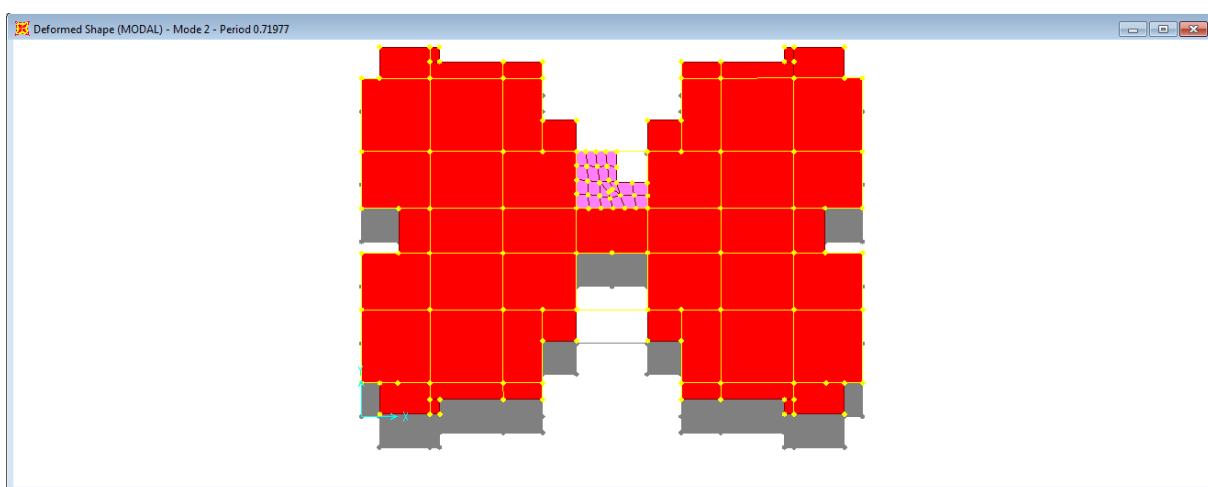


Figure 39 : 2^{ème} mode (translation suivant Y)

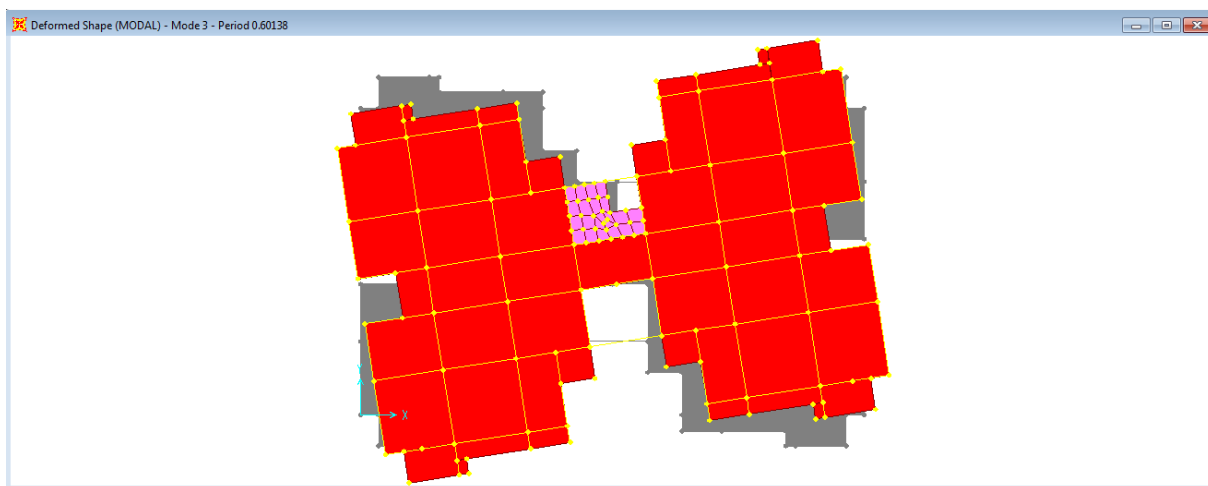


Figure 40 : 3^{ème} mode (rotation autour de Z)

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux 4.5. et 4.6. illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau 72 : Vérification sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
Entresol 02	44467.366	2939.85	93.798	6.202
Entresol 01	39870.243	2460.368	94.187	5.813
RDC	57063.969	3905.478	93.487	6.513
NIV 01	34711.62	3818.212	90.090	9.91
NIV 02	29280.34	3341.905	89.755	10.245
NIV 03	26208.59	2879.406	90.101	9.899
NIV 04	21444.921	2626.735	89.087	10.913
NIV 05	17170.545	2098.172	98.792	1.202
NIV 06	12918.634	1576.451	89.124	10.876
NIV 07	8517.813	1148.359	88.119	11.881
NIV 08	4256.18	578.447	88.035	11.965

- Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau 73 : Vérification sous charges horizontales

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Entre sol 02	419.966	85.49	52.755	251.595	83.086	17.333	16.914	82.667
Entre sol 01	429.058	74.449	37.895	291.598	85.213	11.501	14.787	88.499
RDC	17.12	17.739	49.846	1252.875	49.112	3.826	50.888	96.174
NIV 01	1073.035	587.52	370.1	1340.689	63.640	21.633	36.360	78.367
NIV 02	1153.756	613.053	169.689	1146.307	65.301	12.894	34.699	87.106
NIV 03	1173.164	714.465	195.411	933.61	62.150	17.308	37.850	82.692
NIV 04	986.203	627.396	194.819	855.579	61.118	18.547	38.882	81.453
NIV 05	909.766	644.731	147.367	635.116	58.524	18.833	41.476	81.167
NIV 06	800.413	651.098	104.574	426.269	55.143	19.699	44.857	80.301
NIV 07	553.314	485.084	110.293	373.674	53.285	22.789	46.715	77.211
NIV 08	484.712	603.573	38.782	322.945	44.539	10.721	55.461	89.279

- **Analyse des résultats :**

Le pourcentage important repris par les portiques aux niveaux 06 et 08 est dû comme déjà précisé au manque des voiles dans ce sens à cause de la présence du parking.

4.4.2. Vérification de l'effort normal réduit

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

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

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

Tableau 74 : Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	B (cm ²)	Nd (KN)	ν	Observation
ENTRE SOL 02	3600	2343.407	0.260	Vérifier
ENTRE SOL 01	3600	2119.854	0.235	Vérifier
RDC	3600	1911.591	0.212	Vérifier
NIVEAU 01	3025	1659.027	0.219	Vérifier
NIVEAU 02	3025	1422.141	0.188	Vérifier
NIVEAU 03	3025	1201.016	0.158	Vérifier
NIVEAU 04	2500	990.747	0.158	Vérifier
NIVEAU 05	2500	629.278	0.100	Vérifier
NIVEAU 06	2500	603.139	0.096	Vérifier
NIVEAU 07	2025	417.178	0.082	Vérifier
NIVEAU08	2025	240.503	0.047	Vérifier
NIVEAU 09	2025	77.568	0.015	Vérifier

4.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

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

Tableau 75 : Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$V_s t$ (KN)	$V_{dyn}/V_s t$	Observation
Sens x-x	2234.712	1491.53	1.49	vérifiée
Sens y-y	2330.272	2030.28	1.15	vérifiée

4.4.4 Justification vis à vis des déplacements

Selon le *RPA99 (Art 5.10)*, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le *RPA (Art4.43)*.

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau 77 .

Tableau 76 : Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
Entresol 02	0.06	0.3	0	0.3	408	0.00073529	0.01	0.05	0	0.05	0.0012255
Entresol 01	0.14	0.7	0.3	0.4	306	0.00130719	0.04	0.2	0.05	0.15	0.0004902
RDC	0.26	0.13	0.7	0.6	306	0.00196078	0.11	0.55	0.2	0.35	0.0011437
NIV 01	0.44	2.2	1.3	0.9	306	0.00294118	0.22	1.1	0.55	0.55	0.0017739
NIV 02	0.63	3.15	2.2	0.95	306	0.00310458	0.36	1.8	1.1	0.7	0.0022875
NIV 03	0.82	4.1	3.15	0.95	306	0.00310458	0.51	2.55	1.8	0.75	0.0024509
NIV 04	1.01	5.05	4.1	0.95	306	0.00310458	0.67	3.35	2.55	0.8	0.0026143
NIV 05	1.18	5.9	5.05	0.85	306	0.00277778	0.83	4.15	3.35	0.8	0.0026143
NIV 06	1.32	6.6	5.9	0.70	306	0.00228758	0.99	4.95	4.15	0.8	0.0026143
NIV 07	1.34	6.7	6.6	0.1	306	0.0003268	1.14	5.7	4.95	0.75	0.0024098
NIV 08	1.	7.7	6.7	1	306	0.00326797	1.28	6.4	5.7	0.7	0.0022875

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

4.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n n(Wgi + \beta.Wqi)$$

$i=k$

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 de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-qk)$.
- ✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau 78.

Tableau 77: Vérification de l'effet P-Δ :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k
Entre sol 02	408	37495.108	0.30	472.721	0.05832178	0.05	337.085	0.00136315
Entre sol 01	306	32629.454	0.40	466.953	0.09134299	0.15	366.047	0.0712909
RDC	306	34132.114	0.60	430.387	0.15550124	0.35	1270.614	0.0307253
NIV 01	306	28904.478	0.90	1443.135	0.05890867	0.55	1928.209	0.00269434
NIV 02	306	25776.436	0.95	1323.445	0.0604671	0.70	1759.36	0.00335154
NIV 03	306	21340.02	0.95	1323.575	0.05005511	0.75	1648.075	0.00317364
NIV 04	306	17115.488	0.95	1181.022	0.04499181	0.80	1482.975	0.00301734
NIV 05	306	12916.663	0.85	921.486	0.0389367	0.80	1279.847	0.00263852
NIV 06	306	8678.923	0.70	904.987	0.02193816	0.80	1077.367	0.00210606
NIV 07	306	4456.448	0.10	663.607	0.00219461	0.75	858.758	0.00127191
NIV 08	306	0	10	523.494	0	0.70	340.936	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau 78 les effets P-Δ peuvent être négligés.

4.5. Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

On a adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 35 \text{cm}^2$.**
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{cm}^2$.**
- Poteaux du RDC, entre sol 1 et 2 : $60 \times 60 \text{cm}^2$.**
- Poteaux des étages 1,2, et 3 : $55 \times 55 \text{cm}^2$.**
- Poteaux des étages 4, 5 et 6 : $50 \times 50 \text{cm}^2$.**
- Poteaux des étages 7 et 8 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.**

5.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Moment maximal (M_{\max}) et un effort normal correspondant (N_{corr})
- Effort normal maximal (N_{\max}) avec le moment correspondant (M_{corr}).
- Effort normal minimal (N_{\min}) avec le moment correspondant (M_{corr}).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont données aux RPA comme suit :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0.8 \times G + E$
- 6) $0.8 \times G - E$

Recommandations du RPA 99/2003

5.1.1. Les armatures longitudinales

Art (7.4.2.1) [2]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimal est : $A_{\min} = 0.8 \% \times (b_1 \times h_1)$ en zone II.
- Le pourcentage maximal est :
- $$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \times (b_1 \times h_1) & \text{en zone courante.} \\ 6\% \times (b_1 \times h_1) & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est : $l_r = 40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 41 :

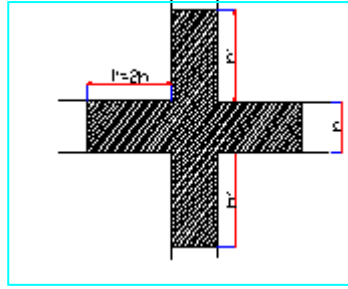


Figure 41 : zone nodale

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

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

Tableau 78 : Armatures longitudinales.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) RPA	A _{max} (cm ²) RPA	
			zone courante	zone de recouvrement
Entresol 01 entresol 02 et RDC	60×60	28.8	144	216
1,2 et 3 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
4, 5 et 6 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et terrasse	45×45	16.2	81	121.5

5.1.2. Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{Art (7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée comme suit :

- Dans la zone nodale ; la valeur max de cet espacement est fixée à :

$$t \leq \min (10 \phi_l, 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

- Dans la zone courante ; la valeur max de cet espacement est fixée à :

$$t' \leq 15 \phi_l \quad \text{en zone IIa}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5.1.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 79 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	<i>N_{max}→M_{cor}</i>		<i>M_{max}→N_{cor}</i>		<i>N_{min}→M_{cor}</i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entre sol 01, entre sol 02 et RDC	2343.407	4.129	66.851	1329.786	-143.116	62.073
1,2 et 3 ^{ème} étage	1659.027	53.475	108.495	829.941	-96.039	41.935
4,5 et 6 ^{ème} étage	990.931	9.286	543.113	81.351	-9.44	74.420
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et la terrasse	430.464	7.547	44.183	189.949	-0.26	3.288

5 .1.4. Calcul du ferrailage

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

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2343.407 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 4.129 \text{ KN.m (ELU)}$
- $M_{max} = 66.851 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 1329.786 \text{ KN (G+Q+Ex)}$
- $N_{min} = -143.116 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 62.073 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 0.55\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$

$N = 2343.407\text{KN (de compression) (ELU)}$

$M = 4.129 \text{ KN.m} \rightarrow eG = M/N = 0.00176\text{m}$

$eG < h/2 = 0.6/2 = 0.300\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b).....(I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 4.129 + 2343.407 \times (0.55 - 0.60/2) = 586.884 \text{ KN.m}.$

$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.02 = 0.82 > [2343.407 \times (0.55 - 0.05) - 586.884] \times 10^{-3} = 0.584$

1 \Leftrightarrow n est pas vérifiée

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.586}{0.6 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.227 < \mu_l = 0.391$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire : $A'_s = 0$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow PIVOT B \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{1} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.227}) = 0.326$$

$$\varepsilon_{st} = 0.0023 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.55(1 - 0.4 \times 0.328) = 0.478 \text{ m}$$

Le ferrailage sera :

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.586}{0.478 \times 348} = 35.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 35.21 - 67.32 = -32.11 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 66.851 \text{ KN.m}, N = 1329.786 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.05 \text{ m} < (h/2) = 0.300 \text{ m}.$$

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

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 66.851 + 1329.786 \times (0.55 - 0.60/2) = 399.297 \text{ KN.m}.$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.02 = 0.82 > [1329.786 \times (0.55 - 0.05) - 399.297] \times 10^{-3} = 0.265$$

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

$$M_{UA} = 399.297 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.154 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.211 \rightarrow z = 0.503 \rightarrow A_l = 22.81 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = -143.116 \text{ KN} \rightarrow M = 62.073 \text{ KN.m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = 9.785 \text{ KN.m}.$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [652.772 \times (0.55 - 0.05) - 168.907] \times 10^{-3} = 0.157$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 9.785 \text{ KN} \rightarrow \mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha=0.048 \rightarrow z=0.539\text{m} \rightarrow A_1=3.09\text{cm}^2 \rightarrow A_s=7.20\text{cm}^2.$$

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

Tableau 80 : Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A_{Cal} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{ado} (cm^2)	Nbre Barres
Entresol 1 , 2 et RDC	60×60	7.20	14.4	31.04	4HA20+12HA14
1,2 et 3 ^{ème} étage	55×55	6.05	12.1	26.51	4HA16+12HA14
4,5 et 6 ^{ème} étage	50×50	5.00	10	21.36	4HA16+12HA12
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et terrasse	45×45	4.05	8.1	18.08	16HA12

5.1.5. Armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

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

Tableau 81 : Calcul des armatures transversales

Section (cm^2)	Φ_l^{min} cm	V_u (KN)	l_r cm	t zone nodale	t zone courante	A_t (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2)	Barres
60×60	1.4	79.432	56	10	15	1.86	4.95	6.28	8HA10
55×55	1.4	122.852	56	10	15	3.14	4.53	6.28	8HA10
50×50	1.2	72.045	48	10	15	2.02	4.12	6.28	8HA10
45×45	1.2	34.883	48	10	15	1.09	3.70	4.02	8HA8

5.1.6 .Vérifications

a)Vérification au flambement

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

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

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br :est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α est un coefficient fonction de l'élançement mécanique qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } 0 \leq \lambda \leq 35$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 35 < \lambda \leq 50$$

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

L'élançement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times lf / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times lf / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

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

$$N_d = 2343.407 \text{ KN}$$

$$lf = 286 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 22.37 < 50 \rightarrow \alpha = 0.809 / 1.10 = 0.736$$

$$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 12.53 \text{ MN}$$

$$N_d = 2.343 \text{ MN} < 12.53 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tableau 82 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Entresol 01, Entresol 02, RDC	60×60	286	286	22.37	0.736	31.04	0.3364	12.53	2.343	vérifiée
1, 2 et 3 ^{ème} étage	55×55	286	286	17.99	0.734	26.51	0.2809	10.58	1.659	vérifiée
4, 5 et 6 ^{ème} étage	50×50	286	286	19.79	0.726	21.36	0.2304	8.491	0.99	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et terrasse	45×45	286	286	21.99	0.716	18.08	0.1849	6.959	0.43	vérifiée

b) Vérification des contraintes

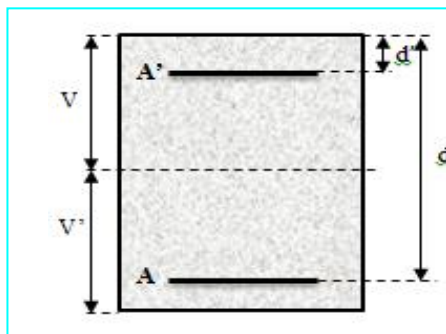
Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).



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

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 83: Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Entre sol 01, entre sol 02 et RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et la terrasse
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	55	50	45	40
A (cm ²)	31.04	26.51	21.36	18.10
V (cm)	32.80	30.114	27.272	24.568
V' (cm)	28.20	24.886	22.727	20.432
I _{yy'} (m ⁴)	0.01379	0.0094	0.0063	0.0041
N ^{ser} (MN)	1.7018	1.2064	0.7209	0.3138
S (m ²)	0.4054	0.3422	0.2820	0.2296
M ^{ser} (MN.m)	0.0459	0.0389	0.0199	0.0176
M _G ^{ser} (MN.m)	0.0966	0.0703	0.0362	0.0241
σ _{bc1} (MPa)	6.497	5.777	4.122	2.810
σ _{bc1} (MPa)	3.999	1.664	1.250	0.166
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

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

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

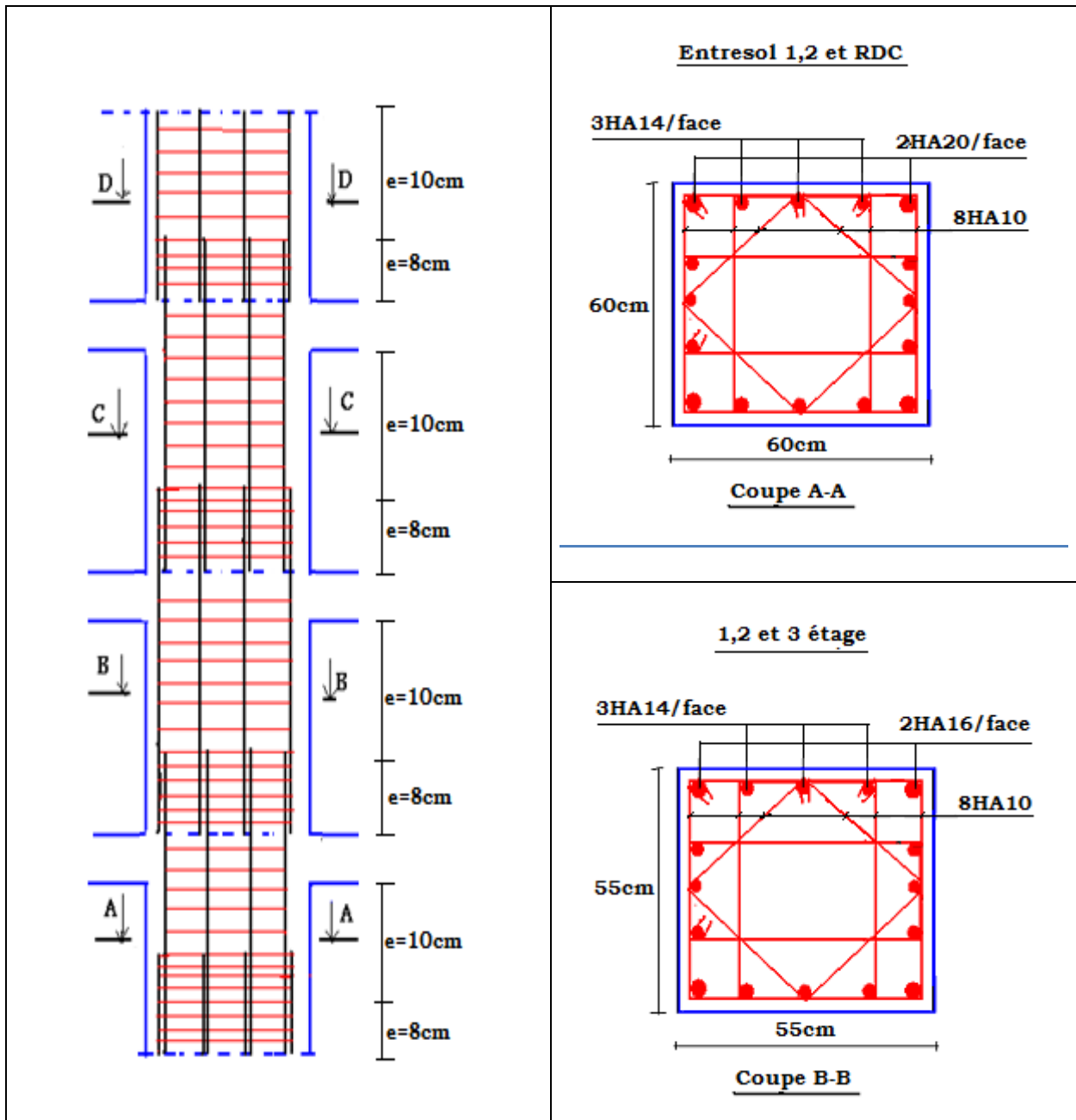
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

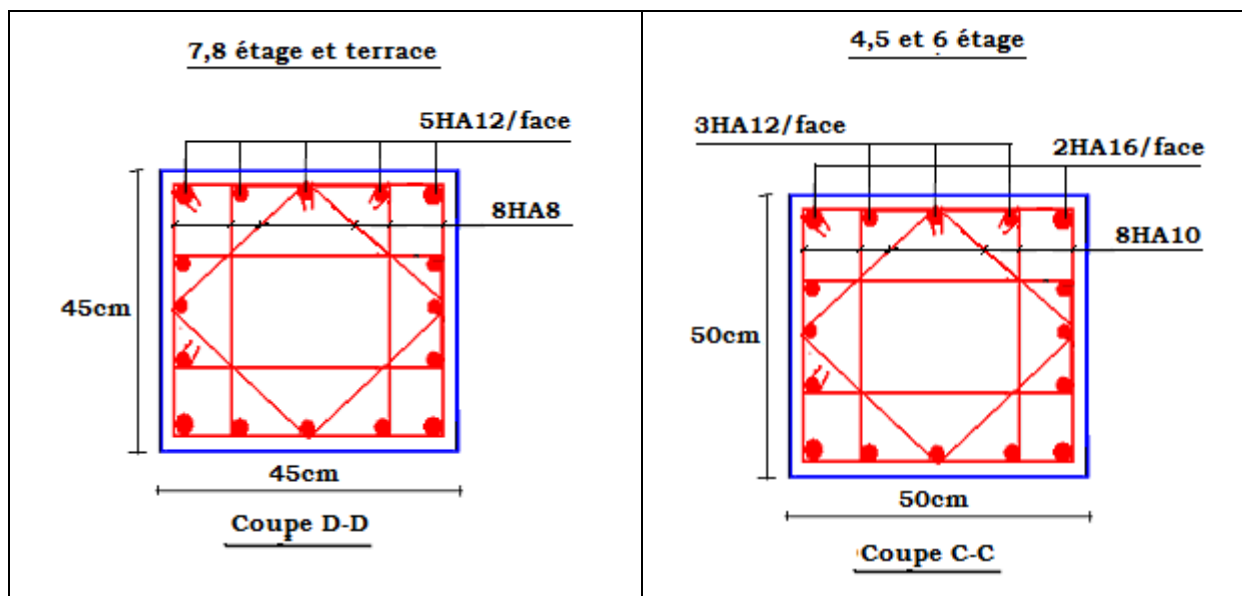
Tableau 84 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Section s (cm ²)	I _f (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
Entre sol 1,2 et RDC	60×60	388	22.37	0.075	55	79.432	0.24	1.875	vérifiée
1,2 et 3 ^{ème} étage	55×55	286	17.99	0.075	50	122.852	0.45	1.875	vérifiée
4,5 et 6 ^{ème} étage	50×50	286	19.79	0.075	45	72.045	0.32	1.875	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et les poteaux de la terrasse	45×45	286	21.99	0.075	40	34.883	0.19	1.875	vérifiée

5.1.7. Schéma de ferrailage des poteaux

Les schémas de ferrailage des poteaux sont dans les figures ci-après :





5.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, d'où leurs ferrillages se fait à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables, en respectant les recommandations du RPA99 /Version 2003.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrillage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Recommandations du RPA99 / (version 2003)**Armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

- 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II a.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

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

- $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

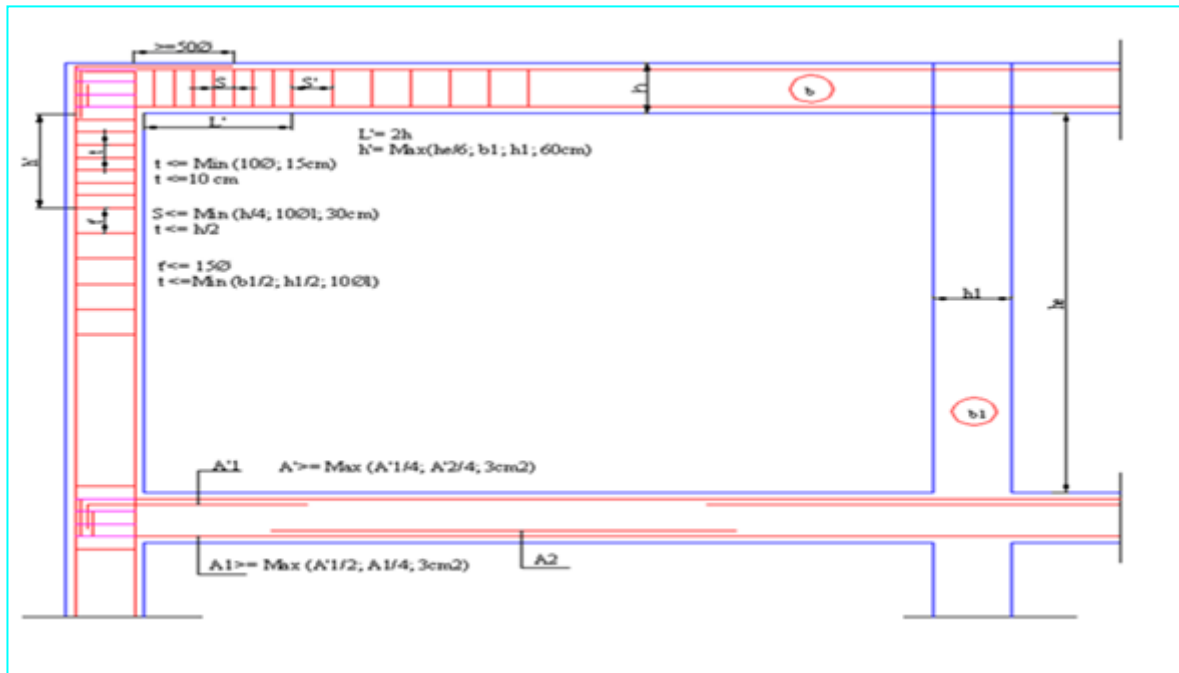


Figure42 : Dispositions constructives des portiques : RPA 99

Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

$$A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

CONDITION RPA

- $A_{\min} = 0.005 \cdot b \cdot h = 5.25 \text{ cm}^2$
- $A_{\min} = \max(1.16 ; 5.25) = 5.25 \text{ cm}^2$

Calcul du ferrailage :

A) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

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

Calcul du moment réduit ultime :

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

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

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

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

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B) Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×35) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes

$$\begin{cases} Mt = 32.157 \text{ KN.m} \\ Ma = 71.113 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Armatures en travée :**

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.157 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.0737 < 0.186$$

$$\text{On est en pivot A et } \varepsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Et $\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0737}) = 0.095$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.3 \times (1 - 0.4 \times 0.095) = 0.307 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{32.157 \times 10^{-3}}{0.307 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en appui :**

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71.113 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.163 < 0.186$$

$$\text{On est en pivot A et } \varepsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Et $\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimé ($\hat{A}=0$)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}} = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.163}) = 0.224$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,32 \times (1 - 0,4 \times 0,224) = 0,291\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{71.113 \times 10^{-3}}{0.291 \times 348} = 7.02\text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau 85 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entresol 1, 2 et RDC	PP	30×35	Appuis	71.113	98.126	7.02	5.25	8.01	3T14+3T12
			Travée	32.157		3.01		6.79	6T12
	PS	30×35	Appuis	32.268	36.103	3.01	5.25	6.79	6T12
			Travée	30.030		2.79		6.79	6T12
1,2 et 3 ^{ème} étage	PP	30×35	Appuis	66.394	86.183	6.51	5.25	7.09	3T14+3T12
			Travée	33.331		3.12		6.79	6T12
	PS	30×35	Appuis	65.572	106.08	7.33	5.25	8.01	3T14+3T12
			Travée	87.353		8.87		9.24	6T14
4,5 et 6 ^{ème} étage	PP	30×35	Appuis	72.191	87.373	7.15	5.25	8.01	3T14+3T12
			Travée	34.467		3.23		6.79	6T12
	PS	30×35	Appuis	64.596	91.053	6.31	5.25	6.79	6T12
			Travée	74.654		6.90		6.79	6T12
7, 8 ^{ème} étage Et terrasse	PP	30×35	Appuis	72.091	88.812	7.12	5.25	8.01	3T14+3T12
			Travée	33.256		3.11		6.79	6T12
	PS	30×35	Appuis	51.179	58.257	4.90	5.25	6.79	6T12
			Travée	46.076		4.38		6.79	6T12

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

En zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

- **Les longueurs de recouvrement :**

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

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

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

Les armatures transversales :

a) Calcul de Φ_t :

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

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

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

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1; 3\text{cm})$$

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$

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

Soit : **1 cadre T10 + 1 étrier T10** pour toutes les poutres

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t\right)$$

Poutres principales: $S_t \leq \min(8.75; 14.4) = 8.75\text{cm}$ Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Poutres secondaires: $S_t \leq \min(8.75; 14.4) = 8.75\text{cm}$ Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales: Soit : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$ $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires: Soit : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

Poutre principale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min}^t \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Poutre secondaire :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.16 > A_{\min}^t \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité

$$\text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

b) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} .$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 86 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	98.126	1.022	3.33	Vérifiée
Secondaires	36.103	0.376	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

• Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1).$

BAEL91 (Art H.IV.2)

• Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$

$\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 87 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	98.126	71.113	2.821	-4.277	Vérifiée
Secondaires	6.79	36.103	32.157	1.037	-2.172	Vérifiée

5.2.1. Vérification à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 88 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	51.092	460562.08	35.8	3.97	15	vérifiée
	Travées	23.066	57992.564	11.7	4.66	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	7.708	57992.564	11.7	1.43	15	vérifiée
	Travées	6.707	57992.564	11.7	1.35	15	vérifiée

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau 89: Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	B Cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	35	30	400	8.01	0.087	0.048	0.0089	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	400	6.79	0.087	0.044	0.0070	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Avec :

$$q_u = 1.35(G_0 + G_1) + 1.5Q$$

$$G_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/M}$$

$$G_1 = 5.33 \times (4/2 + 3.75/2) = 20.65 \text{ KN/M}$$

$$q_u = 1.35(20.65 + 2.625) + 1.5 \times 2.5 = 33.67 \text{ KN/M}$$

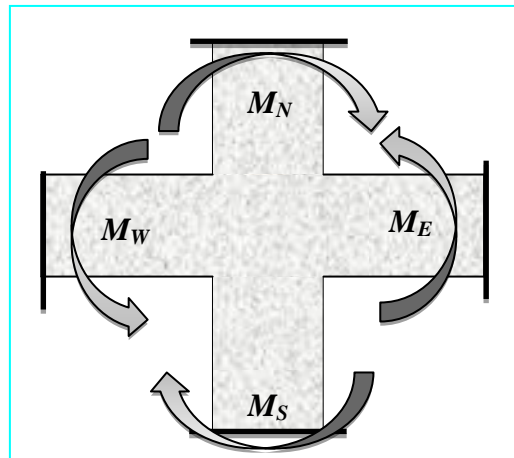
$$M_0 = \frac{33.67 \times 16}{8} = 67.34 \text{ KN.M}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

d) Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



d-1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 90 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section(cm^2)	Z(cm)	As(cm^2)	MR(KN.m)
Entre sol 1,2 et RDC	60×60	54	31.04	569.209
1,2 et 3 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.51	456.661
4 ,5 et 6 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	334.497
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et les poteaux de la terrasse	45×45	40.5	18.08	255.1 01

d-2) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab 92). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau 91 : Vérification de la zone nodale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Entresol 1	569.209	569.209	1138.42	178	178	445	Vérifiée
Entresol 2	569.209	569.209	1138.42	178	178	445	Vérifiée
RDC	569.209	569.209	1138.42	178	178	445	Vérifiée
Etage 01	456.661	569.209	1025.87	215.215	215.215	538.037	Vérifiée
Etage 02	456.661	456.661	913.32	215.215	215.215	538.037	Vérifiée
Etage 03	456.661	456.661	913.32	215.215	215.215	538.037	Vérifiée
Etage 04	334.497	456.661	791.158	178	178	445	Vérifiée
Etage 05	334.497	334.497	668.994	178	178	445	Vérifiée
Etage 06	334.497	334.497	668.994	178	178	445	Vérifiée
Etage 07	255.101	334.497	589.598	162.926	162.926	407.315	Vérifiée
Etage 08	255.101	255.101	510.202	162.926	162.926	407.315	Vérifiée
Terrasse	255.101	255.101	510.202	162.926	162.926	407.315	Vérifiée

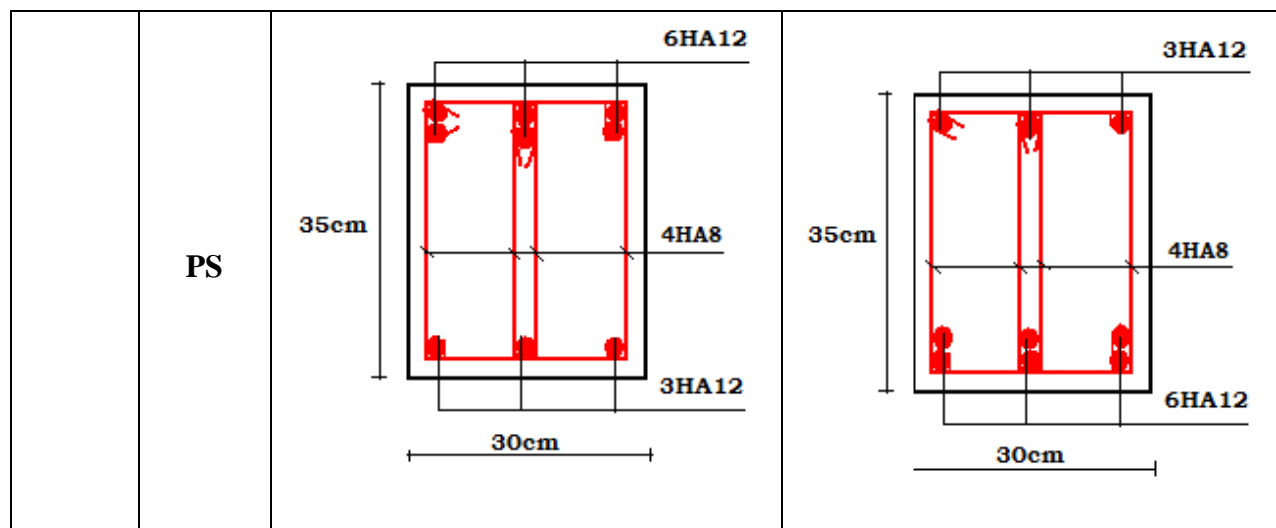
Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Schéma de ferrailage des poutres

Niveau	Poutre	Appuis	Travées
Entre sol 1,2 et RDC	PP		

	PS	<p>6HA12 35cm 30cm 3HA12 4HA8</p>	<p>35cm 30cm 3HA12 4HA8 6HA12</p>
1,2,3 étages	PP	<p>35cm 30cm 3HA14+3HA12 3HA12 4HA8</p>	<p>35cm 30cm 3HA12 4HA8 6HA12</p>
	PS	<p>35cm 30cm 3HA14+3HA12 3HA12 4HA8</p>	<p>35cm 30cm 3HA14+3HA12 3HA12 4HA8</p>

4,5,6 étages	PP	<p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14+3HA12</p> <p>4HA8</p> <p>3HA12</p>	<p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA12</p> <p>4HA8</p> <p>6HA12</p>
	PS	<p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>6HA12</p> <p>4HA8</p> <p>3HA12</p>	<p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA12</p> <p>4HA8</p> <p>6HA12</p>
7,8 et terrace	PP	<p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14+3HA12</p> <p>4HA8</p> <p>3HA12</p>	<p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA12</p> <p>4HA8</p> <p>6HA12</p>



5.3. Étude des voiles

5.3.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

5.3.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espace $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espace des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec: } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.3.3. Sollicitations de calcul

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

Tableau 92 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'.(1.30 m)

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 1,2 et RDC	V_{x1}	797.264	535.045	4494.531	581.793	401.681	3842.960	72.866
1,2 et 3 ^{ème} étage	$V_{x1, (4,5,6)}$	730.293	47.7472	5091.726	531.802	357.702	5040.278	262.307
4,5 et 6 ^{ème} étage	$V_{x1, (7,8)}$	515.068	20.5312	2782.012	374.565	250.82	2749.503	112.489
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	$V_{x1, (9,10)}$	233.691	64.5893	1153.312	169.879	113.129	1141.764	56.5893

5.3.4 Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x 'et les autres seront résumés dans un tableau.

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

➤ Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus Défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 1.3m, d = 1.25m, e = 0.20m.$

$N_{max} = 797.264 KN(\text{compression}), M_{cor} = 535.045 KN.m. (\text{Combinaison}).$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.98m < \frac{l}{2} = 1.25m \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d \times h / 2) = 1311.56 + 1339.00 \times (2.45 \times 2.50 / 2) = 2918.36 KN.m.$

$(0.337 \times 2.50 - 0.81 \times 0.05) \times 2.50 \times 2.50 \times 18.48 = 9.53 > \times [1339.00 \times (2.45 - 0.05) - 2918.36] \times 10^{-3} = 0.295$

$\Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée.}$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2918.36 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.45^2 \times 18.48} = 0.175$$

$$\mu_{bu} = 0.175 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.242$$

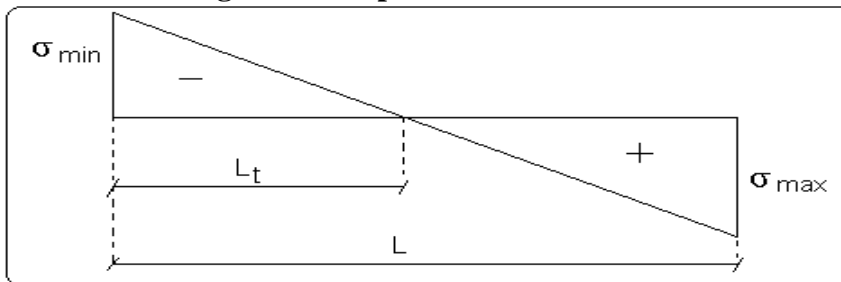
$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.21 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{2918.36 \times 10^{-3}}{2.21 \times 400} = 32.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = 32.98 - \frac{1339.00 \times 10^{-3}}{400} = -0.495 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{1339.00 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.50} + \frac{1311.56 \times 10^{-3}}{0.1953125} \times 1.25 = 11.95 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{1339.00 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.50} - \frac{1311.56 \times 10^{-3}}{0.1953125} \times 1.25 = -4.81 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{4.81 \times 2.50}{4.81 + 11.95} = 0.72 \text{ m.}$$

➤ **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 505.7 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 505.7 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.45} = 1.92 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.8 \text{ cm}^2.$$

B) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 1318.166 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{cor} = 271.664 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$e_G = 4.85 \text{ m} > (h/2) = 1.25 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1318.166 + 271.664 \times (2.45 - 1.25) = 1644.163 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 1644.163 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0988 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.129 \rightarrow z = 2.323 \text{ m} \rightarrow A_l = 17.69 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 10.89 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 9.16 \text{ MPa}; \quad \sigma_{min} = -7.71 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1.14 \text{ m.}$$

C) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 16.66 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 814.66 \text{ KN.m. (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

➤ **Armatures verticales :**

$$e_G = 78.86 \text{ m} > (h/2) = 1.25 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1313.89 + 16.66 \times (2.45 - 1.25) = 1333.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 1333.88 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.080 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.104 \rightarrow z = 2.35 \text{ m} \rightarrow A_l = 14.19 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 13.78 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 8.65 \text{ MPa}; \quad \sigma_{min} = -8.36 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1.23 \text{ m.}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile $V_{x1, (1,2)}$

$$A_{V(ZT)} = 13.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 1.80 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

• **Vérifications:**

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 123 = 3.69 \text{ cm}^2. \quad (A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 245 \times 15 \times 2.1 / 400 = 4.43 \text{ cm}^2. \quad (A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (250 - 2 \times 123) = 0.06 \text{ cm}^2. \quad (A_{min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$$A_{min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 250 = 5.625 \text{ cm}^2. \quad (A_{min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} = 13.78 \text{ cm}^2$.

On opte pour : $14\text{HA}12 = 15.83 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans les autres niveaux :

Tableau 93 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1,2 et RDC	1,2et 3 ^{ème} étage	4 ,5et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.20*1.30	0.2*1.3	0.2*1.3	0.2*1.3
M(KN)	535.045	47.747	20.5312	64.5893
N(KN)	797.264	730.293	515.068	233.691
section	partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	72.866	262.307	112.489	56.149
τ (MPa)	0.436	1.569	0.673	0.336
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	2.977	12.32	8.085	1.485
A_v^{min} (cm^2)	2.6	3.9	3.9	3.9
A_v^{adop} (cm^2)	3.16	15.83	9.48	3.01
N^{bre} /par face	4HA10	8HA14	12HA10	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	25
A_h^{cal} (cm^2)	0.54	1.96	0.84	0.42
A_h^{min} (cm^2)	0.60	8.13	8.13	0.6
A_h^{adop} (cm^2)	1	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 94 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1,2 et RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2*1.7*	0.2*1.7	0.2*1.7	0.2*1.7
M(KN)	42.767	55.1076	40.4043	31.1568
N(KN)	659.005	446.431	290.034	146.365
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	201.758	202.972	141.503	80.156
τ (MPa)	0.923	1.214	0.847	0.480
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	10.558	8.246	5.51	3.138
A_v^{min} (cm ²)	5.1	3.9	3.9	3.90
A_v^{adop} (cm ²)	11.3	9.48	6.32	4.52
N^{bre} /par face	10HA12	12HA10	8HA10	4HA12
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.15	1.52	1.06	0.6
A_h^{min} (cm ²)	8.13	8.13	8.13	8.13
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	2.26	2.26	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA12	2HA12	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 95 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2 et RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2*3.1	0.2*3.1	0.2*3.1	0.2*3.1
M(KN)	663.328	354.8676	39.938	45.7139
N(KN)	2568.641	1788.02	1224.418	528.686
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	361.283	738.289	341.625	168.700
τ (MPa)	0.906	1.852	0.857	0.423
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	46.152	30.639	18.156	8.236
A_v^{min} (cm ²)	9.3	9.3	9.3	9.3
A_v^{adop} (cm ²)	46.62	31.40	18.48	9.24
N^{bre} /par face	14HA16+ 12HA14	10HA16+ 10HA12	12HA14	6HA14
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.13	2.32	1.07	0.53
A_h^{min} (cm ²)	8.13	8.13	8.13	8.13
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	3.08	2.26	1.01
N^{bre} /par plan	2HA12	2HA14	2HA12	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 96 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2*4	0.2*4	0.2*4	0.2*4
M(KN)	236.1929	624.9171	47.4519	18.0467
N(KN)	2157.898	2326.484	1578.556	671.744
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	903.018	903.018	554.387	234.661
τ (MPa)	3.873	1.756	1.078	0.456
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	33.566	40.18	23.203	9.851
A_v^{min} (cm ²)	12.00	12.00	12	12.00
A_v^{adop} (cm ²)	34.56	41.66	24.38	12.32
N^{bre} /par face	8HA16+12HA14	10HA16 +14HA14	8HA14 +6HA16	8HA14
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	4.84	2.19	1.35	0.57
A_h^{min} (cm ²)	8.13	8.13	8.13	8.13
A_h^{adop} (cm ²)	6.16	2.26	2.26	1.01
N^{bre} /par plan	4HA14	2HA12	2HA12	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Exemple de schémas de ferrailage de voile RDC

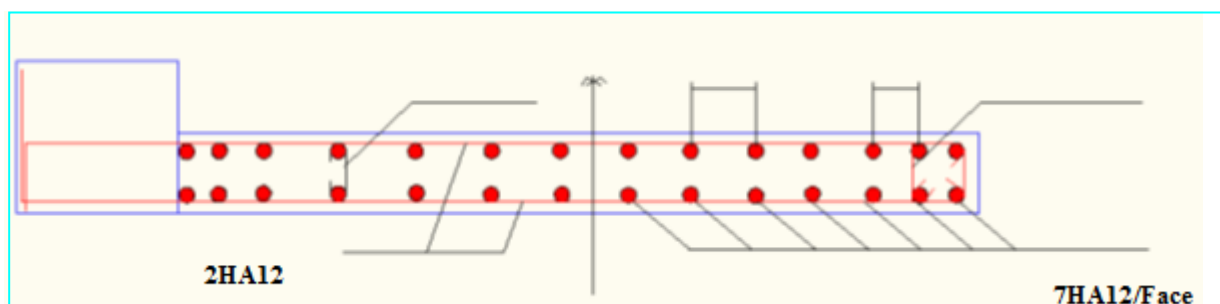


Figure 43: Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})

6.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- économie (ferraillage).

Etude du laboratoire de sol :

- Le terrain est plat
- La contrainte admissible recommandée est de : $1.8bars$
- le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 4.50 m de profondeur.

Combinaison d'actions à considérer sont :

D'après RPA99/2003, (art.10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1- $G + Q \pm E$
- 2- $0.8 * G \pm E$

Selon les combinaisons citées par le BAEL91 :

- 1- $1.35G+1.5Q$
- 2- $G+Q$

6.2. Choix et type de fondations

6.2.1 .Vérification de la semelle isolée

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

La surface de semelle se calculera comme suit :

$$\text{semelle isolée sous poteau} \quad (A \times B) \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

A, L et B sont les dimensions des semelles, voir figures ci-après :

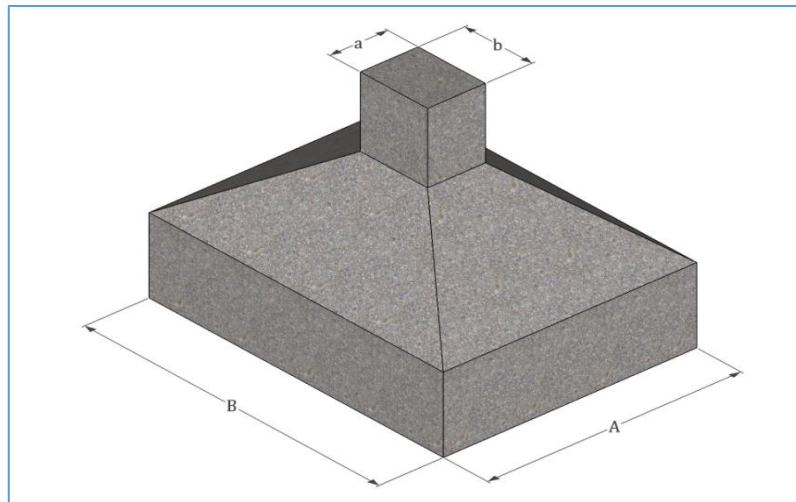


Figure 44 : présentation des semelles isolée

➤ Calcul de la surface des semelles isolées sous poteaux :

La surface de la semelle isolée se calculera en utilisant l'effort normal de service maximal N_{ser}^{max} à la base du poteau le plus sollicité

On sait que Les dimensions des semelles isolées sont homothétiques aux dimensions du poteau supporté, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \text{ dans notre cas } K = \frac{60}{60} = 1 \rightarrow A = B$$

Les semelles seront rectangulaires, donc la dimension de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1701.812 * 10^{-3}}{0.18}} = 3.07 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 3.10 \text{ m}$$

Soit $(A * B) = (3.10 * 3.10) \text{ m}^2$

Calcul des surfaces des semelles :

$$S_t = S_{semelle} * N_{poteaux} = (3.10 * 3.10) * 42 = 403.62 \text{ m}^2$$

Surface de la structure :

$$S_{structure} + 557.39 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul le taux des surfaces des semelles :**

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} \times 100 = \frac{403.62}{557.39} = 72.41\%$$

Nous voyons que la surface totale des semelles isolées dépasse la moitié de la surface d'emprise du bâtiment, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.2.2 Vérification de la semelle filante

On Choisit Une Semelle Filante, De Largeur B Et De Longueur L situé Sous Un Portique
Forme De 8 Poteaux :

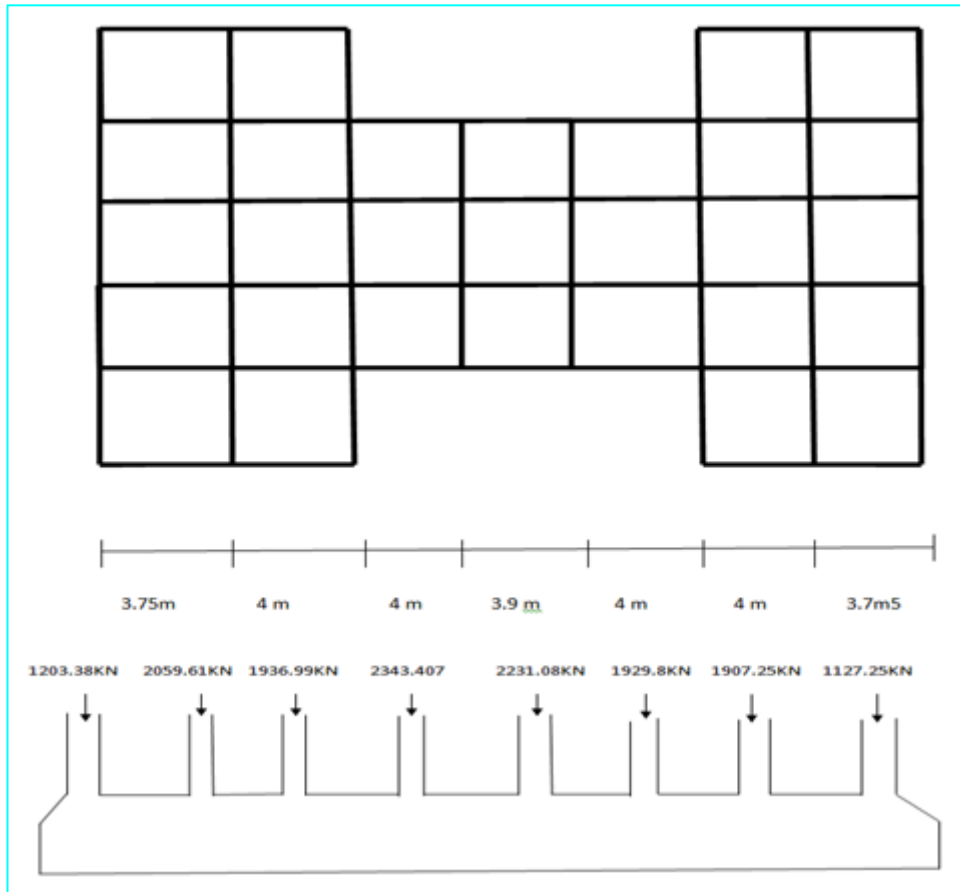


Figure 45 : présentation d'une semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau i.

$$N_1 = 1203.384\text{KN} ; N_2 = 2059.611\text{KN} ; N_3 = 1936.994\text{KN} ; N_4 = 2343.407\text{KN} ;$$

$$N_5 = 2231.085\text{KN} ; N_6 = 1929.8\text{KN} ; N_7 = 1907.252\text{KN} ; N_8 = 1157.254\text{KN}$$

$$\sum N_i = 14668.787\text{KN}$$

$$(B \times L) \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} * L} \Rightarrow B \geq \frac{14.668}{0.18 * 27.8} = 2.99\text{ m}$$

Soit $B = 3\text{ m}$

Calcul des surfaces des semelles :

$$S_{\text{semelles}} = S_{\text{bloc}} - S_{\text{vide}} = 557.39 - (30.4 + 30.4) = 496.59\text{ m}^2$$

➤ **Calcul le taux des surfaces des semelles :**

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} \times 100 = \frac{496.59}{557.39} = 89.09\%$$

Nous voyons que la surface totale des semelles filantes dépasse la moitié de la surface d'emprise du bâtiment. Donc, nous adoptons un radier général.

Définition :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature

6.3. Pré-dimensionnement du radier

6.3.1. Condition de coffrage

$$\text{Nervure} : h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{40}{10} = 40cm, \text{ Soit } h_t = 50cm$$

$$\text{dalle} : h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 cm, \text{ Soit } h_t = 30cm$$

6.3.2. Condition de rigidité

La dalle :

$$\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{max}$$

L_e : la longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 * 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section de radier .

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 * 10^4 KN/m^3$.

b : largeur de la semelle.

$$\text{on a } I = \frac{b * h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$$

$$L_{max} = 4 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 54 \text{ cm on prend } h_t = 70 \text{ cm.}$$

A partir des deux conditions **a** et **b** on prend : **$h_t = 70 \text{ cm}$** .

6.3.3. Détermination de la surface minimale du radier

Nous avons :

A L'ELS :

$$N_{ser} = 60349.245 \text{ KN}, \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{60349.245}{180} \Rightarrow S_{rad} \geq 335.27 \text{ m}^2$$

Donc la surface de radier est égale : $\max (S_{bat}, S_{ELS}) = S_{bat}$

$$S_{radier} = 557.39 \text{ m}^2$$

6.3.4. Vérification du radier

a) Vérification de contrainte de cisaillement :

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_u = \frac{q_u * L_{max}}{2} = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S_{radier}} \quad \text{et } d = 0.9 * h$$

$$\tau_u = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S_{rad} * b * d} = \frac{77008.95 * 4 * 10^{-3}}{2 * 557.39 * 1 * 0.9 * 0.7} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 * u_c * h_n * f_{c28} / \gamma_b$$

u_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

hn : est la hauteur de la nervure

Pour le poteau le plus sollicité : $u_c = 2 \times (a + b + 2h)$

$$N_u = 2343.407 \text{ KN} \quad \text{et} \quad u_c = 2 \times (0.6 + 0.6 + 2 \times 0.7) = 5.2m$$

$$N_u = 2343.407 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.7 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5} = 2730 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'effet de sous-pression (non soulèvement) :

Nous doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma_{\text{eau}} \times z$$

P : c'est le poids total

$$P = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}}$$

$$P = 49692.699 + 25 \times 557.39 \times 0.7 = 59447.024 \text{ KN} \quad \text{Et} \quad \alpha = 1.5$$

$$P = 59447.024 \text{ KN} \geq 1.5 \times 557.39 \times 10 \times 4 = 33443.4 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la stabilité du radier :

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales
- Efforts de renversement dû aux séismes

$$D'où \mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

\mathbf{M}_0 : moment sismique à la base de la structure

\mathbf{T}_0 : effort tranchant à la base de la structure

\mathbf{h} : profondeur de l'infrastructure

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(27.8 * 13.05) * 13.9}{(27.9 * 13.05)} = 13.9 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(27.8 * 13.05) * 6.52}{(27.8 * 13.05)} = 6.52 \text{ m}$$

- Calcul des moments d'inerties du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 5148.67 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 280378.62 \text{ m}^4$$

- Vérification des contraintes :

A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \bar{\sigma}_{sol}$$

A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{xx} = 2916.59 \text{ KNm} \\ M_{yy} = 1511.96 \text{ KNm} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren} \times V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{ren} \times V}{I} \end{cases}$$

- e) Vérification de renversement du radier:

D'après le RPA 99 (Art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M :Moment dû au séisme à la base.

N :Charge verticale permanente.

Sens X-X

$N = 60349.245 \text{KN}$ et $M_x = 1679.6 \text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{60.349}{557.39} + \frac{2.916 \times 13.9}{5148.67} = 0.11 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{60.349}{557.39} - \frac{2.916 \times 13.9}{5148.67} = 0.10 \text{Mpa}$$

$\sigma_1 ; \sigma_2$: sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.11 + 0.10}{4} = 0.15 < 0.18 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y' :

$$\sigma_1 = \frac{60.349}{557.39} + \frac{11.66}{31340.95} = 0.109 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{60.349}{557.39} - \frac{1.511 \times 6.52}{280378.62} = 0.107 \text{Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.107 + 0.109}{4} = 0.161 < 0.18 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau.97 : vérification au renversement de radier

Sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M_{renv}}{N}$	$\frac{l}{4}$	$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$
x-x	2916.59	60349.24	0.048	6.95	condition vérifiée
y-y	1511.96	60349.24	0.025	3.26	condition vérifiée

6.4. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

6.4.1. Ferrailage de la dalle de radier

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs nous considérerons le panneau le plus sollicité, et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

6.4.2. Identification du panneau le plus sollicité

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

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m) : $S_{rad} = 557.39 \text{ m}^2$.

$$N_{ult} = 77008.95 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 60349.24 \text{ KN}$$

$$q_{ult} = \frac{N_{ult}}{S_{rad}} \times b = \frac{77008.95}{557.39} \times 1 = 138.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \times b = \frac{60349.24}{557.39} \times 1 = 108.27 \text{ KN/ml}$$

Nous le prend comme un exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{4} \Rightarrow 0.975 \text{ donc le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x \times l_x^2 \times q \\ M_{0y} &= \mu_y \times M_x \end{aligned}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par un tableau suivant (Annexe E.3 du BAEL)

$$A \text{ l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases} ; A \text{ l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,6465 \\ \mu_y = 0,9543 \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELU} : \begin{cases} M_{0x} = 0,0392 \times 3.9^2 \times 138.15 = 82.36 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0,9322 \times 82.36 = 76.78 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} M_{0x} = 0,6465 \times 3,9^2 \times 108,27 = 76,58 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0,9543 \times 76,58 = 73,08 \text{ KNm} \end{cases}$$

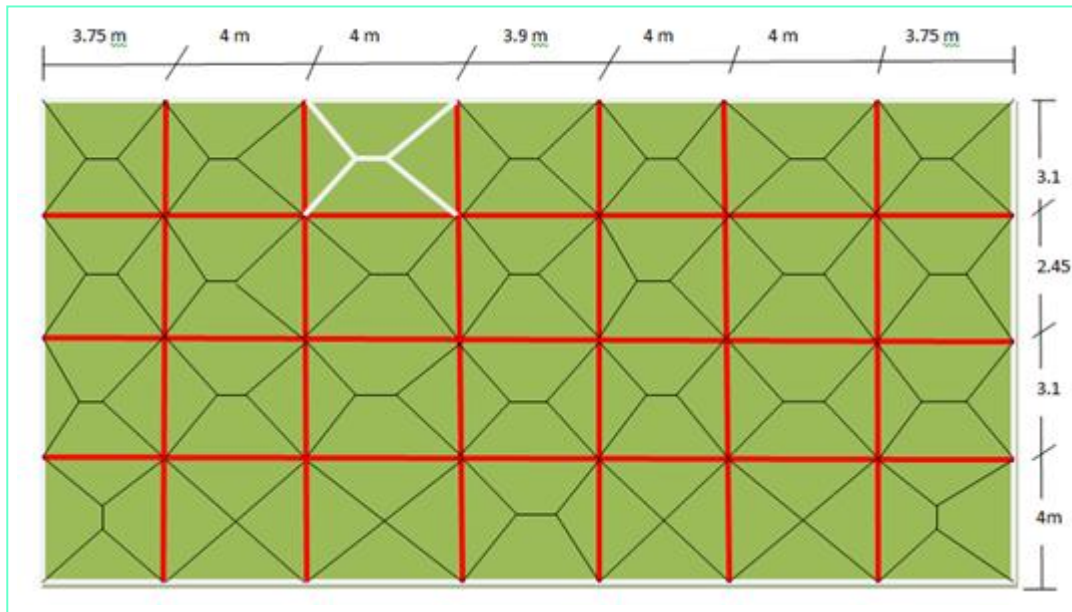


Figure 46 : schéma de rupture de radier

Remarque :

En tenant en compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de réduction aux appuis ainsi, le moment en travée doit être vérifié par la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_0$$

Tableau 98: Calcul des moment dans le radier a l'ELU.

Sens x-x	Sens y-y
$M_t \geq 0,75 M_{0x} = 61,77 \text{ KNm}$ $M_a^g = M_a^d = -0,5 \times M_{0x} = -41,18 \text{ KNm}$	$M_t = 0,75 \times M_{0y} = 57,58 \text{ KNm}$ $M_a^g = M_a^d = -0,5 \times M_{0y} = -38,39 \text{ KNm}$

Tableau 99 : Calcul des moment dans le radier a l'ELS

Sens x-x	Sens y-y
$M_t \geq 0,75 M_{0x} = 57,43 \text{ KNm}$ $M_a^g = M_a^d = -0,5 \times M_{0x}$ $= -38,29 \text{ KNm}$	$M_t = 0,75 \times M_{0y} = 54,81 \text{ KNm}$ $M_a^g = M_a^d = -0,5 \times M_{0y} = -36,54 \text{ KNm}$

6.4.3. Calcul de ferrailage à l'ELU

En utilisant le diagramme de la flexion simple pour le calcul de ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de caractéristique suivant :

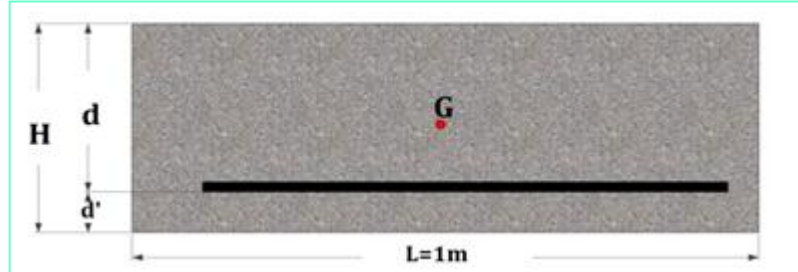


Figure 47 : section de calcul de la dalle de radier

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad d' = 3 \text{ cm.}$$

$$M_u = 61.77 \text{ KNm} \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

$$M_{ser} = 57.43 \text{ KNm} \rightarrow G + Q$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{61.77}{57.43} \Rightarrow \gamma = 1.07$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.059$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.07 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.181$$

$$\mu_{bu} = 0.059 \leq \mu_{lu} = 0.181$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059})$$

$$\alpha = 0,076 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.27(1 - 0.4 \times 0,076)$$

$$Z_b = 0.261$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{61.77 \times 10^{-3}}{0.261 \times 348} \Rightarrow A_s = 6.8 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant : **5HA14 avec** : $A_s = 7.69 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

Coefficient dépend du type d'acier utilisé : ρ_0 :

$$\rho_0 \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500 \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E400 \\ 0,0012 \dots \dots \text{pour acier } f_e E215 \text{ et } f_e E235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,97)}{2} * 100 * 30 = 2.436 \text{ cm}^2/m \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 30 = 2.4 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de ferrailage :

Tableau 100 : résultats de ferrailage de la dalle de radier

Sens		M(KNm)	A_s calculé [cm ²]	A_s min [cm ²]	A_s adoptée [cm ²]	Description des barres	S_x cm
x - x	travée	61.77	6.8	2.43	7.69	5HA14	20
	appui	41.18	4.47	2.43	5.65	5HA12	20
y - y	travée	57.58	6.30	2.4	7.69	5HA14	20
	appuis	38.39	4.16	2.4	5.65	5HA12	20

6.4.4. Vérification au cisaillement

Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{138.15 \times 3.9}{2} \times \frac{4^4}{3.9^4 + 4^4} = 141.51 \text{KN} \\ V_y = \frac{138.15 \times 4}{2} \times \frac{3.9^4}{3.9^4 + 4^4} = 131.16 \text{KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \left(\frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$\tau_u = \frac{141.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.52 \text{MPa} \leq 1.16 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc on n'a pas besoin des armatures transversales.

6.4.5. Vérification des contraintes à L'ELS

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\left(\frac{b}{2} \times y^2 \right) + (15 \times A_s) \times (y - d) = 0 \Leftrightarrow (50y^2) + (15 \times 7.69) \times (y - 27) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 115.35y - 3114.45 = 0 \Rightarrow y = 6.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 57548.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.82 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Tableau 101 : vérification des contraintes dans la dalle de radier

Sens	x-x				y-y			
M_{ser} [KNm]	travée		Appui		travée		Appui	
	57.43		38.29		54.81		36.54	
A_s [cm ²]	7.69		5.65		7.69		5.65	
Y[cm]	6.82		5.97		6.82		5.97	
I (cm ⁴)	57548.07		44574.142		57548.07		44574.142	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	6.80	302.07	5.12	270.97	9.02	302.07	5.17	270.97
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	202	15	202	15	202	15	202
	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 102 : reverification des contraintes dans la dalle de radier

Sens	x-x		y-y	
A_s [cm ²]	travée		appui	
	7HA14=10.78		7HA12=7.92	
S_t	15		15	
Y[cm]	8.69		7.61	
I (cm ⁴)	109711.01		85361.17	
Contrainte [MPa]	σ_s		σ_s	
	143.77		130.46	
	$\bar{\sigma}_s$		$\bar{\sigma}_s$	
	202		202	
	conditions vérifiées		conditions vérifiées	

- Schéma de ferrailage

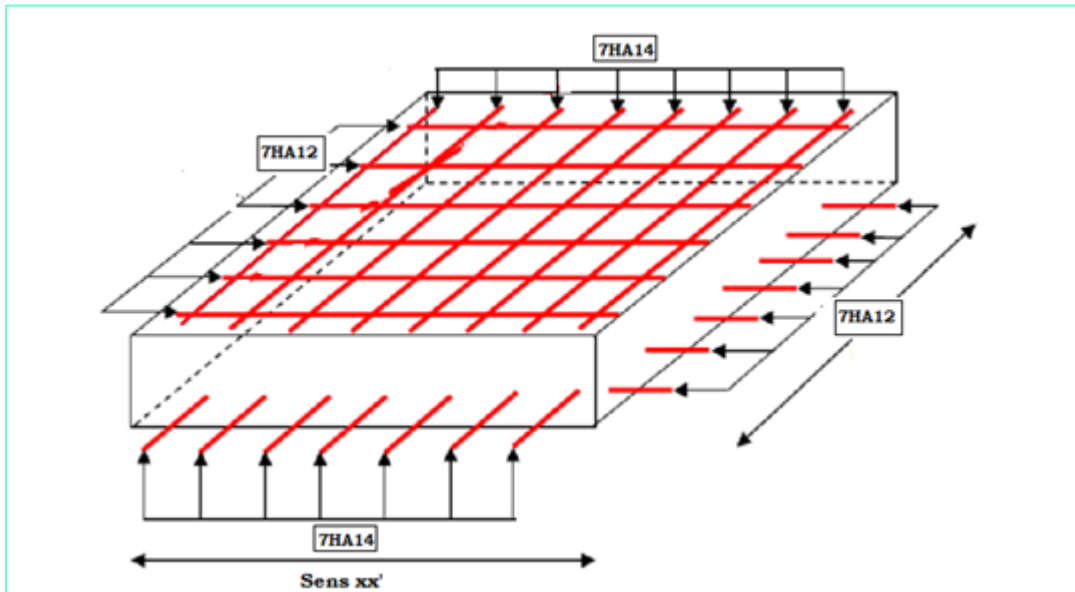


Figure 48 : schéma de ferrailage de la dalle de radier

6.5. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Figure 62), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Pm charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- PV charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

a) Charge trapézoïdale :

$$P_M = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_V = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right]$$

b) Charge triangulaire :

$$P_M = P_V = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

6.5.1. Les charges revenant aux nervures

$$q_{ult} = 138.15 \text{ KN/ml} . q_{ser} = 108.27 \text{ KN/ml} .$$

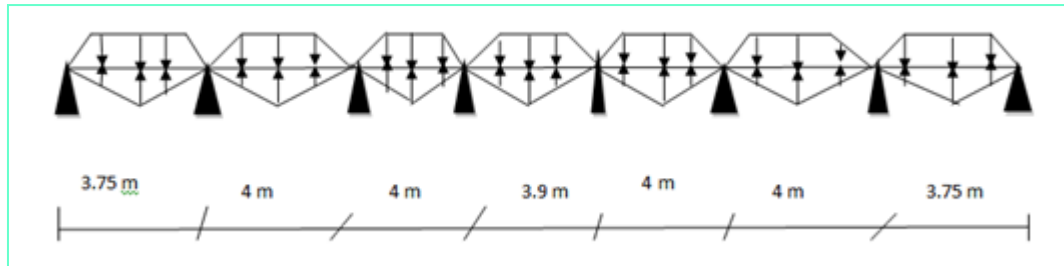


Figure 49 : schema statique de nervure selon x-x

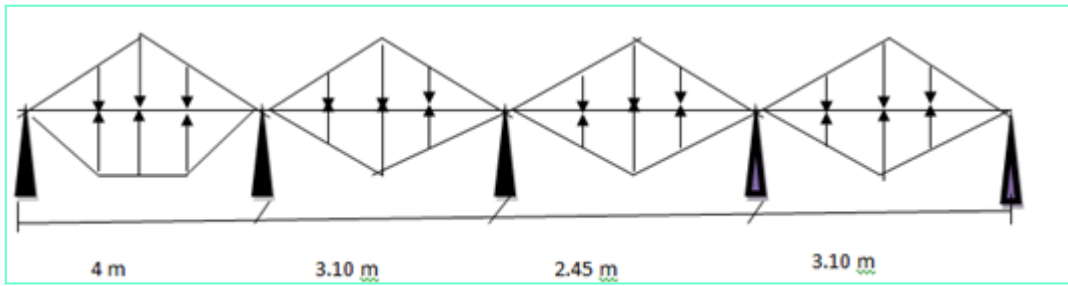


Figure 50 : schéma statique de nervure selon y-y

Tableau 103 : les charges équivalentes dans les nervures

Travée	Charge : Sens x-x			Charge : Sens y-y		
	P_m^u (KN/ml)	P_v (KN/ml)	P_m^s (KN/ml)	P_m^u (KN/ml)	P_v (KN/ml)	P_m^s (KN/ml)
A-B	424.38	390.18	332.59	459.44	413.91	360.07
B-C	447.56	407.45	350.76	402.83	402.83	315.7
C-D	447.56	407.45	350.76	402.83	402.83	315.7
D-E	438.42	398.41	343.59	402.83	402.83	315.7
E-F	447.56	407.45	350.76			
F-G	447.56	407.45	350.76			
G-H	424.38	390.18	332.59			

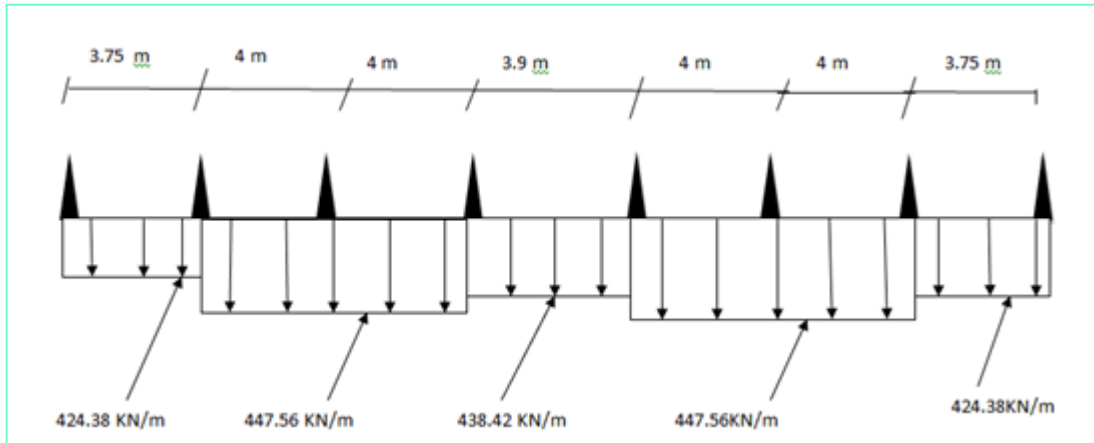


Figure 51 : schéma statique équivalente selon x-x

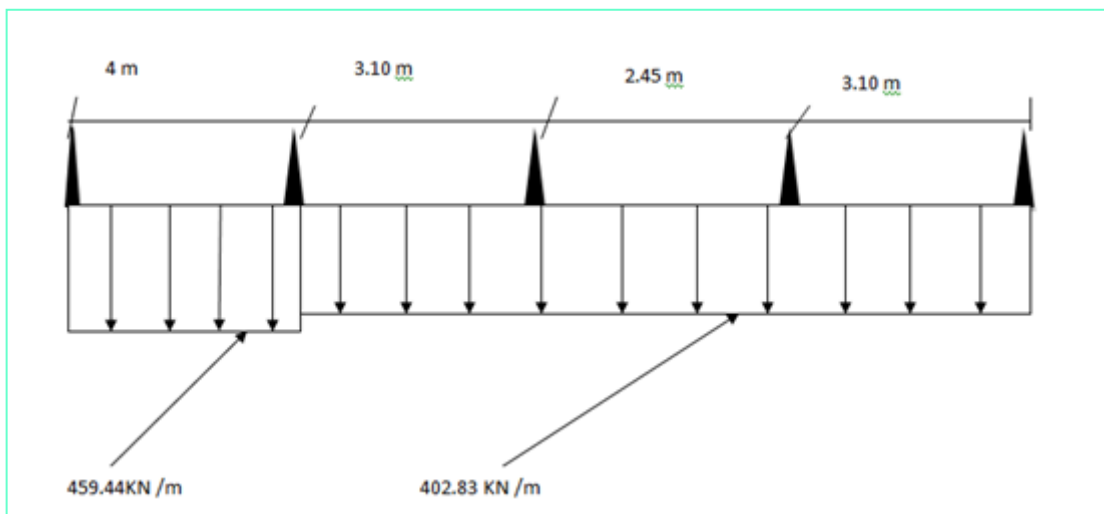


Figure 52 : schéma statique équivalente selon y-y

6.5.2. Calcul des sollicitations

Pour le calcul de la sollicitation on utilise la méthode de Caquot :

a- Le moment aux appuis :

Caquot a remplacé les points des moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g et l'_d avec :

- $l' = l \rightarrow$ travée d'extrémité.
- $l' = 0.8l \rightarrow$ travée intermédiaire.

Le moment à l'appui "i" est obtenu en appliquant la méthode des trois moments sur la poutre fictive, on trouve :

- $M_i = -\frac{q_g(l'_g)^3 + q_d(l'_d)^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \rightarrow$ Pour les charges réparties.
- $M_i = -\frac{k_g P_g (l'_g)^2 + k_d P_d (l'_d)^2}{l'_g + l'_d} \rightarrow$ Pour les charges concentrées.

Avec $k = -\frac{1}{2.125} x(1-x)(2-x)$; $x = \frac{a}{l'}$

b-Le moment en travée :

les moment en travée sont déterminés par RDM (la méthode des sections)

on isole la travée, on trouve :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

Avec : $\begin{cases} M_0(x) = q \frac{x}{2} (L - x). \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L} \end{cases}$

c-Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode RDM :

$$V_i = V_{0i} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

- V_i : effort tranchant de l'appui i.
- V_{0i} : effort tranchant isostatique de l'appui i

Tableau 104 : sollicitations dans la nervure a l' ELU dans le sens longitudinale

Travée	L (m)	L' (m)	x (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.75	3.75	1.48	0	-627.03	465.54	628.50	-962.91
B-C	4	3.2	2.04	-627.03	-539.17	312.43	916.96	-873.03
C-D	4	3.2	2.01	-539.17	-520.78	362.48	899.59	-890.40
D-E	3.9	3.12	1.95	-520.78	-520.78	312.76	876.84	-876.84
E-F	4	3.2	1.98	-520.78	-539.17	362.48	890.40	-899.59
F-G	4	3.2	1.95	-539.17	-627.03	312.43	873.03	-916.96
G-H	3.75	3.75	2.27	-627.03	0	465.54	962.91	-628.50

Tableau 105 : sollicitations dans la nervure a l'ELU dans le sens transversal

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$x(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
A-B	4	4	1.64	0	-645.39	624.49	829.53	-1152.22
B-C	3.1	2.48	1.87	-645.39	-243.17	60.51	754.13	-494.63
C-D	2.45	1.96	1.11	-243.17	-349.54	9.13	450.04	-536.87
D-E	3.1	3.1	1.83	-349.54	0	342.90	737.13	-511.62

Tableau 106 : sollicitations dans la nervure a l'ELS dans le sens longitudinale

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$x(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$
A-B	3.75	3.75	1.48	0	-491.45	364.72
B-C	4	3.2	2.04	-491.45	-422.56	244.76
C-D	4	3.2	2.01	-422.56	-408.20	285.82
D-E	3.9	3.12	1.95	-408.20	-408.20	245.05
E-F	4	3.2	1.98	-408.20	-422.56	285.82
F-G	4	3.2	1.95	-422.56	-491.45	244.76
G-H	3.75	3.75	2.27	-491.45	0	364.72

Tableau 107 : sollicitations dans la nervure a l'ELS dans le sens transversale

Travée	$L(m)$	$L'(m)$	$X(m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$
A-B	4	4	1.65	0	-505.8	489.44
B-C	3.1	2.48	1.87	-505.8	-190.57	44.44
C-D	2.45	1.96	1.11	-190.57	-273.93	6.44
D-E	3.1	3.1	1.83	-273.93	0	254.63

Pour le ferrailage on prend le moment max sur appuis et en travées pour les deux sens.

Tableau.108 : moments max pour ferrailage

	Sens	Moment en travée [KNm]	Moment sur appuis [KNm]
A l'ELU	x-x	465.54	627.03
	y-y	624.49	645.39
A l'ELS	x-x	364.72	491.45
	y-y	489.44	505.8

6.5.3. Calcul du ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera selon le diagramme de flexion simple :

$$h=0.70 \text{ m}$$

$$h_0=0.20\text{m}$$

$$b_0=0.40\text{m}$$

$$d=0.65\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.375;1.225)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.375\text{m}$$

On prend $b_1=37.5\text{cm}$.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.15\text{m}$

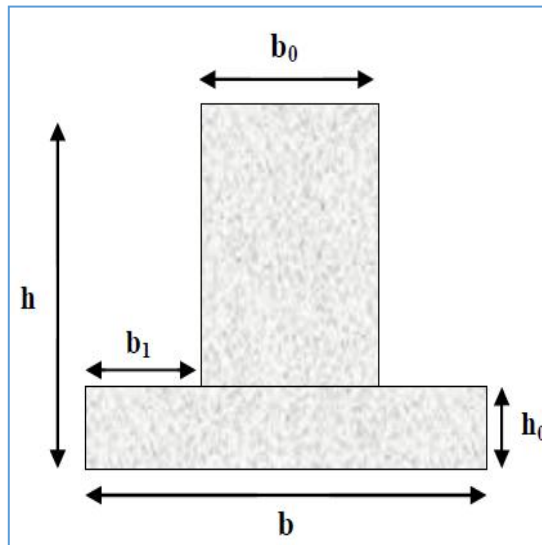


Figure 53 : section de calcul de la nervure

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \text{ minBAEL}} = \max\left\{0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000}\right\}$$

$$A_{s \text{ minBAEL}} = \max\left\{0,23 \times 115 \times 65 \times \frac{2,1}{400}; \frac{115 \times 65}{1000}\right\} = 9.02\text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ minRPA}} = 0.005 \times b \times h = 40.25\text{cm}^2$$

Tableau 109 : résultats de ferrailage des nervures

	sens	$M_u(KNm)$	μ_{bu}	α	Z_b (m)	A_s (cm^2)	$A_{s\ min}^{BAEL}$ (cm^2)	$A_{s\ min}^{RPA}$ (cm^2)	$A_s^{adopté}$ (cm^2)
Travée	x-x	465.54	0.067	0,087	0.627	21.33	9.02	37.37	10HA25 =49.08
	y-y	624.49	0.090	0.118	0.619	28.99	9.02	37.37	10HA25 =49.08
Appui	x-x	627.03	0.091	0.119	0.618	29.11	9.02	37.37	10HA25 =49.08
	y-y	645.49	0.093	0.122	0.618	30.00	9.02	37.37	10HA25 =49.08

6.5.4. Vérification des contraintes à L'ELS

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Tableau 110 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	x-x				y-y			
	travée		appui		travée		appui	
M_{ser} [KNm]	364.72		491.45		489.44		505.8	
$A_s[cm^2]$	49.08		49.08		49.08		49.08	
Y[cm]	14.89		14.89		14.89		14.89	
I (cm4)	3662743.62		3662743.62		3662743.62		3662743.62	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	1.48	74.84	2.00	100.85	1.98	100.44	2.05	103.79
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	202	15	202	15	202	15	202
	conditions vérifiées				conditions vérifiées			

- Schéma de ferrailage.

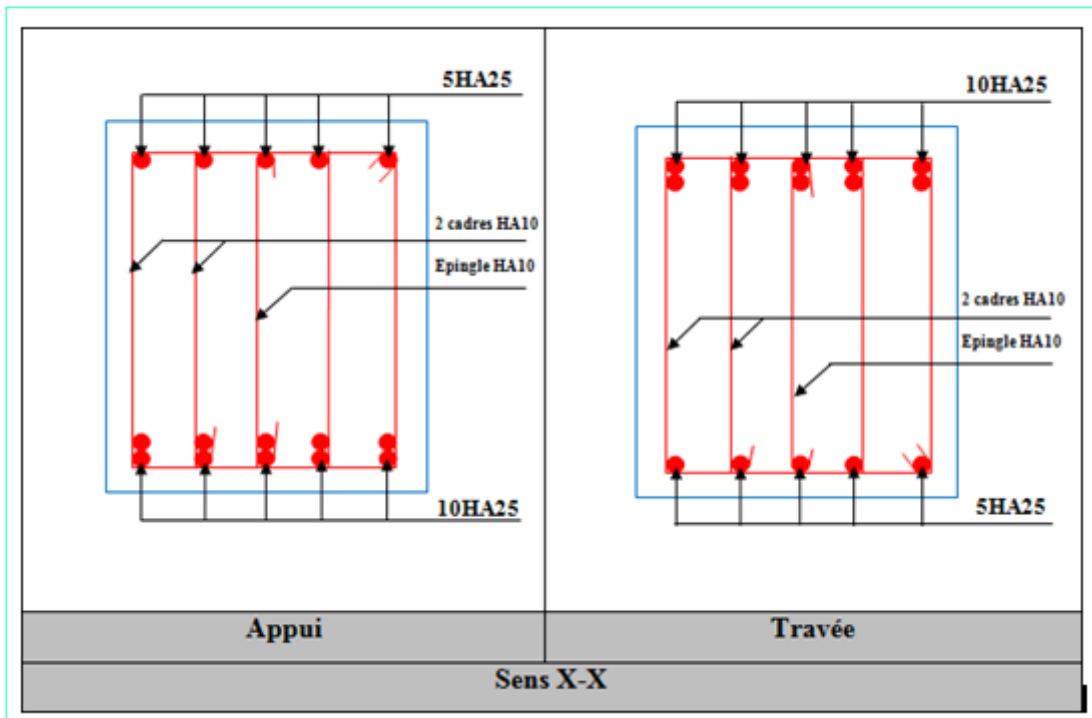


Figure 54 : schéma de ferrailage de la nervure dans le sens x-x

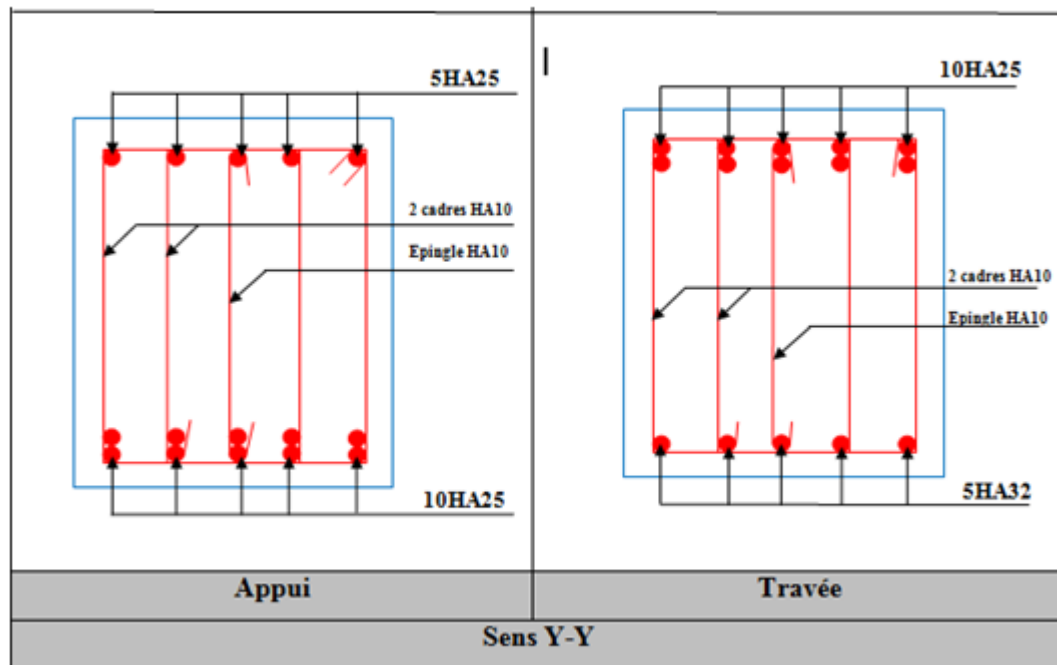


Figure 55 : schéma de ferrailage de la nervure dans le sens y-y

6.6. Voile périphérique

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous Dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

6.6.1. Etude du voile périphérique:

a-Pré dimensionnement:

D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

L'épaisseur est de : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique c'est la hauteur de entre sol = 4.08m.

La longueur $L = 4$ m.

b-Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$.
- L'angle de frottement $\varphi = 0$
- La cohésion $C_u = 0 \text{ KN/m}^2$.

c-Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma_h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C_u \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right))$$

$$G = 4.08 \times \left(19 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} \right) \right) = 77.52 \text{ KN/ml}$$

Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10$$

$$Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} \right) = 10 \text{ KN/ml.}$$

d-Ferraillage du voile : Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU

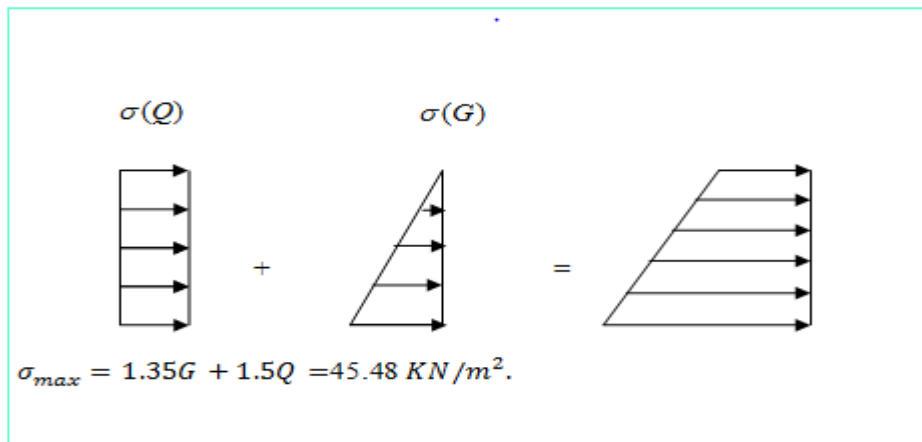


Figure 56 : répartition des contraintes sur les voiles

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 93.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 35.49 \text{ KN/ml.}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4 \text{ m. } b = 100 \text{ cm.}$$

$$L_y = 4.08 \text{ m. } e = 20 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.08} = 0.98 > 0.4 \text{ donc le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\alpha = 0.98 \Rightarrow \text{A l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0384 \\ \mu_y = 0,9545 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0384 \times 4^2 \times 93.48 = \mathbf{57.43KN.m} \\ M_{0y} = 0,9545 \times 57.43 = \mathbf{20.81 KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,85 * M_{0x} = 48.81KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 46.58KN.m$$

$$M_a = 0,5 * M_{0x} = 28.71KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% b * h$ condition exigée par le RPA.

Avec :

$h=20cm$ et $b=100cm$

Tableau 111 : résultats de ferrillages du voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	48.81	0,106	0,14	0,169	8.26	2	3HA16+ 2HA14= 9.11
	y-y	46.58	0,101	0,134	0,170	7.86	2	4HA16= 8.04
Appui		28.71	0,063	0,081	0,174	4.73	2	2HA14+ 2HA12= 5.34

Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens } xx : S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25 cm \Rightarrow S_t = 20 cm. \\ \text{sens } yy : S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25 cm \Rightarrow S_t = 25 cm \end{cases}$$

e-Vérifications :

A L'ELU :

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé :

$$\rho_0 \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500 \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E400 \\ 0,0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E215 \text{ et } f_e E235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,98)}{2} * 100 * 20 = 1.61 \text{ cm}^2/m \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 20 = 1,6 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4MPa)$, fissuration nuisible.

On a : $V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{93.48 * 4}{2} \times \frac{4.08^4}{4^4 + 4.08^4} = 97.18 \text{ KN.m}$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{93.48 * 4.08}{2} \times \frac{4^4}{4^4 + 4.08^4} = 91.57 \text{ KN.}$$

$$\tau_{ux} = \frac{97.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{91.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,5 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A L'ELS:

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0457 \\ \mu_y = 0,9694 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 77.52 + 1 \times 10 = 87.52 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 1 \times 10 = 10 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 68.14 \text{ KN/m}^2.$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0457 \times 4^2 \times 68.14 = \mathbf{49.82 \text{ KN.m}} \\ M_{0y} = 0,9694 \times 49.82 = \mathbf{48.27 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,85 * M_{0x} = 42.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 41.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 * M_{0x} = 24.91 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\left(\frac{b}{2} \times y^2\right) + (15 \times A_s) \times (y - d) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

Tableau 112 : vérification des contraintes a l'ELS

Sens	x-x				y-y	
	travée		appui		travée	
M_{ser} [KNm]	42.34		24.91		41.05	
A_s [cm ²]	9.11		5.38		8.04	
Y[cm]	5.78		4.64		5.49	
I (cm ⁴)	26842.41		17734.08		24389.35	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	9.11	289.12	6.51	281.22	9.24	315.83
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	202	15	202	15	202
	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V	C.V	C.N.V

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 113 : revivification des contraintes a l'ELS

Sens	x-x		y-y
	Travée	Appui	Travée
A_s [cm ²]	8HA14=16.08	3HA16+ 2 HA14=9.11	8HA14=16.08
S_t	12.5	20	12.5
Y[cm]	7.21	5.78	7.21
I (cm ⁴)	405556.92	26842.41	40556.92
Contrainte [MPa]	σ_s	σ_s	σ_s
	168.21	170.10	168.21
	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s$
	202	202	202
	Conditions vérifiées		

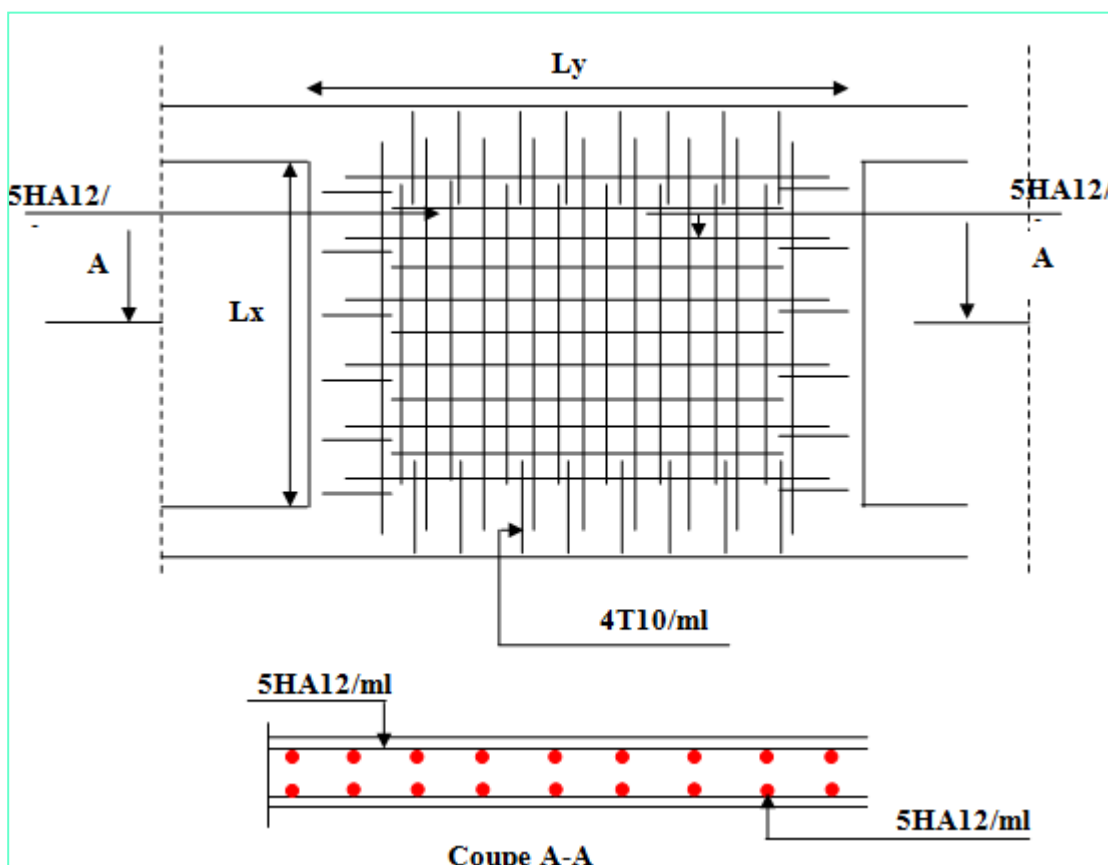


Figure 57 : schéma de ferrailage du voile périphérique