



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-Bejaia  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'études

Master 2

Option : Matériaux et structures

## Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé R+9+sous-sol à usage multiple contreventé par un système mixte**

Présenté par :

HADDADI Lynda

BENKHELLAT Zahra

Encadré par :

Mme SOUIDI Fatiha

Membres de jury :

Djerroud

Guechari

# *Remerciements*

*Grâce à DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos chers parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.*

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre encadreur **M<sup>me</sup>**: **F.SOUIDI** de nous avoir guidé dans notre travail et pour sa patience.*

*Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

*À mes très chers frères : Loucif, Koussaila, Massi.*

*À ma sœur Kahina, son mari Hakim et mon petit neveu Axel.*

*À toute ma grande famille "HADDADI".*

*À ma partenaire de ce modeste travail : Zahra.*

*À l'ingénieur Salim qui nous a beaucoup aidés.*

*À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.*

*À toute la promotion de Génie Civil 2017.*

*Lynda.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

*À mes très chers neveux et nièces.*

*À mes très chers frères, sœurs, belles-sœurs et beaux-frères.*

*À toute ma grande famille "BENKHELLAT".*

*À ma partenaire de ce modeste travail : Lynda*

*À mes meilleurs amis : Dida, Lounis, Rach, Nagu, Walid, Rym, Sassa et Rahma et à tous ceux qui me sont chère sans exception.*

*À toute la promotion de Génie Civil 2017.*

*Zahra.*





# **Introduction générale**

## *Introduction générale*

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+9+Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# Chapitre I

Généralités

### I.1. Introduction :

Afin de répondre aux besoins de la société dans la construction, la conception et la réalisation d'une structure à la fois sécuritaire et économique est le but de toute étude génie civil.

Un ouvrage doit assurer une stabilité vis-à-vis des différentes sollicitations qui s'exercent sur lui tout au long de sa durée de service (compression, flexion et l'action sismique).

Cette stabilité est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...). Cette dernière dépend des types des matériaux utilisés et leur dimensionnement. Pour le calcul de ses éléments on se base sur des règlements (BAEL91, RPA99) et des méthodes connues.

### I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+9+Sous-sol, destiné à un usage d'habitation. Le terrain réservé au projet est situé sur un replat d'un versant incliné au niveau du lieu-dit CITE BOUKTIT, commune d'AKBOU, daïra d'AKBOU, (W) de BEJAIA.

Le bâtiment est classé d'après le règlement parasismique algérien « RPA 99 version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia, qui présente une sismicité moyenne (zone IIa) d'après la classification sismique des wilayas et des communes d'Algérie (classification 2003).

### I.3. Données de site :

Cet ouvrage est l'un des bâtiments du projet des 50 logements promotionnels, projetés au lieu-dit : cité BOUKTIT, village TIHARKATHINE wilaya de Bejaïa, qui est situé à la droite de la rue qui mène vers C.E.M Tiharkathine, Le sol de notre site est un terrain argileux peu plastique, sa géologie est constituée essentiellement des marnes schisteuses très altères dans une matrice argileuse graveleuse.

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 1.9 \text{ bars}$ .

L'ancrage minimal des fondations :  $D = 2.98 \text{ m}$ .

La densité humide :  $\gamma_h = 23.3 \text{ KN/m}^3$ .

La cohésion :  $C = 0.2 \text{ bar}$ .

L'angle de frottement :  $\varphi = 22^\circ$ .

### I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris).....31.62 m.
- Hauteur du RDC : une partie.....4.08m .....l'autre partie.....3.06 m.

- Hauteur du sous-sol : une partie.....4m.....l'autre partie.....2.98m.
- Hauteur de l'étage courant ..... 3.06 m.
- Largeur totale du bâtiment..... 30.34 m.
- Longueur totale du bâtiment..... 15.60 m.

### I.5. Type de contreventement :

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre tout les efforts pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto-stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone IIa), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

### I.6. Les règlements et les normes utilisés :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisé 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles)

### I.7. Description structurale :

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède un seul type d'escalier (escalier à deux volées).

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Les façades et les cloisons des murs extérieurs seront réalisées en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

## I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien **CBA 93 (équivalent BAEL 91)** à savoir :

### I.8.1. Le béton :

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

#### I.8.1.1. Résistance caractéristique à la compression (art A.2.1, 11 CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16x32. Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression.

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83} f_{c28} \text{ si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \text{ si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95} f_{c28} \text{ si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour notre étude on opte pour  $f_{cj} = 25 \text{MPa}$

#### I.8.1.2. Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Pour  $j = 28 \text{ jours}$   $f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$

#### I.8.1.3. Modules de déformation longitudinale du béton :

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

- A court terme  $E_{ij}$  :

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

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24\text{h} \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- A long terme  $E_{vj}$ :

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

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}; \quad E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad \text{on a: } \begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### I.8.1.4. Contraintes limite à l'ELU :

Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :

$$\text{La contrainte en compression est donnée par : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (art.A.4.3.4)}$$

Avec :  $\theta$  dépend de la durée d'application des contraintes

$$\theta = \begin{cases} 1.00 \text{ Lorsque la durée probable d'application } > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 \text{ Lorsque } 1 \text{ heure } \leq \text{ la durée probable d'application } \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 \text{ Lorsque la durée probable d'application } < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'aventures défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1.5 \quad \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \text{en situation accidentelle (S.A)}$$

Le coefficient réducteur 0.85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ) en revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

#### Contrainte ultime de cisaillement :

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

$$\tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b; 5\text{Mpa}) \longrightarrow \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b; 4\text{Mpa}) \longrightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

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

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

✓ **Etat limite de service :**

La contrainte de compression ( $\sigma_{bc}$ ) à ELS. (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**I.8.1.5. Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitation d'action réelle (non majoré) et les sollicitations résistance calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivant :

$$\bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

**I.8.2. Résistance et caractéristique de L'acier :****I.8.2.1. Définition:**

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPA}$ .

**I.8.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :**

**ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec} \quad f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{pour} \quad \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \quad \text{avec} \quad \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$\varepsilon_s$  = allongement relatif

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \dots \dots \dots \text{pour le cas courant} \\ 1 & \dots \dots \dots \text{pour le cas accidentel} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPA} & \dots \dots \text{pour une situation courante} \\ 400 \text{ MPA} & \dots \dots \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$$

**ELS :**

Nous avons pour cet état :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$ .

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$ .

Avec :  $\eta$  Coefficient de fissuration.



- $\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## **I.9. Les actions et sollicitations :**

### **I.9.1. Actions :**

Afin de dimensionner un ouvrage, il faut évaluer les charges qu'il devra supporter. Les charges sont des forces, des déformations ou des accélérations qui s'appliquent sur la structure ou ses composantes. Elles occasionnent des contraintes, des déformations ou des déplacements sur les structures, elles proviennent donc :

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

#### **I.9.1.1. Les actions permanentes (G) :**

- Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :
- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

#### **I.9.1.2. Les actions variables (Qi) :**

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharges d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent), actions de températures, du retrait

#### **I.9.1.3. Les actions accidentelles (FA):**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séismes.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosions.
- Feux.

### I.9.2. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$
- Situation accidentelles
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 \times E$  (*auto stable*)

### I.10. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Pour ce qui est de notre structure :

La résistance à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

La nuance des aciers  $f_e = 400 \text{ MPA}$

# Chapitre II

dimensionnement Pré

## II.1. Introduction :

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

Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres.

Sollicitations horizontales: dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré-dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement

## II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partis du système de contreventement (Planchers, poutrelles, cloisons, acrotère, escaliers, ascenseur, balcons).

### II.2.1. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour des planchers en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Pour ce qui est des consoles, nous avons opté pour des dalles pleines.

#### II.2.1.1. Les planchers à corps creux:

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4) :

$$ht > \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

- $h_t = h + h_0$ : hauteur totale du plancher.
- $h_0$ : hauteur de la dalle de compression.
- $h$  : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- $L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).
- Si on suppose que la largeur des poutres est de  $30\text{ cm} \Rightarrow L_{max} = 410 - 30 = 380\text{ cm}$
- $ht \geq \frac{380}{22.5} = 16.88\text{ cm}$

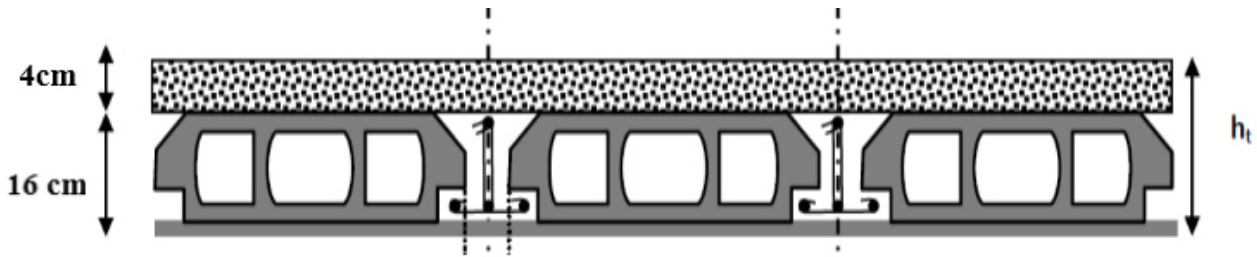


Figure II.1. Plancher à corps creux

### II.2.1.1.1. Les poutrelles :

Le choix du sens porteur est dicté par l'un des deux critères :

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

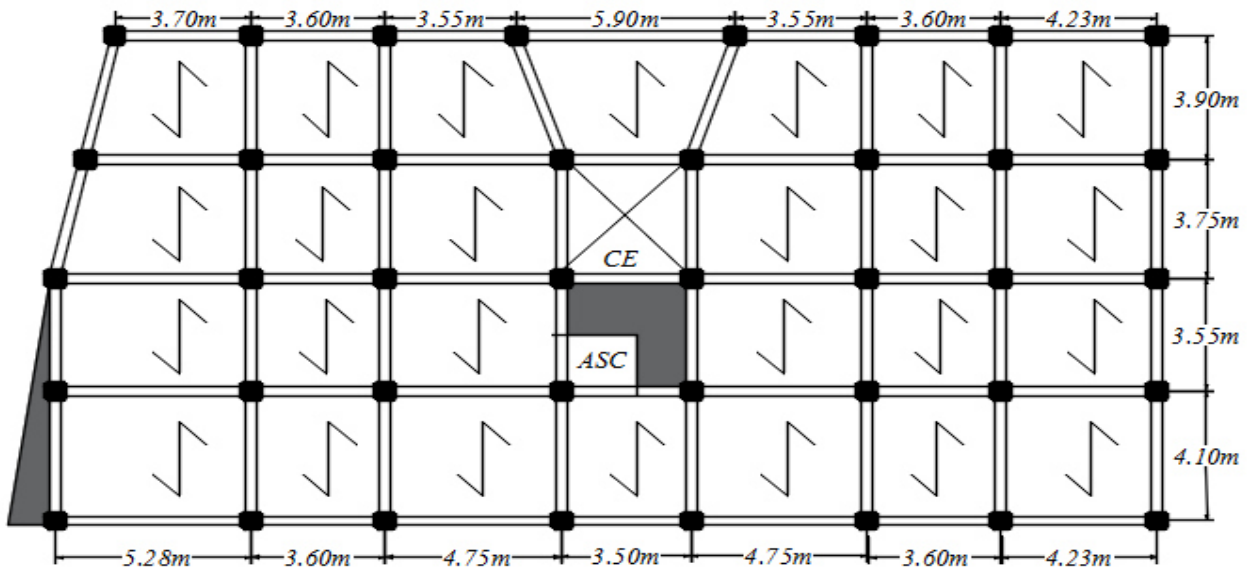


Figure II.2. Disposition des poutrelles du RDC au 8ème étage

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. La largeur de la dalle de compression à prendre de chaque côté est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{ymin}}{10}\right)$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{355}{10}\right)$$

Avec :

- ✓  $b_0 = 10 \text{ cm}$  largeur de la nervure.
- ✓  $h_t = 20 \text{ cm}$ .
- ✓  $l_x$  = Distance entre nus des poutrelles.
- ✓  $L_x = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$ .
- ✓  $L_y$  = Travée min dans les poutrelles (distance min entre deux poutres principales).
- ✓  $L_y = 355 \text{ cm}$ .

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

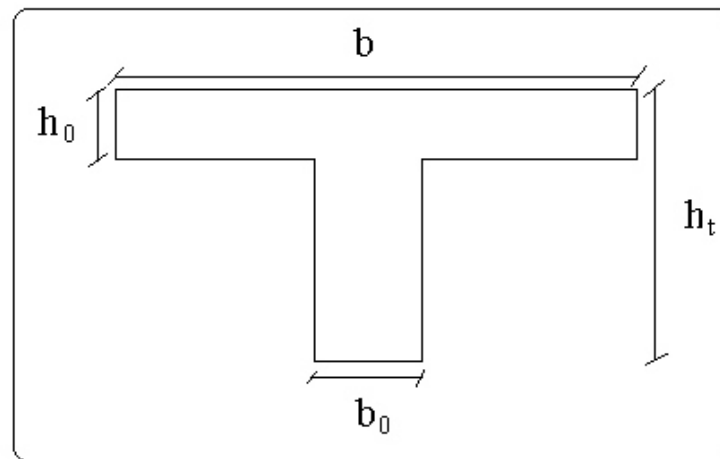


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

### II.2.1.2. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées et  $e$  par son épaisseur. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants.

Les portées  $l_x$  et  $l_y$  d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- Si  $0.4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} < 1$  la dalle est considérée comme portante dans deux directions.
- Si  $\rho \leq 0.4$  la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

#### ➤ CRITERE DE RESISTANCE :

- pour une dalle sur deux appuis:
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
- $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis

➤ **COUPE FEU :**

- $e \geq 7cm$  pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11cm$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14cm$  pour quatre heures de coupe-feu

➤ **ISOLATION PHONIQUE :**

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique

**II.2.1.2.1. Dalle sur deux appuis (D1) :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \frac{140}{385} = 0.036 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$e \leq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \leq \frac{140}{20}$$

$$\Rightarrow e \leq 7cm$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable :  $e \geq 11cm$

On prend :  $e = 12 cm$

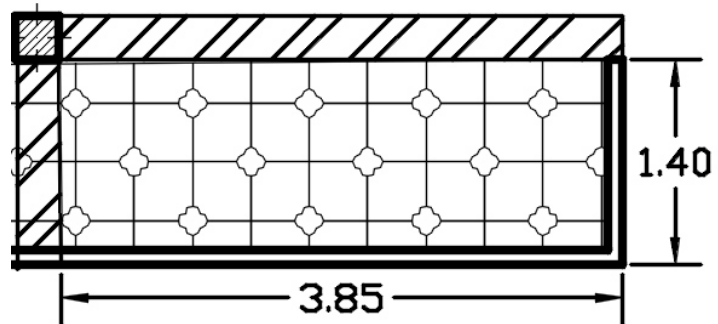


Figure II.4. Dalle sur deux appuis étage 1 à 8

**II.2.1.2.2. Dalle sur trois appuis (D2) :**

$$\rho = \frac{140}{330} = 0.42 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 3.11cm \leq e \leq 3.5cm$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est

La plus défavorable :  $e \geq 11cm$

On prend :  $e = 12 cm$

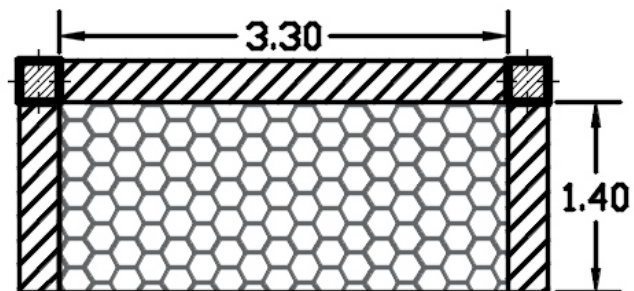


Figure II.5. Dalle sur trois appuis étage 9

### II.2.1.2.3. Dalle sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur (D3):

$$\rho = \frac{320}{345} = 0.92 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{45} \Rightarrow 7.11 \leq e \leq 8 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de l'isolation phonique qui est la plus défavorable

$e \geq 13 \text{ cm}$  On prend  $e = 15 \text{ cm}$

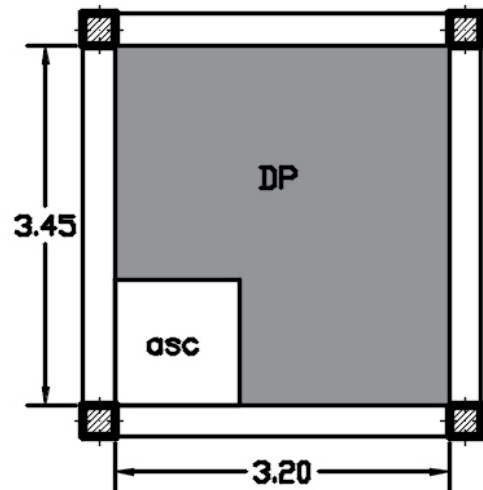


Figure II.6. Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur étage courant

### II.2.2. L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes.

$$\text{On a: } L_x = 1.9 \text{ m} ; L_y = 2.35 \text{ m} \Rightarrow S = 4.465 \text{ m}^2$$

$$\frac{190}{45} \leq e \leq \frac{190}{40} \Rightarrow 4.22 \text{ cm} \leq e \leq 4.75 \text{ cm}$$

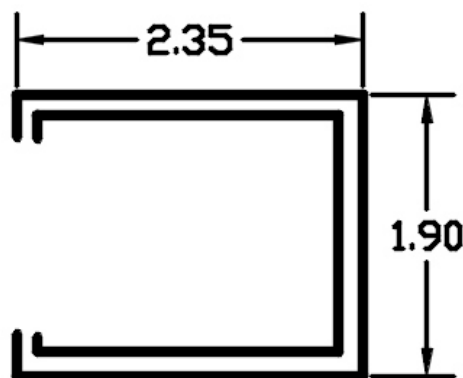


Figure II.7. Schéma de l'ascenseur



**II.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :**

**Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible.**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0.02	0.40	<b>1.5</b>
Etanchéités multicouches	06	0.02	0.12	
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Isolation thermique	04	0.04	0.16	
Plancher à corps creux (16+4)	/	0.20	2.75	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Forme de pente	22	0.05	1.1	
Total charges permanentes	/	/	5.13	

**Tableau II.2. Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible**

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	20	0.04	0.8	<b>1</b>
Etanchéités multicouches	6	0.02	0.12	
Forme de pente (1.5%)	22	0.1	2.2	
Isolation thermique	4	0.04	0.16	
Plancher à corps creux (16+4)	/	0.20	2.75	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total charges permanentes	/	/	6.23	

Tableau II.3. Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant et RDC.

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	/	/	0.9	1.5 (Habitation)
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Plancher à corps creux	/	0.20	2.75	5 RDC (commerce)
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
Total charges permanentes	/	/	5	

Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharges des balcons et dalles pleines.

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur « e » (m)		Poids G (KN/m <sup>2</sup> )		Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
		balcon	DPasc	balcon	DPasc	
Revêtement en carrelage	22	0.02		0.44	0.44	3.5 (balcon)
Mortier de pose	20	0.02		0.40	0.40	
Lit de sable	18	0.02		0.36	0.36	
Dalle plein	25	0.12	0.15	3	3.75	1.5 (D.Pasc)
Enduit de plâtre	10	0.015		0.15	0.15	
Garde-corps	/	/		1	/	
Total charges permanentes	/	/		5.35	5.1	

Tableau II.5. Evaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	/	0.15	1.35
Lame d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	/	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total charges permanentes	/	/	2.81

### II.2.3. Pré dimensionnement des escaliers:

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Dans notre cas ; nous avons un type d'escalier : c'est l'escalier droit.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : Epaisseur du palier de repos ( $e$ )
- (2) : Longueur totale d'escalier ( $L_0$ )
- (3) : Giron( $g$ )
- (4) : Hauteur de la contre marche ( $h$ )
- (5) : Hauteur de la volée ( $H_0$ )
- (6) : Inclinaison de la paillasse ( $\alpha$ )
- (7) : Emmarchement

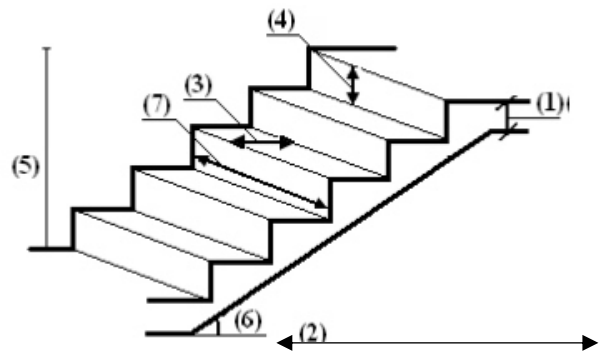


Figure II.8. Schéma d'un escalier

Le dimensionnement revient à déterminer :

- La hauteur  $h$  des contremarches qui se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur (le giron)  $g$  qui se situe entre 25 et 32 cm.
- L'épaisseur de la paillasse.

#### II.2.3.1. Escalier droit à deux volées :

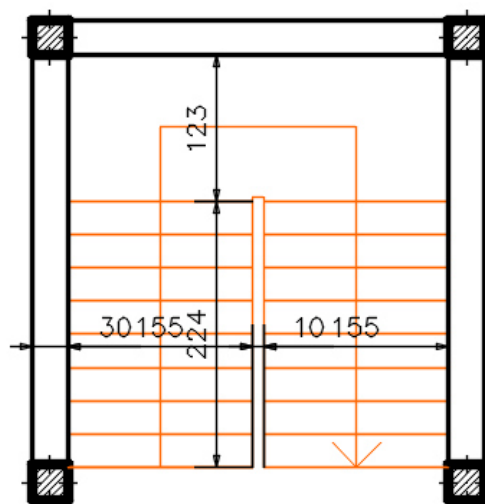


Figure II.9. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

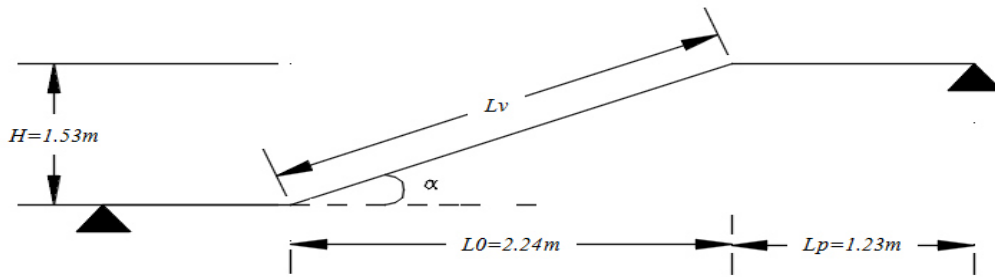


Figure II.10. Schéma statique de l'escalier droit à deux volées

$H$  : La hauteur du palier

$L_0$  : Longueur projetée de la volée

$L_v$  : Longueur de la volée

$L_p$  : Longueur du palier de repos

Le pré-dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** :

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

Avec :

- $g = \frac{L_0}{n-1} \left\{ \begin{array}{l} n \text{ nombre de contre marches} \\ n - 1 \text{ nombre de marches} \end{array} \right.$
- $h = \frac{H}{n}$

On remplace :

$$\text{Avec : } \quad n = \frac{H}{h} \quad \left\{ \begin{array}{l} H : \text{ hauteur d'étage} / 2 \\ h : \text{ hauteur d'une contrmarche} \end{array} \right.$$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches} \Rightarrow n - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{224}{8} = 28 \Rightarrow \text{on prend } g = 30\text{ cm}$$

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{ cm}$$

On remplace dans la formule de **BLONDEL** :

$$59\text{ cm} < 2 \times 17 + 30 = 64 < 66\text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{1.53}{2.24} \right) = 34.33^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \text{ Avec } L = L_v + L_p : \text{ la longueur développée.}$$

$$L_v^2 = H^2 + L_0^2 = 7.358 \Rightarrow L_v = 2.71 \text{ m} \Rightarrow L = 2.71 + 1.23 = 3.94 \text{ m}$$

Donc :  $13.13 \leq e \leq 19.7 \text{ cm}$  On prend  $e = 15 \text{ cm}$

**Tableau II.6. Dimensionnement de l'escalier**

H(m)	h(m)	n	g (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	L(m)	α	e (cm)
1.53	17	9	30	2.24	1.23	2.71	3.94	34.33°	15

**II.2.3.2. Evaluation des charges et surcharges des escaliers :**

**Tableau II.7. Evaluation des charges et surcharges du palier**

Désignation des éléments	ρ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle en BA	25	0.15	3.75	2.5
Mortier de pose	20	0.015	0.3	
Carrelage	22	0.02	0.44	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de ciments	18	0.02	0.36	
Total charges permanentes	/	/	5.21	

Tableau II.8.Evaluation des charges et surcharges des volées

Désignation des éléments	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur « e » (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage horizontale	22	0.02	0.44	2.5
Carrelage verticale	22	0.02× (17/30)	0.25	
Mortier de pose	20	0.015	0.3	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Pailleasse	25	0.15/cos 34.33	4.54	
Marche	22	0.17/2	1.87	
Enduit de ciment	18	0.02/cos 34.33	0.435	
<b>Total charges permanentes</b>	/	/	<b>8.195</b>	

### II.2.4.L'acrotère:

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

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

$$S = 85 \times 15 + 5 \times 15 + \frac{10 \times 15}{2}$$

$$S = 0,1425 \text{ m}^2$$

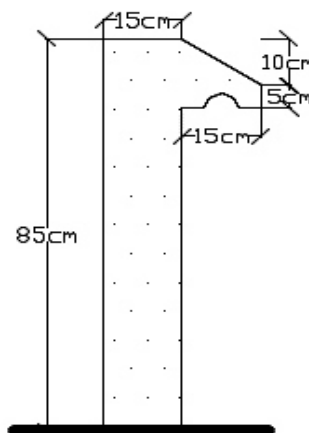


Figure II.11. Schéma de l'acrotère (terrasse accessible)

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

Hauteur (cm)	Enduit de ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)
60	0.36	1.7	1.5	2.06
85	0.36	3.56	1	3.92

### II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

#### II.3.1. Les voiles :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$$

$h_e =$  hauteur d'étage libre

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.85 \text{ m} \Rightarrow e \geq \max [14.3 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

Donc pour le sous-sol et le RDC on prend  $e = 20 \text{ cm}$

Pour les étages on prend  $e = 15 \text{ cm}$

#### II.3.2. Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en respectant les conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :  $L_{max}$  La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots \dots \dots (2)$$

##### II.3.2.1. Poutres principales :

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

$$L_{PP \text{ max}} = 590 - 30 = 560 \text{ cm}$$

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm}$$

On prend  $h = 45 \text{ cm}$

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \end{cases}$$

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

### II.3.2.2. Les poutres secondaires :

$$L_{max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

On prend  $h = 35 \text{ cm}$

$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \Rightarrow$ BAEL 91 On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \end{cases}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$  ,  $h = 35 \text{ cm}$

### II.3.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Ils doivent être aussi vérifiés vis-à-vis du flambement et de l'effort normal réduit.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \begin{cases} h_e: \text{ hauteur libre étage} \\ 286 \text{ cm pour les étages courant} \\ 380 \text{ cm pour une partie du RDC} \\ 286 \text{ pour l'autre partie} \end{cases}$$

On adopte préalablement pour les sections  $b_1 \times h_1$  des poteaux comme suit :

*sous – sol , RDC et 1<sup>er</sup> étage : poteaux (55 × 55)cm<sup>2</sup>*

*2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages : poteaux (50 × 50)cm<sup>2</sup>*

*4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages : poteaux (45 × 45)cm<sup>2</sup>*

*6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages : poteaux (40 × 40)cm<sup>2</sup>*

*8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages : poteaux (35 × 35 )cm<sup>2</sup>*

Charge du poteau :  $G_p = s \times 25 \times h_e$



Tableau II.10. Evaluation des poids propre des poteaux.

	Sous-sol		RCD		Etage 1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6,7	Etage 8,9
$S(m^2)$	0.3025		0.3025		0.3025	0.25	0.2025	0.16	0.1225
$h_e(m)$	3.80	2.78	2.86	3.88	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86
Gp(KN)	28.73	21.02	21.62	29.34	21.62	17.87	14.47	11.44	8.76

### II.3.4. Décence de charges :

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément
- La charge de plancher qu'il supporte
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

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.

#### II.3.4.1. 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 troisième étage .....  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage .....  $Q_0 + 0.85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Pour  $n \geq 5$ .....  $Q_0 + (3 + n)/2n * (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

$n$  : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

Pour ce calcul on choisit deux poteaux qui nous semblent être les plus sollicités.

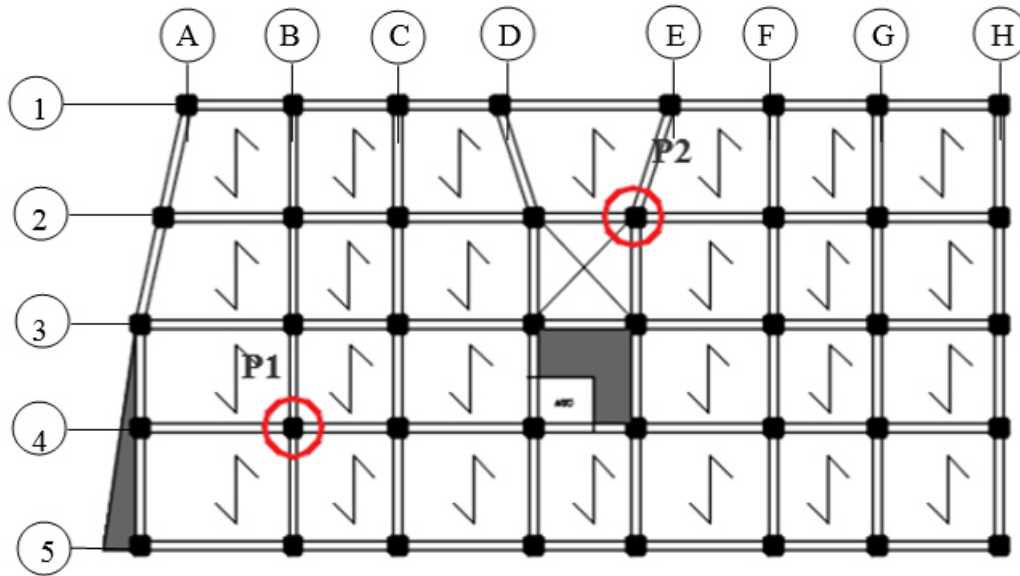


Figure II.12. Vue en plan des deux poteaux pour la descente de charges.

**II.3.4.1.1. Pré dimensionnement du poteau B<sub>4</sub> (P<sub>1</sub>):**

➤ Surface afférente du poteau P<sub>1</sub> :

Pour la charge permanente G

$$S = (2.49 + 1.65) \times (1.625 + 1.90)$$

$$S = 14.59 \text{ m}^2$$

Pour la charge d'exploitation Q :

$$S = (2.49 + 1.65 + 0.3) \times (1.65 + 0.3 + 1.90)$$

$$S = 16.983 \text{ m}^2$$

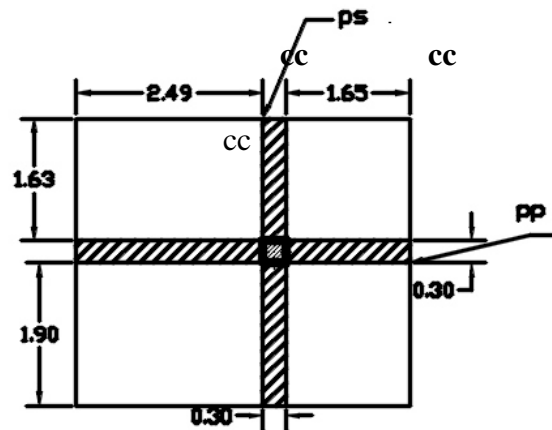


Figure II.13. Surface afférente du poteau P1

**Exemple de calcul :**

G plancher terrasse inaccessible :  $G = 6.23 \times 14.59 = 90.89 \text{ KN}$

G plancher étage courant et RDC :  $G = 5 \times 14.59 = 72.95 \text{ KN}$

G Poutres principales:  $L_{PP} \times 25 \times S_P = 4.14 \times 25 \times 0.135 = 13.97 \text{ KN}$

G poutres secondaires :  $L_{PS} \times 25 \times 0.135 = 9.253 \text{ KN}$

Q plancher terrasse inaccessible:  $Q = 1 \times 16.983 = 16.983 \text{ KN}$

Q plancher étage courant et RDC :  $Q = 1.5 \times 16.983 = 25.47 \text{ KN}$

Tableau II.11. Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau P1.

Eléments	G(KN)	Q(KN)
Plancher terrasse inaccessible	90.89	16.983
Plancher étage courant et RDC	72.95	25.47
Poutre principale + secondaire	23.22	/

Tableau II.12.Descente de charge du poteau P1.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N <sub>9</sub>	Plancher terrasse inaccessible	90.89	
	Poutre principale + secondaire Poteau (35×35)	23.22 8.76	
		<b>Total : 122.87</b>	<b>16.983</b>
N <sub>8</sub>	N <sub>9</sub> Plancher étage courant	122.87 72.95	
	Poutre principale + secondaire Poteau (35×35)	23.22 8.76	
		<b>Total : 227.8</b>	<b>42.52</b>
N <sub>7</sub>	N <sub>8</sub> Plancher étage courant	227.8 72.95	
	Poutre principale + secondaire Poteau (40×40)	23.22 11.44	
		<b>Total : 335.41</b>	<b>65.37</b>
N <sub>6</sub>	N <sub>7</sub> Plancher étage courant	335.41 72.95	
	Poutre principale + secondaire Poteau (40×40)	23.22 11.44	
		<b>Total : 443.02</b>	<b>85.75</b>
N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub> Plancher étage courant	443.02 72.95	
	Poutre principale + secondaire Poteau (45×45)	23.22 14.47	
		<b>Total : 553.66</b>	<b>103.58</b>
N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub> Plancher étage courant	553.66 72.95	
	Poutre principale + secondaire Poteau (45×45)	23.22 14.47	
		<b>Total : 664.3</b>	<b>118.87</b>
N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub> Plancher étage courant	664.3 72.95	
	Poutre principale + secondaire Poteau (50×50)	23.22 17.87	
		<b>Total : 778.34</b>	<b>131.59</b>
N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire	778.34 72.95 23.22	

	Poteau (50×50)	17.87	
		<b>Total : 892.38</b>	<b>144.33</b>
N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	892.38	
	Plancher étage courant	72.95	
	Poutre principale + secondaire	23.22	
	Poteau (55×55)	21.62	
		<b>Total : 1010.17</b>	<b>157.06</b>
N <sub>0</sub>	N <sub>1</sub>	1010.17	
	Plancher étage courant	72.95	
	Poutre principale + secondaire	23.22	
	Poteau (55×55)	29.34	
		<b>Total : 1135.68</b>	<b>169.80</b>
N <sub>-1</sub>	N <sub>0</sub>	1135.68	
	Plancher RDC	72.95	
	Poutre principale + secondaire	23.22	
	Poteau (55×55)	21.02	
		<b>Total : 1252.87</b>	<b>182.53</b>

### II.3.4.1.2. Pré dimensionnement du poteau E<sub>2</sub> (P<sub>2</sub>) :

➤ surface afférente du poteau P<sub>2</sub> :

- **plancher terrasse accessible :**

Sous G :

$$S_{aff} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{aff} = 1.125 + 2.96 + 2.76 = 6.845 \text{ m}^2$$

Sous Q :

$$S_{aff} = 7.74 + 0.945 + 1.0845 = 9.76 \text{ m}^2$$

$$L_{pp} = 2.85 \text{ m} \Rightarrow G_{pp} = 9.61 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 3.615 \text{ m} \Rightarrow G_{ps} = 9.48 \text{ KN}$$

- **étage 9 :**

Sous G :

$$S_{aff} = S_{cc} + S_{terrasse} + S_{palier} + S_{volé}$$

$$- S_{cc} = 5.085 \text{ m}^2$$

$$- S_{terrasse} = 2.34 \text{ m}^2$$

$$- S_{palier} = 1.8 \text{ m}^2$$

$$- S_{volé} = 0.96 \text{ m}^2$$

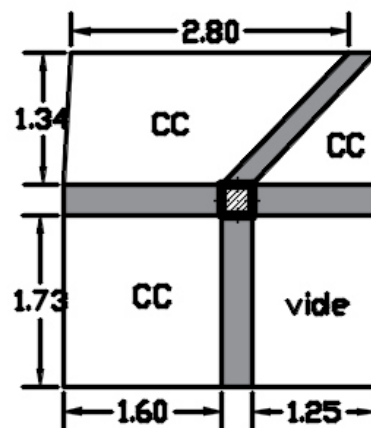


Figure II.14. Plancher terrasse accessible

Sous Q :

- $S_{cc} = 6.59 \text{ m}^2$
- $S_{terrasse} = 2.63 \text{ m}^2$
- $S_{palier} = 2.13 \text{ m}^2$
- $S_{volé} = 1.14 \text{ m}^2$

$$L_{pp} = 3.825 \text{ m} \Rightarrow G = 12.90 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 3.615 \text{ m} \Rightarrow G = 9.48 \text{ KN}$$

• Etage courant (1 à 8) :

Sous G :

- $S_{aff} = S_{cc} + S_{palier} + S_{volé}$
- $S_{cc} = 11.26 \text{ m}^2$
- $S_{palier} = 1.8 \text{ m}^2$
- $S_{volé} = 0.96 \text{ m}^2$

Sous Q :

- $S_{cc} = 13.58 \text{ m}^2$
- $S_{palier} = 1.8 \text{ m}^2$
- $S_{volé} = 0.96 \text{ m}^2$

• RDC :

Sous G :

- $S_{aff} = S_{hab} + S_{local}$
- $S_{hab} = 6.72 \text{ m}^2$
- $S_{local} = 7.3 \text{ m}^2$

Sous Q :

- 
- $S_{local} = 7.83 \text{ m}^2$

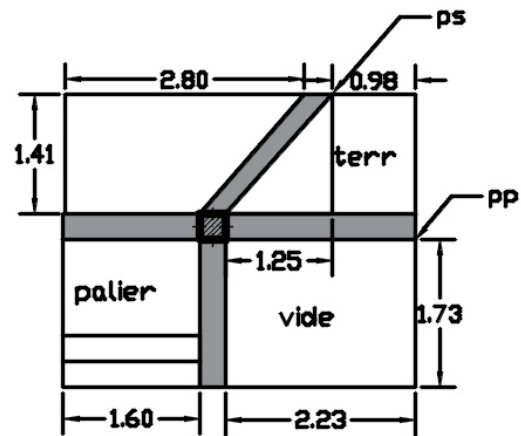


Figure II.15. Surface afférente de l'étage 9

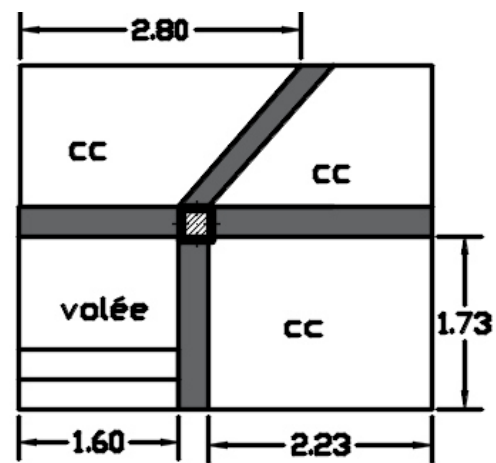


Figure II.16. Surface afférente de (1 à 8) étages

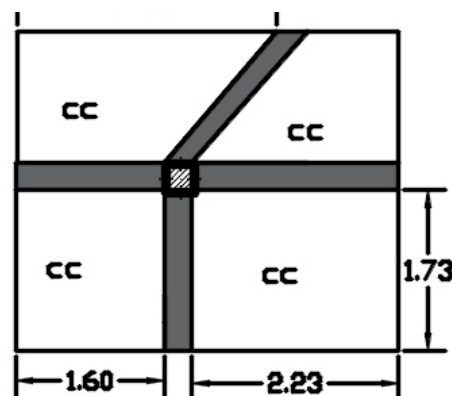


Figure II.17. Surface afférente de RDC

**Tableau II.13. Evaluation de charges et surcharges du poteau p2**

Elément	G(KN)	Q(KN)	G poutres
Terrasse accessible	39.70	14.64	19.09
Etage 9	57.22	20.66	22.38
Etage courant (1 à 8)	73.53	27.27	22.38
RDC	70.1	54.29	22.38

**Tableau II.14. Décence de charge du poteau p2**

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N <sub>9</sub>	Plancher terrasse accessible Poutre principale + secondaire Poteau (35×35)	39.70	
		19.09	
		8.76	
		<b>Total : 67.55</b>	<b>14.64</b>
N <sub>8</sub>	N <sub>9</sub> Plancher étage 9 Poutre principale + secondaire Poteau (35×35)	67.55	
		57.22	
		22.38	
		8.76	
		<b>Total : 155.91</b>	<b>35.32</b>
N <sub>7</sub>	N <sub>8</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (40×40)	155.91	
		73.53	
		22.38	
		11.44	
		<b>Total : 263.26</b>	<b>60.19</b>
N <sub>6</sub>	N <sub>7</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (40×40)	263.26	
		73.53	
		22.38	
		11.44	
		<b>Total : 370.61</b>	<b>82.33</b>
N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (45×45)	370.61	
		73.53	
		22.38	
		14.47	
		<b>Total : 480.99</b>	<b>101.75</b>
N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (45×45)	480.99	
		73.53	
		22.38	
		14.47	
		<b>Total : 591.37</b>	<b>118.44</b>

N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (50×50)	591.37	
		73.53	
		22.38	
		17.87	
		<b>Total : 705.15</b>	<b>132.41</b>
N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (50×50)	705.15	
		73.53	
		22.38	
		17.87	
		<b>Total : 818.93</b>	<b>146.28</b>
N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (55×55)	818.93	
		73.53	
		22.38	
		21.62	
		<b>Total : 936.46</b>	<b>160.09</b>
N <sub>0</sub>	N <sub>1</sub> Plancher étage courant Poutre principale + secondaire Poteau (55×55)	936.42	
		73.53	
		22.38	
		21.62	
		<b>Total : 1053.95</b>	<b>173.86</b>
N <sub>-1</sub>	N <sub>0</sub> Plancher RDC Poutre principale + secondaire Poteau (55×55)	1053.95	
		73.53	
		22.38	
		28.73	
		<b>Total : 1178.59</b>	<b>205.17</b>

### II.3.5. Vérification du poteau :

Le poteau P1 est le plus défavorable.

#### II.3.5.1. Vérification à la compression simple :

$$G = 1252.87 \text{ KN et } Q = 182.53 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 10%, tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 1252.87 + 1.5 \times 182.53)$$

$$N_u = 2161.68 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u}{B} < \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II.15. Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm <sup>2</sup> )	Condition B > B calculée		Observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée (m <sup>2</sup> )	
N-1	2161.68	55×55	0.325	0.152	Vérifiée
N <sub>0</sub>	1966.65	55×55	0.325	0.138	Vérifiée
N <sub>1</sub>	1759.25	55×55	0.325	0.123	Vérifiée
N <sub>2</sub>	1563.32	50×50	0.25	0.110	Vérifiée
N <sub>3</sub>	1372.95	50×50	0.25	0.096	Vérifiée
N <sub>4</sub>	1182.62	45×45	0.2025	0.083	Vérifiée
N <sub>5</sub>	993.09	45×45	0.2025	0.070	Vérifiée
N <sub>6</sub>	799.37	40×40	0.16	0.056	Vérifiée
N <sub>7</sub>	605.94	40×40	0.16	0.042	Vérifiée
N <sub>8</sub>	408.441	35×35	0.1225	0.029	Vérifiée
N <sub>9</sub>	210.48	35×35	0.1225	0.015	Vérifiée

### II.3.5.2. Vérification au flambement :

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

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

$B_r$ : Section réduite du béton

$A_s$ : Section des armatures

$\gamma_b = 1.5$  : coefficient de sécurité du béton

$\gamma_s = 1.15$ : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$

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

On calcul l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : Longueur de flambement

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$l_0$ : longueur du poteau

$i$ : rayon de déviation :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$



$$I : \text{moment d'inertie} : I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

$$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$$

On prend  $A_s = 1\% B_r$

$$B_{r,cal} \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

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

Il faut vérifier que  $B_r \geq B_{cal}$

Tableau II.16.vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Nu (KN)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>F</sub> (m)	λ	α	Section (Cm <sup>2</sup> )	Condition B <sub>r</sub> >		Observation
							B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> calculée (m <sup>2</sup> )	
N <sub>-1</sub>	2161.68	3.35	2.345	14.84	0.820	55×55	0.28	0.119	Vérifiée
N <sub>0</sub>	1966.65	2.61	1.827	11.56	0.831	55×55	0.28	0.107	Vérifiée
N <sub>1</sub>	1759.25	2.61	1.827	11.56	0.831	55×55	0.28	0.096	Vérifiée
N <sub>2</sub>	1563.32	2.61	1.827	12.68	0.828	50×50	0.23	0.085	Vérifiée
N <sub>3</sub>	1372.95	2.61	1.827	12.68	0.828	50×50	0.23	0.075	Vérifiée
N <sub>4</sub>	1182.62	2.61	1.827	14.16	0.823	45×45	0.18	0.065	Vérifiée
N <sub>5</sub>	993.09	2.61	1.827	14.16	0.823	45×45	0.18	0.054	Vérifiée
N <sub>6</sub>	799.37	2.61	1.827	15.88	0.816	40×40	0.14	0.044	Vérifiée
N <sub>7</sub>	605.94	2.61	1.827	15.88	0.816	40×40	0.14	0.033	Vérifiée
N <sub>8</sub>	408.441	2.61	1.827	18.08	0.806	35×35	0.11	0.023	Vérifiée
N <sub>9</sub>	210.48	2.61	1.827	18.08	0.806	35×35	0.11	0.011	Vérifiée

### II.3.5.3. Vérification des conditions du RPA :

Les trois conditions sont vérifiées

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

### II.4. Conclusion :

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur. Ainsi nous avons opté pour :

Tableau II.17. Section adoptée pour les poutres et les poteaux

Eléments		Dimensions (cm)
Plancher	Corps creux	16+4
Poutres	Principales	(30x45)
	Secondaires	(30x35)
Poteaux	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	(55x55)
	2 et 3 <sup>ème</sup> étage	(50x50)
	4 et 5 <sup>ème</sup> étage	(45x45)
	6 et 7 <sup>ème</sup> étage	(40x40)
	8 et 9 <sup>ème</sup> étage	(35x35)

# Chapitre III

Etude des  
éléments secondaires

### III.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires. Ces éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- Dalle d'ascenseur.
- Poutre palière.

### III.2. Etude des planchers à corps creux

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

#### III.2.1. Types des poutrelles

##### III.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. La largeur de la dalle de compression à prendre de chaque côté est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{355}{10}\right)$$

Avec :

- ✓  $b_0 = 10$  cm largeur de la nervure
  - ✓  $L_y =$  Travée min dans les poutrelles (distance min entre deux poutres principales).
  - ✓  $h_t = 20$  cm
  - ✓  $l_x =$  Distance entre nus des poutrelles
  - ✓  $L_x = L_0 - b_0 = 65 - 10 = 55$  cm
  - ✓  $L_y = 355$  cm
- $b = 65$  cm**

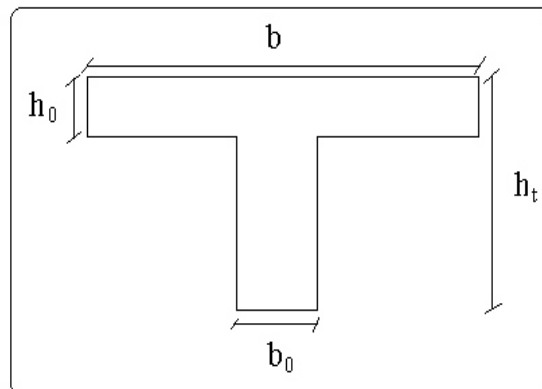

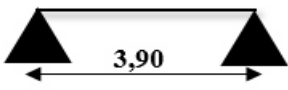
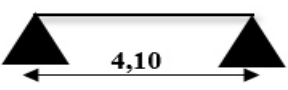
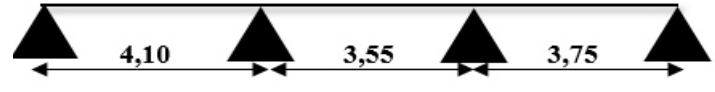

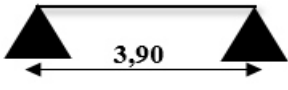
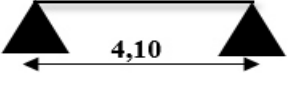
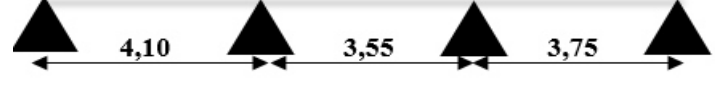


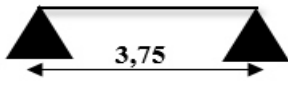


Tableau III.1. Les Différents types de poutrelles.

Type		Schéma statique
Etages courants	T1	
	T2	
	T3	
	T4	
Terrasse Accessible	T1	
	T2	
	T3	
	T4	
	T5	
	T6	
	T7	

### III.2.2. Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et les calculs des sollicitations peuvent se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

### III.2.3. Conditions d'application de La méthode forfaitaire

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

- Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Si **a**, **b**, **c** et **d** sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (annexe E1 du BAEL)

Si **a** n'est pas vérifiée (cas des planches à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2 du BEAL).

Si **a** est vérifiée mais une ou plus des trois conditions **b**, **c** et **d** ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (Annexe E2 du BEAL), c.-à-d. on minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments appuis puis on reprend la totalité de G pour

- Dans notre cas les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiés pour tous les différents types de poutrelles.

#### III.2.3.1. Principe de la méthode forfaitaire

➤ Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment en travée.

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$  : Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$  : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$  : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :  $0.15 M_0$

Tel que :  $M_0 = \max(M_0^1; M_0^n)$

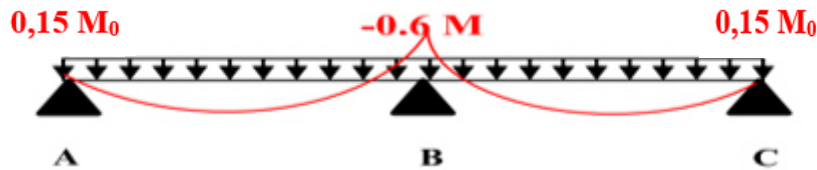


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

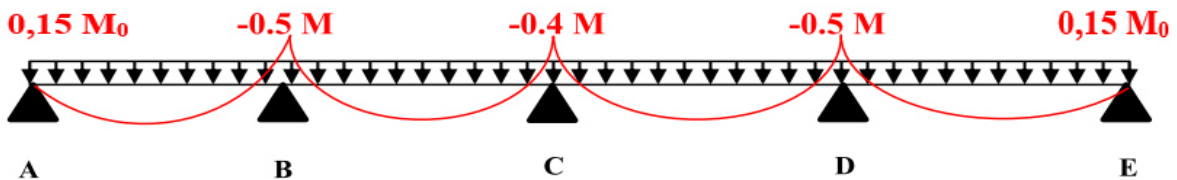


Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

➤ Evaluation des efforts tranchant :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode de RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_0(\text{isostatique}) + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$

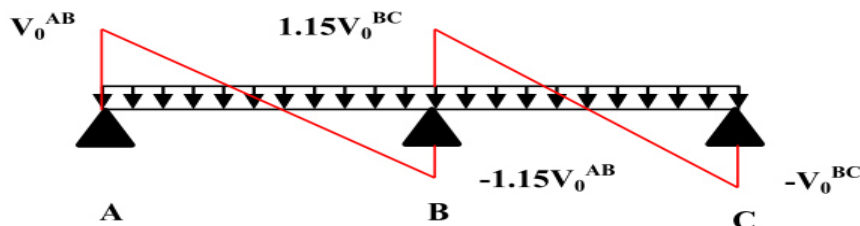


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

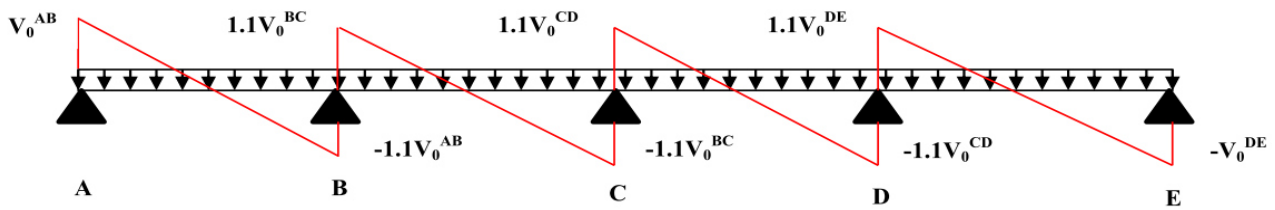


Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

### III.2.4. Calcul de charges revenant aux poutrelles

- à l'ELU  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  et  $p_u = q_u \times l_0$  avec  $l_0 = 0.65 m$
- à l'ELS  $q_s = G + Q$  et  $p_s = q_s \times l_0$

Tableau III.2. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$Q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_u$ (KN/m)	$Q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_s$ (KN/m)
Terrasse accessible	5.13	1.5	9.17	5.96	6.63	4.31
Terrasse inaccessible	6.23	1	9.91	6.44	7.23	4.70
Etage courant	5	1.5	9	5.85	6.5	4.22
RDC	5	1.5	$Q_{u1}=9$	$P_{u1}=5.85$	$Q_{s1}=6.5$	$P_{s1}=4.22$
		5	$Q_{u2}=14.25$	$P_{u2}=9.26$	$Q_{s2}=10$	$P_{s2}=6.5$

### III.2.5. Calcul des sollicitations

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle type 4 du plancher terrasse accessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles des différents planchers seront résumés dans des tableaux.

#### III.2.5.1. Calcul des poutrelles

Type 4 (terrasse accessible)

➤ Les moments fléchissant :

✓ Moment isostatique

a) Travée A-B :

$$M_0^{AB} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{5.96 \times 4.10^2}{8} = 12.53 \text{ KN.m}$$



b) Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{5.96 \times 3.55^2}{8} = 9.39 \text{ KN.m}$$

c) Travée C-D :

$$M_0^{CD} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{5.96 \times 3.75^2}{8} = 10.48 \text{ KN.m}$$

• Moments sur les appuis :

a) Appuis de rive :  $M_A = M_c = 0$  mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibré un moment fictif  $m = -0.15 M_0$  ;  $M_0 = \max(M_{01}; M_{0n})$

$$M_A = M_D = -0.15 \times M_{01} = -0.15 \times 12.53 = -1.87 \text{ KN.m}$$

b) Appuis intermédiaires:  $M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 12.53 = -6.26 \text{ Kn.m}$

$$M_c = -0.5 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 10.48 = -5.24 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.13} = 0.226 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.067 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.267 \end{cases}$$

a) Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 6.26}{2} \geq (1.067 \times 12.53) \Rightarrow M_t > 10.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.267}{2} \times 12.54 \Rightarrow M_t > 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(10.24; 7.93) \Rightarrow M_t = 10.24 \text{ KN.m}$$

a) Travée B-C :

$$M_t + \frac{12.54 + 6.26}{2} \geq (1.067 \times 9.39) \Rightarrow M_t > 5.016 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.016 \text{ KN.m}$$

a) Travée C-D :

$$M_t + \frac{12.54 + 0}{2} \geq (1.067 \times 10.48) \Rightarrow M_t > 8.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.267}{2} \times 10.48 \Rightarrow M_t > 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(8.57; 6.63) \Rightarrow M_t = 8.57 \text{ KN.m}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants :

➤ Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = \frac{5.13 \times 4.10}{2} = 12.22 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{5.13 \times 4.10}{2} = -13.44 \text{ KN}$$

➤ Travée B-C :

$$V_B = 1.1 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = 1.1 \times \frac{5.13 \times 3.55}{2} = 11.64 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -1.1 \times \frac{5.13 \times 3.55}{2} = -11.64 \text{ KN}$$

➤ Travée C-D :

$$V_C = 1.1 \times \frac{P_u \times l_{CD}}{2} = 1.1 \times \frac{5.13 \times 3.75}{2} = 12.30 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{P_u \times l_{CD}}{2} = \frac{5.13 \times 3.75}{2} = -11.18 \text{ KN}$$

### III.2.6. Les sollicitations pour chaque type de poutrelles

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

#### III.2.6.1. Plancher étage courant

➤ Méthode forfaitaire :

Tableau III.3.Sollicitations de la poutrelle type 1

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	4.10	5.85	4.22	-1.84	-1.33	-6.14	-4.43	10.07	7.27	11.99	-13.19
B-C	3.55	5.85	4.22	-6.14	-4.43	-4.11	-2.97	4.92	3.55	11.42	-10.38
C-D	3.75	5.85	4.22	-4.11	-2.97	-5.56	-4.02	6.16	4.44	10.96	-12.06
D-E	3.90	5.85	4.22	-5.56	-4.02	-1.84	-1.33	9.11	6.58	12.54	-11.40

Tableau III.4.Sollicitations de la poutrelle type 2

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.90	5.85	4.22	-1.66	-1.20	-1.66	-1.20	11.12	8.03	11.40	-11.40

Tableau III.5.Sollicitations de la poutrelle type 3

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	4.10	5.85	4.22	-1.84	-1.33	-1.84	-1.33	12.29	8.87	11.99	-11.99

Tableau III.6.Sollicitations de la poutrelle type 4

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	4.10	5.85	4.22	-1.84	-1.33	-6.14	-4.43	10.07	7.27	11.99	-13.19
B-C	3.55	5.85	4.22	-6.14	-4.43	-5.14	-3.71	4.92	3.56	11.42	-11.42
C-D	3.75	5.85	4.22	-5.14	-3.71	-1.84	-1.33	8.42	6.08	12.06	-10.96

### III.2.6.2. Plancher terrasse accessible

- Méthode forfaitaire :

Tableau III.7.Sollicitations de la poutrelle type 1.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	4.10	5.96	4.31	-1.88	-1.36	-6.26	-4.53	10.25	7.40	12.22	-13.44
B-C	3.55	5.96	4.31	-6.29	-4.53	-4.19	-3.03	5.01	3.62	11.64	-10.58
C-D	3.75	5.96	4.31	-4.19	-3.03	-5.67	-4.10	6.26	4.53	11.18	-12.30
D-E	3.90	5.96	4.31	-5.67	-4.10	-1.87	-1.35	9.27	6.70	12.79	-11.62

Tableau III.8.Sollicitations de la poutrelle type 2.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.90	5.96	4.31	-1.70	-1.23	-1.70	-1.23	11.33	8.19	11.63	-11.63

Tableau III.9.Sollicitations de la poutrelle type 3.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	4.10	5.96	4.31	-1.88	-1.36	-1.88	-1.36	12.53	9.06	12.22	-12.22

Tableau III.10.Sollicitations de la poutrelle type4.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	4.10	5.96	4.31	-1.88	-1.36	-6.26	-4.53	10.25	7.40	12.22	-13.44
B-C	3.55	5.96	4.31	-6.26	-4.53	-5.24	-3.78	5.01	3.62	11.64	-11.64
C-D	3.75	5.96	4.31	-5.24	-3.78	-1.87	-1.35	8.57	6.19	12.30	-11.18

Tableau III.11.Sollicitations de la poutrelle type 5.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.75	5.96	4.31	-1.57	-1.13	-6.803	-4.916	7.79	5.63	11.18	-12.86
B-C	3.90	5.96	4.31	-6.803	-4.016	-1.57	-1.13	8.70	6.29	13.37	-11.62

Tableau III.12.Sollicitations de la poutrelle type 6

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	4.10	5.96	4.31	-1.88	-1.35	-7.52	-5.43	9.62	6.95	12.23	-14.06
B-C	3.55	5.96	4.31	-7.52	-5.43	-1.88	-1.35	6.27	4.53	12.17	-10.58

Tableau III.13.Sollicitations de la poutrelle type 7

Travées	L (m)	P (KN/m)		M <sub>g</sub> (KN.m)		M <sub>d</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)		V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
		P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> <sup>u</sup>	M <sub>g</sub> <sup>s</sup>	M <sub>d</sub> <sup>u</sup>	M <sub>d</sub> <sup>s</sup>	M <sub>t</sub> <sup>u</sup>	M <sub>t</sub> <sup>s</sup>		
A-B	3.75	5.96	4.31	-1.57	-1.13	-1.57	-1.13	10.48	7.57	11.18	-11.18

Tableau III.14.Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existants.

Etages courants							
Types de p <sup>l</sup> es	ELU			ELS			V (KN)
	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	
1	10.07	-6.14	-1.84	7.27	-4.44	-1.33	-13.19
2	12.29	0	-1.67	8.87	0	-1.20	11.99
3	11.12	0	-1.84	8.03	0	-1.33	11.40
4	10.07	-6.14	-1.84	7.27	-4.44	-1.33	13.19
Plancherterrasse							
1	10.24	-6.26	-1.88	7.40	-4.53	-1.36	13.45
2	11.33	0	-1.70	8.19	0	-1.23	11.63
3	12.53	0	-1.88	9.06	0	-1.36	12.22
4	10.25	-6.26	-1.88	7.40	-4.53	-1.36	13.45
5	8.70	-6.80	-1.70	6.29	-4.91	-1.23	13.37
6	9.62	-7.52	-1.88	6.95	-4.53	-1.44	-14.06
7	10.48	0	-1.57	7.57	0	-1.13	11.18

Tableau III.15.Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Désignation	ELU			ELS			V (KN)
	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	
Etages courants	12.29	-6.14	-1.84	8.87	-4.44	-1.33	13.19
Plancher terrasse	12.53	-6.80	-1.88	9.06	-4.91	-1.36	13.45

### III.2.6.3. Exemple de calcul plancher terrasse accessible

#### III.2.6.3.1. Calcul à L'ELU

##### III.2.6.3.1.a. Ferrailages longitudinales

- Calcul de ferrailage de la poutrelle type5 (schéma)

- Le moment équilibré par la table :

Calcul du moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :  $d=0.9h$

Si :  $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

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

On à  $M_t^{max} = 12.53 \text{ KN.m}$

$M_{tu} \geq M_t^{max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.53 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.042 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :  $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$ .

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) \Rightarrow \alpha = 0.054$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.054) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{12.53 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 2.78 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.045 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 2.045 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A<sub>tr</sub>=3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

➤ Appuis intermédiaires :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.80 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.148 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot B :

$$\mu_{bu} = 0.148 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.148}) \Rightarrow \alpha = 0.20$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.20) = 0.165 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{6.80 \times 10^{-3}}{348 \times 0.165} = 1.18 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a = 1.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **A<sub>a</sub>=2HA10= 1.57 cm<sup>2</sup>**

➤ Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.84 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$$\text{Donc On est dans le pivot A : } \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) \Rightarrow \alpha = 0.051$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{ar} = \frac{1.84 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 3 \times 10^{-5} m^2 = 0.30 cm^2$$

$$A_{ar \min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-5} m^2 = 0.217 cm^2$$

$$\Rightarrow A_{ar \min} = 0.217 cm^2 < A_{ar} = 0.30 cm^2$$

On opte pour : **A<sub>a</sub>=1HA10= 0.79 cm<sup>2</sup>**

➤ Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

$$V^{max} = 13.45 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13.45 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.75 Mpa$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 Mpa \right] = 3.33 Mpa \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

### III.2.6.3.1.b. Ferrailage transversale

➤ Choix des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi_l^{min}; \frac{b_0}{10} \right) = 8mm$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\Phi_8 = 1.01 cm^2$$

➤ L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.1 (0.75 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 269 cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 1.01 m = 101cm$$

On prend **S<sub>t</sub> = 15 cm**

➤ Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

- Appuis de rive :

On a :  $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{13.45 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.386 \times 10^{-4} m^2 = 0.39 cm^2$$



$$A_l = A_{travée} + A_{appui}$$

$$A_l = 2.26 + 1.57 = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.83 \text{ cm}^2 > 0.39 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left( 13.45 - \frac{6.80}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -0.82 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -0.82 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (pas d'influence sur les  $A_l$ ).

- Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Soit :  $a = \min [0.9d ; \text{largeur de l'appui } -4\text{cm}] = 16.2 \text{ cm}$

$$13.45 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{13.45 \left( \frac{0.65 - 0.1}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.878 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.878 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée.}$$

### III.2.6.3.2. Calcul à l'ELS

#### III.2.6.3.2.a. Etat limite de compression

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- En travée :  $M_t^{\max} = 9.06 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre  $y$ :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (\text{BAEL91. L. III. 3})$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 4.54 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$H = 4.54 \times 10^{-5} \text{ m} > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section  $b \times h$ .

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

$$32.5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \dots (1) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 3.17 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie I de la section efficace :

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

$$I = \frac{65}{3} 3.17^3 + 15 \times 2.26 (18 - 3.17)^2$$

$$I = 8517.4233 \text{ cm}^4$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.06 \times 10^{-3}}{8517.4233 \times 10^{-8}} \times 0.0317 = 3.37 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 3.37 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée. (BAEL E. III. 2)}$$

- En appuis intermédiaire :  $M_{ser}^{max} = -10.77 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ ).

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow 5y^2 + 33.9y - 762.75 = 0 \dots (2) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 9.42 \text{ cm}$$

$$I = \left( \frac{b_0}{2} \times y^3 \right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \left( \frac{10}{2} \times 9.42^3 \right) + (15 \times 2.26) \times (22.5 - 9.42)^2$$

$$I = 9979.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{9979.31 \times 10^{-8}} \times 0.0942 = 10.16 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 10.16 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- En appuis intermédiaire :  $M_{ser}^{max} = -4.91 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ( $b_0 \times h$ ).

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow 5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots (2) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 2.685 \text{ cm}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{2} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \left(\frac{10}{2} \times 2.685^3\right) + (15 \times 1.57) \times (18 - 2.685)^2$$

$$I = 6168.859 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.91 \times 10^{-3}}{6168.859 \times 10^{-8}} \times 0.0268 = 2.137 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.137 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

### III.2.6.3.2.b. Etat limite de déformation

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

➤ Evaluation de la flèche :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 3 du plancher étage d'habitation.

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{4.10} = 0.0487 < \frac{9.06}{10 \times 9.05} = 0.10$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.75 = 1.787 \text{ KN/m} \Rightarrow$  Si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.13 = 3.33 \text{ KN/m} \Rightarrow$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.13 + 1.5) = 4.31 \text{ KN/m} \Rightarrow$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{ser} = 0.76 \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.76 \times \frac{1.787 \times 4.10^2}{8} = 2.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.76 \times \frac{3.33 \times 4.10^2}{8} = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.76 \times \frac{4.31 \times 4.10^2}{8} = 6.88 \text{ KN.m}$$

• Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :  $y = 3.17 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace :  $I = 8517.4233 \text{ cm}^4$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_g = 6.72 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h - y_g)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_g - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_g)^2 + A'(y_g - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 6.72^3 + 10 \frac{(20 - 6.72)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6.72 - 4)^3}{3} + 15[2.26(18 - 6.72)^2]$$

$$I_0 = 18326.3 \text{ cm}^4$$

• Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.85 \times (0.18 - 0.0317) \times 10^{-3}}{8517.4233 \times 10^{-8}} = 74.433 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{5.31 \times (0.18 - 0.0317) \times 10^{-3}}{8517.4233 \times 10^{-8}} = 138.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{6.88 \times (0.18 - 0.0317) \times 10^{-3}}{8517.4233 \times 10^{-8}} = 179.68 \text{ Mpa}$$

• Inerties fictives ( $I_f$ ) : (BAEL B.6.5,2)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0125$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.41 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.365 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 74.433 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.37$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 138.68 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.59$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 179.68 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.67$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 18326.3}{1 + 3.41 \times 0.37} = 8913.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 6693.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 6137.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 11166.21 \text{ cm}^4$$

• Calcul des flèches :

$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 3 \times E_v = 32456.59 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{2.85 \times 10^{-3} \times 4.10^2}{10 \times 32456.59 \times 8913.17 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ji} = 0.00165 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{5.31 \times 10^{-3} \times 4.10^2}{10 \times 32456.59 \times 6693.09 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gi} = 0.002224 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{6.88 \times 10^{-3} \times 4.10^2}{10 \times 32456.59 \times 6137.22 \times 10^{-8}}$$

$$f_{pi} = 0.0058 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{5.31 \times 10^{-3} \times 4.10^2}{10 \times 10818.86 \times 11166.21 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gv} = 0.00738 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Delta f_t = 0.0073 - 0.00165 + 0.0058 - 0.00224$$

$$\Delta f_t = 9.21 \times 10^{-3} \text{ cm} < f_{adm} = 0.82 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Tableau III.16. Résumé des ferrillages des poutrelles après vérification des flèches.

	Zone	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	Barres	A cm <sup>2</sup> )
Etage courant	Travée	1.63	1.41	2HA12+1HA10	3.05
	Appuis inter	1.06	0.217	1HA12	1.13
	Appuis de rive	0.3	0.217	1HA12	1.13
Terrasse	Travée	2.045	1.41	3HA12	2.26
	Appuis inter	1.18	0.217	2HA10	1.57
	Appuis de rive	0.30	0.217	1HA10	0.79

### III.2.6.4. Schémas de ferrillage des poutrelles

✓ Plancher étage courant

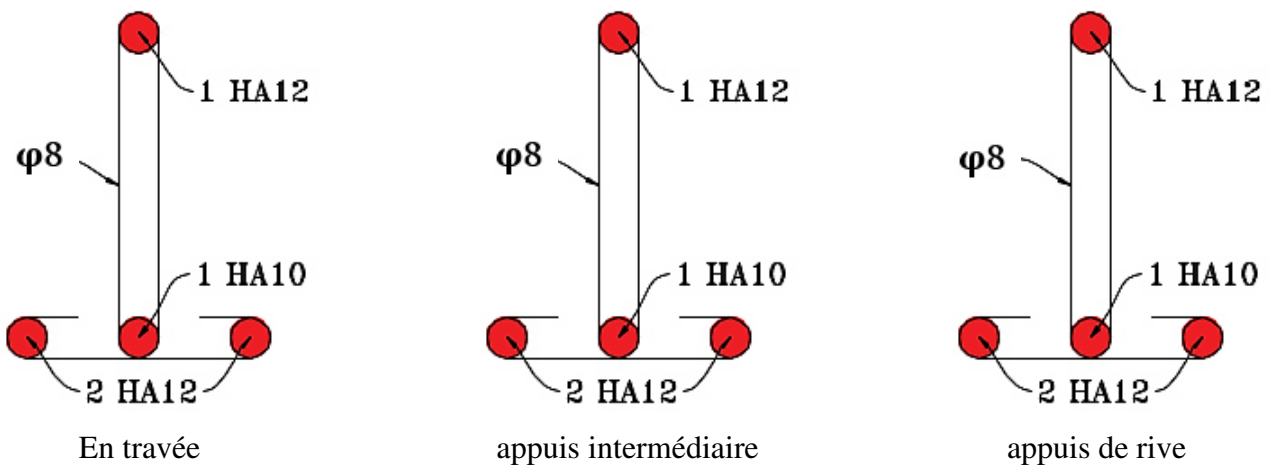


Figure III.6. Schémas de ferrillage des poutrelles étage courant

✓ Plancher terrasse :

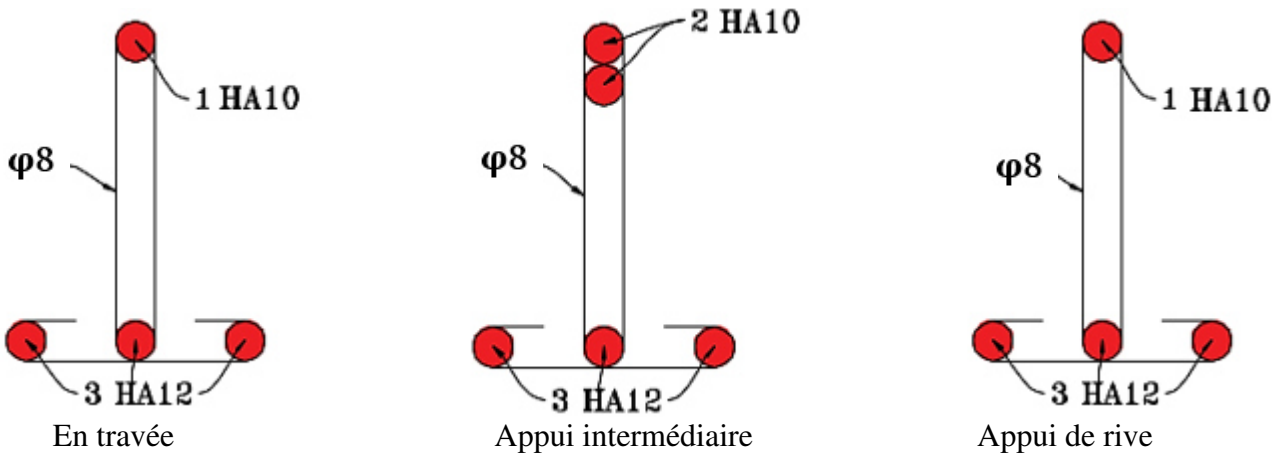


Figure III.7. schémas de ferrailage des poutrelles plancher terrasse

### III.2.7. Etude le dalle de compression

On utilise un treillis soudé de nuance  $f_e = 400$  MPA

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :  $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (st = 20cm)  $\leq 20$  cm ..... vérifiée.

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.10}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :  $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (st = 25cm)  $\leq 33$  cm ..... vérifiée.

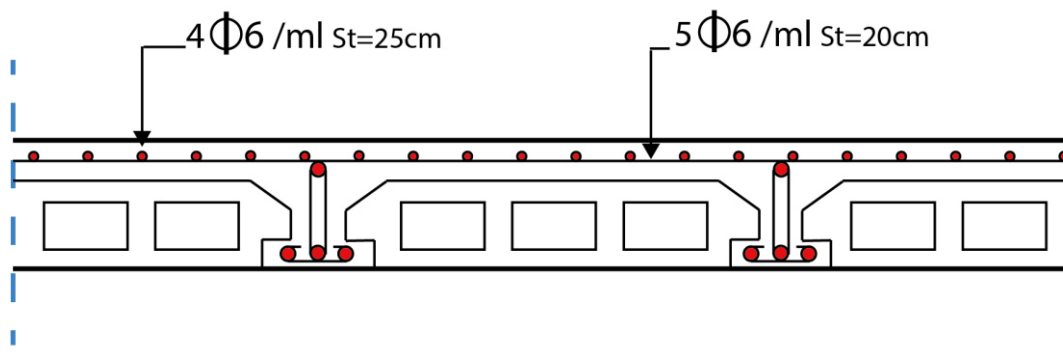


Figure III.8. schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.3. Etude des dalles pleines

#### III.3.1. Calcul des sollicitations

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale. Cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types des dalles pleines>.

##### ❖ Dalle sur un seul appui :

La dalle sur un appui travaille comme une console soumise à la flexion simple. Elle est soumise aux charges suivantes :

- ✓ Charge permanente:  $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$  (Tableau III.4)
- ✓ Surcharge d'exploitation:  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids du garde-corps :

$$P = \gamma \times v \Rightarrow P = 18 \times 1 \times 0,1 \times 0,8 P = 1,44 \text{ KN}$$

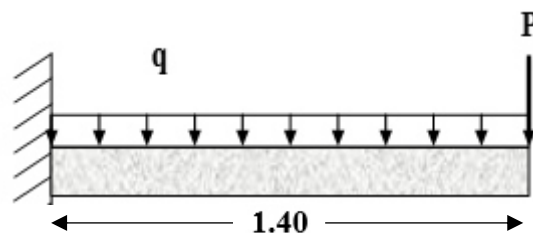


Figure III.9. Schéma statique de la dalle sur un seul appui.

##### ❖ Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 12,47 \text{ Kn/ml} \quad P_u = 1,35 \times P = 1,944 \text{ KN}$$

##### ❖ calcul de moment :

$$M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{12,47 \times 1,4^2}{2} + 1,944 \times 1,4\right)$$

$$M_u = -14,94 \text{ Kn.m}$$

##### ❖ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 12,47 \times 1,4 + 1,944 \Rightarrow V_u = 19,40 \text{ KN}$$

##### ❖ Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8,85 \text{ KN/ml}$$



$$P_s = 1.44 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -\left(\frac{8.85 \times 1.4^2}{2} + 1.44 \times 1.4\right) \Rightarrow M_s = -10.69 \text{ Kn.m}$$

### III.3.2. Calcul de ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{14.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.129 < \mu_\ell = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.174 ; z = 0.084 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{14.94 \times 10^{-3}}{0.084 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \quad ; \quad e \geq 12 \text{ cm} \quad ; \quad A_{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t > A_{min} \text{ donc on choisit } A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **L'espacement**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/8 = 12.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

➤ **Les Armatures de répartition**

$$A_y = A_t/3 = 2.06 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{19.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} \leq \frac{0.07}{1.5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 94,2 \cdot 10^{-3}y - 8,478 \times 10^{-4} = 0$$

$$Y = 3,28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 0,33 \times 0,0328^3 + 15 \times 6,28 \cdot 10^{-4} (0,09 - 0,0328)^2$$

$$I = 4258,32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3 f_{c28} \Rightarrow \frac{10,69 \times 10^{-3}}{4258,32 \cdot 10^{-8}} \times 0,0328 \leq 0,6 \times 25$$

$$8,23 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$15 \times \frac{10,69 \cdot 10^{-3}}{4258,32 \cdot 10^{-8}} (0,09 - 0,0328) \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = 215,39 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{ non Verifiée}$$

**Remarque :** la condition de la contrainte  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10,69 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 215,39} = 6,129 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve  $\alpha = 0,36$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10,69 \cdot 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,36}{3}\right) 201,63} = 6,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \text{ Avec } S_t = 16 \text{ cm}$$

$$y = 3,38 \text{ cm}$$

$$I = 4504,017 \text{ cm}^4$$

#### ❖ Les Armatures de répartition

$$A_y = \frac{6,79}{3} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_y = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = V_{max} = \frac{12.47 \times 1.4}{2} \times \frac{3.85^4}{3.85^4 + 1.4^4} = 8.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{8.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.095 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{8.57 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.246 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.28 \text{ cm}^2 > 0.246 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.4} = 0.08 > \frac{l}{20} = 0.07 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.79}{9 \times 100} = 0.00754 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé

$$f = \frac{M_t \times l^2}{4 \times E \times I} \Rightarrow f = \frac{10.69 \times 1.4^2}{4 \times 2 \times 10^5 \times 4504.017} = 0.058 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{250} = 0.56 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

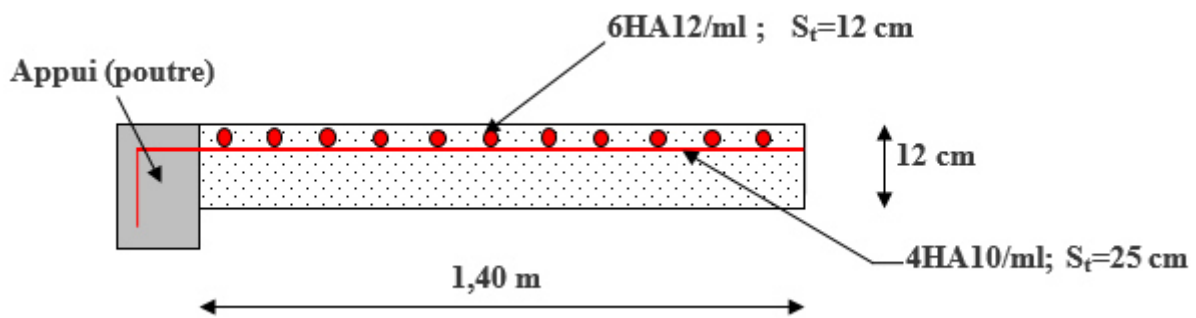


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D1

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.17. sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		$M_{t_x}$ (KN.m)	$M_{t_y}$ (KN.m)	$M_{ar}$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$M_{t_x}$ (KN.m)	$M_{t_y}$ (KN.m)	$M_{ar}$ (KN.m)
Balcons	D1	-14.94	/	/	19.40	/	-10.69	/	/
	D2	14.9	4.8	-8.7	5.82	6.21	10.5	3.4	-6.2
Plancher	D3	3.49	2.87	-2.05	9.78	10.81	2.93	2.58	-1.72
Terrasse accessible	D1'	-8.63	/	/	15.35	/	-6.73	/	/
	D2'	12.31	4.73	-7.24	4.95	4.70	8.98	3.45	-5.28
	D3'	3.20	2.64	-1.88	8.98	9.92	2.71	2.38	-1.59

Tableau III.18.vérification de l'effort tranchant

Types de dalles	$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	observation	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	observation
D1	19.40	0.22 < 1.17	Vérifiée	/	/	/
D2	5.82	0.064 < 1.17	Vérifiée	6.21	0.069 < 1.17	Vérifiée
D3	9.78	0.108 < 1.17	Vérifiée	10.81	0.12 < 1.17	Vérifiée
D1'	15.35	0.170 < 1.17	Vérifiée	/	/	/
D2'	4.95	0.055 < 1.17	Vérifiée	4.70	0.052 < 1.17	Vérifiée
D3'	8.98	0.099 < 1.17	Vérifiée	9.92	0.11 < 1.17	Vérifiée

Tableau III.19.calcul du ferrailage à L'ELU

Niveau	Types	sens	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	D1	XX	14.94	0.129	0.174	0.084	5.13	0.96	6HA12=6.79
		YY	14.9	0.1051	0.139	0.094	4.53	1.23	5HA12=5.65
	D2	XX	4.8	0.0342	0.043	0.098	1.41	0.86	4HA10=3.14
		Appui	-8.75	0.0161	0.079	0.096	2.60	1.23	4HA10=3.14
	D3	XX	3.20	0.0133	0.0168	0.129	0.71	1.24	4HA10=3.14
		YY	2.64	0.011	0.0138	0.129	0.58	1.2	4HA10=3.14
Terrasse	D2'	XX	11.83	0.083	0.109	0.095	3.55	1.23	4HA12=4.52
		YY	3.85	0.027	0.034	0.098	1.12	0.96	3HA10=2.36
		appui	6.96	0.049	0.063	0.097	2.05	1.23	4HA10=3.14
	D3'	XX	3.49	0.014	0.018	0.129	0.77	1.24	4HA10=3.14
		YY	2.87	0.012	0.015	0.129	0.64	1.2	4HA10=3.14
		appui	2.05	0.085	0.010	0.129	0.45	1.24	4HA10=3.14

Tableau III.20.vérification des contraintes à L'ELS

Types de dalles	$M_{ser}$ KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs
D1	XX	10.69	3.38	4504.01	8.02 < 15	291.33 > 201.63	Non vérifiée
D2	XX	11.01	2.92	3441.55	9.36 < 15	291.33 > 201.63	Non vérifiée
	YY	4.23	2.47	2510.67	4.17 < 15	164.81 < 201.63	vérifiée

	<b>appui</b>	<b>6.47</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>6.38&lt;15</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>252.08&gt;201.63</b>	<b>Non vérifiée</b>
<b>D3</b>	<b>XX</b>	<b>3.03</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>2.99&lt;15</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>118.05&lt;201.63</b>	<b>vérifiée</b>
	<b>YY</b>	<b>2.67</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>2.63&lt;15</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>104.02&lt;201.63</b>	<b>vérifiée</b>
	<b>appui</b>	<b>1.78</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>1.757&lt;15</b>	<b>vérifiée</b>	<b>69.35&lt;201</b>	<b>vérifiée</b>
<b>D2'</b>	<b>XX</b>	<b>8.98</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>5.21&lt;15</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>349&gt;201.63</b>	<b>Non vérifiée</b>
	<b>YY</b>	<b>3.45</b>	<b>2.19</b>	<b>1991.82</b>	<b>3.80&lt;15</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>176.80&lt;201.63</b>	<b>vérifiée</b>
	<b>appui</b>	<b>5.28</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>5.06&lt;15</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>205.72&gt;201.36</b>	<b>Non vérifiée</b>
<b>D3'</b>	<b>XX</b>	<b>2.93</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>2.89&lt;15</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>114.15&lt;201.36</b>	<b>vérifiée</b>
	<b>YY</b>	<b>2.58</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>2.545&lt;15</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>100.52&lt;201.36</b>	<b>vérifiée</b>
	<b>appui</b>	<b>1.72</b>	<b>2.47</b>	<b>2510.67</b>	<b>1695&lt;15</b>	<b>vérifiée</b>	<b>67.0152&lt;201.63</b>	<b>vérifiée</b>

On remarque que la deuxième condition de la dalle (D1, D2, D2' et D3') n'est pas vérifiée ce qui signifie que on doit recalculer les sections d'armatures à L'ELS :

Après le recalcul à L'ELS (détaille dans l'exemple de calcul) o, adopte les sections suivantes :

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 (\text{D1(XX)}) \Rightarrow 6\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 (\text{D2 (XX, appui) et D2'(XX)}) \Rightarrow 8\text{HA}10 \Rightarrow A_s = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.05 \text{ cm}^2 (\text{D2' (appui)}) \Rightarrow 4\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

❖ **Evaluation de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

$$12 \text{ cm} > 7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$6,79 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D2**

$$12 \text{ cm} \geq 6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$6.28 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non Vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

✓ **Pour la dalle D3**

$$15 \text{ cm} > 13.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$3.14 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D2'

12 cm > 6 cm ..... Vérifiée  
 6.28 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ..... non Vérifiée  
 La vérification de la flèche est nécessaire

✓ Pour la dalle D3'

15 cm > 13.61 cm ..... Vérifiée  
 3,14 cm<sup>2</sup> < 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée  
 La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Tableau III.21.vérification de la flèche à L'ELS

Dalles		$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta_f < f_{adm}$ (mm)	Observation
D2	XX	0.894	0.283	0.933	0.414	1.129 < 2.8	vérifiée
	YY	1.25	0.340	0.692	0.418	1.189 < 6.6	vérifiée
D2'	XX	1.107	0.398	0.684	0.538	0.855 < 2.8	vérifiée
	YY	1.480	0.414	0.572	0.493	1.145 < 6.6	vérifiée

III.3.3. Etude de l'escalier :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

III.3.4. Escalier droit à deux volées

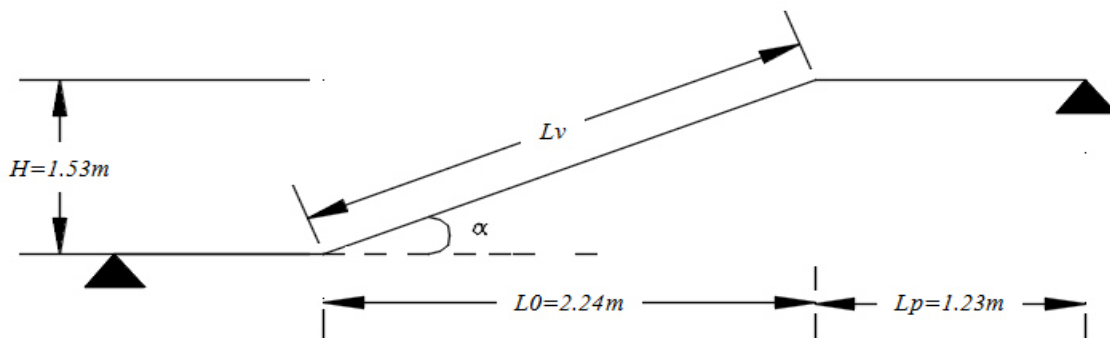


Figure III.11.Coupe en élévation de l'escalier droit à deux volées.

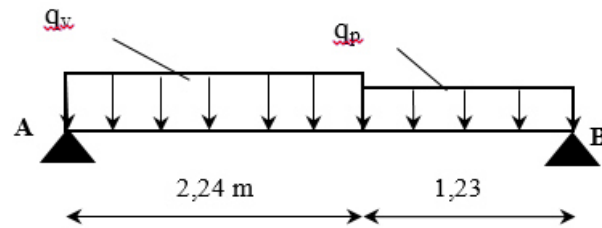


Figure III.12. Schéma statique de l'escalier droit à deux volées.

- Evaluation des charges de l'escalier :

$$G_v = 8.195 \text{ KN/m}^2; \text{ (Tableau III.8)}$$

$$G_p = 5.21 \text{ KN/m}^2 \text{ (Tableau III.7)} ; e = 15\text{cm}$$

Tableau III.22. Combinaison de charges de l'escalier à deux volées

ELU	ELS
$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$ $q_v = 14.81 \text{ KN/m}^2$	$q_v = G_v + Q$ $q_v = 10.69 \text{ KN/m}^2$
$q_p = 1.35G_p + 1.5Q$ $q_p = 10.78 \text{ KN/m}^2$	$q_p = G_p + Q$ $q_p = 7.71 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul à l'ELU :

$$R_A = 24.82 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 21.62 \text{ KN}$$

$$M_t^{\max} = 16.25 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a = -10.83 \text{ KN.m} \quad V^{\max} = 24.82 \text{ KN} \quad ; \quad M_t = 0.75 M_0$$

Tableau III.23. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	$M_0^{\max} \text{ (KN.m)}$	$M_t^{\max} \text{ (KN.m)}$	$M_a^{\max} \text{ (KN.m)}$	$V^{\max} \text{ (KN)}$
ELU	21.67	16.25	-10.83	24.82
ELS	15.65	11.73	-7.825	

Tableau III.24. Ferrailage à l'ELU :

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2/\text{m}$	$A_{min}$	$A_{adopt} \text{ cm}^2/\text{m}$
En travée	16.25	0.064	0.084	0.125	3.56	1.56	5HA12 = 5.65
En appuis	-10.83	0.043	0.055	0.127	2.35	1.56	4HA12 = 4.52

- Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

$$\text{En travée } S_t = 20\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

En appuis  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots$  vérifiée.

b) Armatures secondaires :

$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \dots \dots$  vérifiée.

En travée  $A_l = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml**

En appuis  $A_a = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml**

- Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{24.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.190 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

- Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries.

a) Vérification des contraintes de compression du béton

**Tableau III.25. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

	$M_{ser} (KN.m)$	Y (cm)	I(Cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} (Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>En travée</b>	<b>11.73</b>	<b>3.92</b>	<b>8995.20</b>	<b>5.11</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>En appui</b>	<b>-7.82</b>	<b>3.47</b>	<b>7545.74</b>	<b>3.70</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>

b) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.94} = 0.038 < 0.0625 \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00434 < 0.0105 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

$f = 0.48 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{394}{500} = 0.788 \text{ cm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.



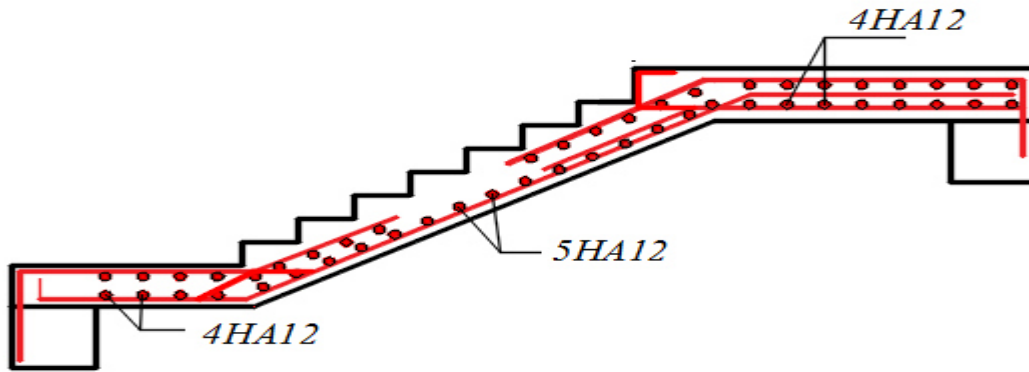


Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.4. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchant qu'on calcul à la flexion simple est aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

Dimensionnement : L'exigence du RPA 99 (art 7.5.1) :

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h/b = 35/35 = 1 < 4 \end{cases}$$

On prend :  $h = 30\text{cm}, b = 30\text{cm}$ .

#### ➤ Calcul à la flexion simple :

- Définitions des charges :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- $G_0$  : Poids propre de la poutre,  $G_0 = 0.30^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- $G_m$  : poids du double cloison sur la poutre,  $G_m = 2.76 \times (1.53 - 0.45) = 2.98 \text{ Kn/ml}$
- La réaction de la volée à son niveau :

**ELU** :  $R_B = 21.61 \text{ KN}$

**ELS** :  $R_B = 15.53 \text{ KN}$

Calcul des sollicitations

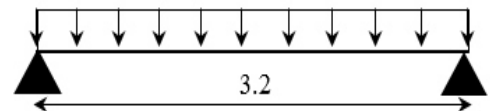


Figure III.14. Schéma statique de la poutre palière.

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 28.67 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 20.76 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 36.69 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 31,19 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -18.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 45.87 \text{ KN}$$

Tableau III.26.Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
<b>En travée</b>	<b>31.19</b>	<b>0.100</b>	<b>0.132</b>	<b>0.255</b>	<b>3.50</b>	<b>1.01</b>	<b>2HA10+2HA12=3.83</b>
<b>En appuis</b>	<b>-18.34</b>	<b>0.059</b>	<b>0.0761</b>	<b>0.261</b>	<b>2.01</b>	<b>1.01</b>	<b>4HA10=3.14</b>

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{45.87 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,546 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,0105 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0105 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul d'armature à la torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui à l'ELU :

$$M_{torsion}^{max} = 10.83 \text{ KN.m} \text{ (c'est le moment au niveau de l'appui de la poutre)}$$

Calcul de la section d'armature longitudinale :

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle, qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

-  $U$  : périmètre de la section

$$e = \phi/6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

-  $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

-  $e$  : épaisseur de la paroi.

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1 \text{ m}^2$$

-  $Al$  : section d'acier.

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.83 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 2.49 \text{ cm}^2$$

a) En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A^{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.83 + \frac{2.49}{2} = 5.075 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec : } A^t = \mathbf{6HA12} = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2}$$

b) En appuis :

$$\text{Soit : } A^a = A_a^{flexion} + \frac{A_a^{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.14 + \frac{2.49}{2} = 4.385 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec : } A^a = \mathbf{3HA14} = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2}$$

• Vérification de la contrainte cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{Torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \quad \text{contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.}$$

$$\text{On à } V_{max} = 45.87 \text{ KN}$$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.8 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.546 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{Torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.83 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.73 \text{ Mpa}$$

D'où :  $\tau_u = 1.73 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

• Calcul de l'espacement  $S_t$  : D'après le **CBA 93(Art A.5.1.2.2)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29.25\text{cm}, \text{ On prend } S_t = 10\text{cm.}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow s_t \leq \frac{6.79 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} \Rightarrow s_t \leq 22.63 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  On prend  $s_t = 15 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis

- Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flex} + A_t^{Tor}$$

**Tableau III.27. Ferrailage transversale de la poutre palière à la flexion et à la torsion.**

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.003 \times b \times St = 1.35$ $A_t = M_{Tor} \times St \times \gamma_s / 2\Omega \times f_e = 0.373 \text{ cm}^2$

D'où :  $A_t = 0.45 + 1.35 = 1.8 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>**

➤ Vérification a l'ELS :

- Etat limite de compression de béton :

**Tableau III.28. Vérification de l'état limite de compression de béton.**

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
<b>En travée</b>	<b>22.58</b>	<b>10.80</b>	<b>42728.441</b>	<b>6.71</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>En appuis</b>	<b>-13.28</b>	<b>9.21</b>	<b>31750.038</b>	<b>3.85</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>

➤ Evaluation de la flèche :

- 
- 2)  $A \leq \frac{4.2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 6.79 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- 3)  $L = 3,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Les conditions sont vérifiées implique qu'il n'y'a pas lieu de calculé la flèche.

➤ Choix de ferrailage :

Pour  $A_l^t$  on choisit **6HA12**  $\left\{ \begin{array}{l} = 6.79 \text{ cm}^2. \\ = 4.62 \text{ cm}^2. \\ = 2.01 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$

Pour  $A_l^a$  on choisit **3HA14**

Pour  $A_t$  on choisit **4HA8**

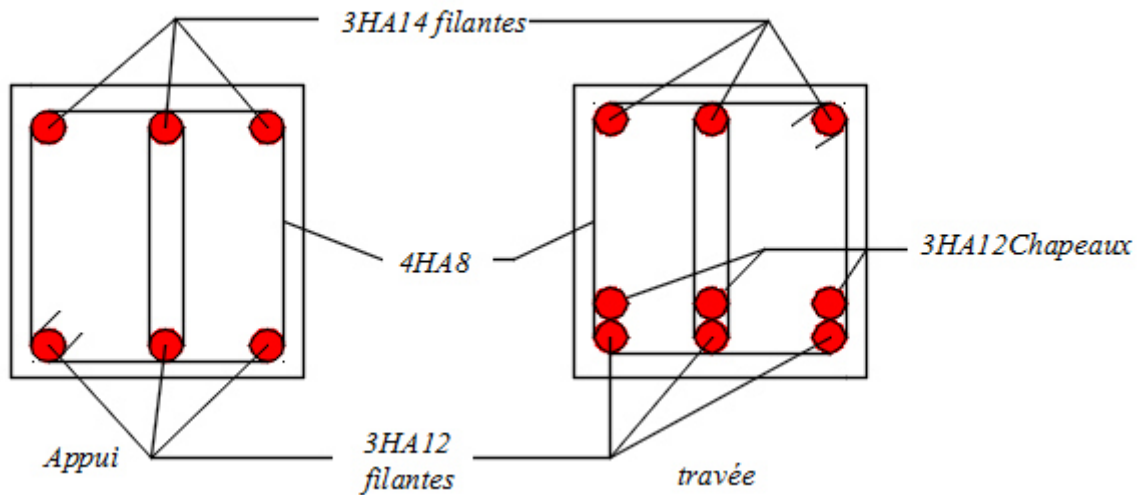


Figure III.15. schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.5. Etude de l'ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit

(08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Puissance de l'ascenseur :  $W = 6.8 \text{ KW}$

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

Charge due à la cuvette :  $F_C = 145 \text{ KN}$

Charge due à la salle des machines :  $D_m = 51 \text{ KN}$

La charge nominale est de 630 Kg

La vitesse :  $V = 1 \text{ m/s}$

Donc  $g = D_m + P_m + P_{\text{Personnes}} = 72.3 \text{ KN}$

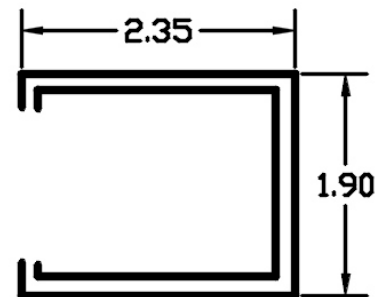


Figure III.16. Schéma de l'ascenseur

#### III.5.1. Etude de la dalle d'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a  $L_x = 1.60 \text{ m}$ ,  $L_y = 1.90 \text{ m}$ ,  $S = 1.60 \times 1.90 = 3.04 \text{ m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.90} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55 \leq e \leq 4$$

$e \geq 11\text{cm}$  pour 2h découpe feu.

$e \geq 13\text{cm}$  isolation phonique.

Donc on prend  $e=15\text{cm}$ .

Tableau III.29.évaluation de charge et surcharge

Poids propre de la dalle et des revêtements	La surface ( $\text{m}^2$ )	Poids de la machine ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )	Poids total ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )	Q ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )
$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$	$S = 1.6 \times 1.9$	$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.04}$	$G = G_1 + G_2 = 4.63 + 47.69$	1
$G_1 = 4.63 \text{ KN}/\text{m}^2$	$S = 3.04$	$G_2 = 47.69$	52.32	

$$G_{total} = 52.32 \text{ KN}/\text{m}^2. \quad Q_{total} = 1 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

### III.5.1.1. Cas de charge répartie :

➤ A l'ELU :

• Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 72.132 \text{ KN}/\text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.9} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaillera dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.84 \begin{cases} U_x = 0.0517 \\ U_y = 0.6678 \end{cases}$$

• Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0517 \times 72.132 \times 1.6^2 \Rightarrow M_0^x = 9.54 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6678 \times 9.54 \Rightarrow M_0^y = 6.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement):

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.11 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.86 \text{ KN.m}$$

• Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.30. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
Travée	X-X	8.11	0.0338	0.043	0.127	1.82
	Y-Y	5.41	0.0226	0.028	0.128	1.21
Appuis	X-X	-2.86	0.0199	0.0251	0.128	1.06
	Y-Y					

➤ Vérification à l'ELU :

On calcul  $A_{min}$  : on a des HA  $feE400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 15cm$  ;  $b = 100cm$  ;  $\rho = 0.88$

$$FN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa \right] = 3.33 Mpa \\ S_t \leq \min(2e, 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 Mpa$$

Tableau III.31. Vérification de la section d'acier

$A_{min}(cm^2/ml)$	$S_t (cm)$	$A_y^t$	$A_x^t/4$	A adopté( $cm^2/ml$ )
1.29	25	1.21 > 0.45		En travée et en appuis : $A_x^t = 4HA10 = 3.14$
1.2	25			En travée et en appuis : $A_y^t = 4HA10 = 3.14$

Tableau III.32. Vérification de l'effort tranchant

Vu (KN)	$\tau_u(Mpa)$	$\tau^{lim} (Mpa)$	Observation	$\tau_{adm}(Mpa)$	Observation
38.47	0.35	1.16	At. ne sont pas nécessaires	3.33	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = 34.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 \begin{cases} U_x = 0.0517 \\ U_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.05 \text{ KN.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.992 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.995 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Etat limite de compression du béton :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{On trouve : } y=2.47 \text{ cm}, I=2510.67 \text{ cm}^4$$

a) En travée :

$$\sigma_{bc}^{x-x'} = 3.94 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc}^{y-y'} = 2.87 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

b) En appuis :

$$\sigma_{bc} = 1.41 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

• Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.042 > 0.0375 \\ 3.14 < 6 \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

### III.5.1.2. Cas d'une charge concentré

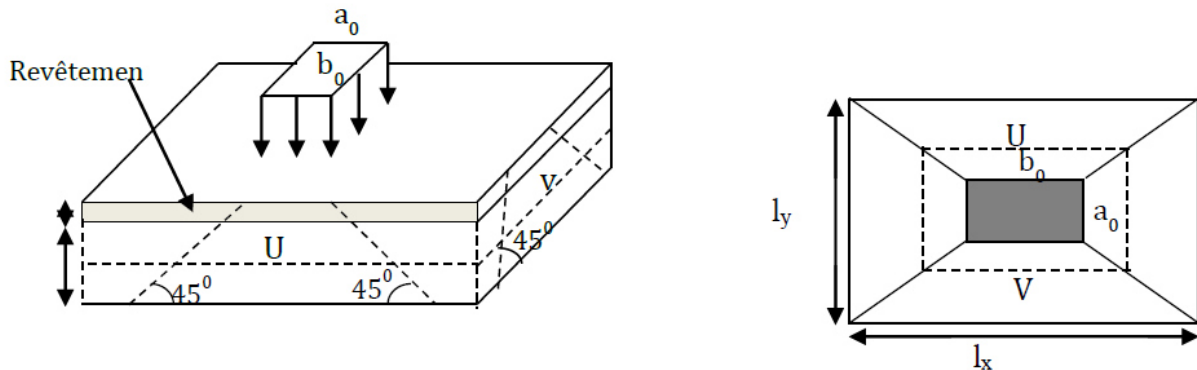


Figure III.17. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\text{on a une vitesse : } v = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

Avec :

$a_0$  et  $U$  sont les dimensions parallèles à  $L_x$ .

$h_0$  est l'épaisseur de la dalle pleine

$b_0$  et  $V$  sont les dimensions parallèles à  $L_y$ .

$h_1$  est l'épaisseur du revêtement moins rigide

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$  est la surface du chargement.

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 4 \text{ cm}$$



On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 4) = 101 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 4) = 101 \text{ cm}$$

a) A l'ELU :

On a  $G = 72.3 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN.}$$

• Calcul des sollicitations :

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} m_{x1} = q_u \times (m_1 \times v \times m_2) \\ m_{y1} = q_u \times (m_2 \times v \times m_1) \end{cases} \text{ Avec : coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \text{ à L'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à L'ELS} \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3$$

$$\rho = 0.84$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{101}{160} = 0.631$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{101}{190} = 0.531$$

En se référant à l'abaque PIGEAU, on trouve  $M_1=0.089$  et  $M_2=0.073$ .

• Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :

$$\begin{cases} m_{x1} = p_u \times M_1 \\ m_{y1} = p_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 72.3 \times 0.089 = 8.68 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 72.3 \times 0.073 = 7.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\rho = 0.84 \begin{cases} U_x = 0.0517 \\ U_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.63 + 1.5 \times 1 = 7.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0517 \times 7.75 \times (1.6)^2 = 1.02 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 0.6678 \times 1.02 = 0.684 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.7 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur :

- a) En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 9.7 = 8.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.80 = 6.63 \text{ KN.m}$$

- b) En appuis :

$$M_a^y = M_a^x = -0.3 \times 9.7 = -2.91 \text{ KN.m}$$

Tableau III.33.calcul de ferrailage.

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>a</sub> calculé (cm <sup>2</sup> /ml)
X-X	8.24	-2.91	1.9	0.662
Y-Y	6.63	-2.91	1.53	0.662

➤ Vérification a l'ELU :

On a un chargement concentré et FPN

$$S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

Tableau III.34.vérification de la section d'acier

Sens	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>y</sub> <sup>t</sup>	A <sub>x</sub> <sup>t</sup> /4	A adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	1.278	25	1.2 > 0.3195		En travée et en appui : A <sub>x</sub> <sup>t</sup> = 4 HA10 = 3.14
y-y	1.2	25			En travée et en appui : A <sub>y</sub> <sup>t</sup> = 4 HA10 = 3.14

- Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times u \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

p<sub>u</sub>:Charge de calcul à l'état limite.

e: Epaisseur de la dalle.

u<sub>c</sub>:Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$u_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (101 + 101) \Rightarrow U_c = 404 \text{ cm} ; p_u = 454.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

On a  $v = u \Rightarrow \tau_u = 1.25 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$  ..... vérifiée.

- Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) \Rightarrow M_{x2} = 72.3 \times (0.089 + 0.2 \times 0.073) = 7.49 \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) \Rightarrow M_{y2} = 72.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.089) = 6.59 \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.1 + 1 = 6.1 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = q_{ser} \times U_x \times l x^2 = 6.1 \times 0.0517 \times 1.6^2 = 0.807 \text{ Kn.m} \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 0.6678 \times 0.807 = 0.539 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.297 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.129 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 7.587 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 6.059 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.3 \times M_x \Rightarrow M_a = -2.4891 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

On a une fissuration peut préjudiciable  $\Rightarrow$  vérification de la contrainte du béton comprimé.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, Les résultats sont résumés dans le tableau

**Tableau III.35. vérification de l'état limite de compression du béton**

Sens	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
X-X'	7.587	-2.48	3.14	3.05	5608.736	4.14 < 15
Y-Y'	6.059	-2.48	3.14	3.05	5608.736	3.30 < 15

a) En travée

Sens X-X' :  $\sigma_{bc} = 4.139 < 15$

Sens Y-Y' :  $\sigma_{bc} = 3.305 < 15$

En appuis :  $\sigma_{bc} = 1.353 < 15$

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}, \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{2.1} = 0.071 > 0.0375 \\ 3.14 < 6 \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile.

Donc le choix de ferrailage est:  $A_{sy} = A_{sx} = A_a = 4HA10/ml$ ;  $St = 25\text{ cm}$

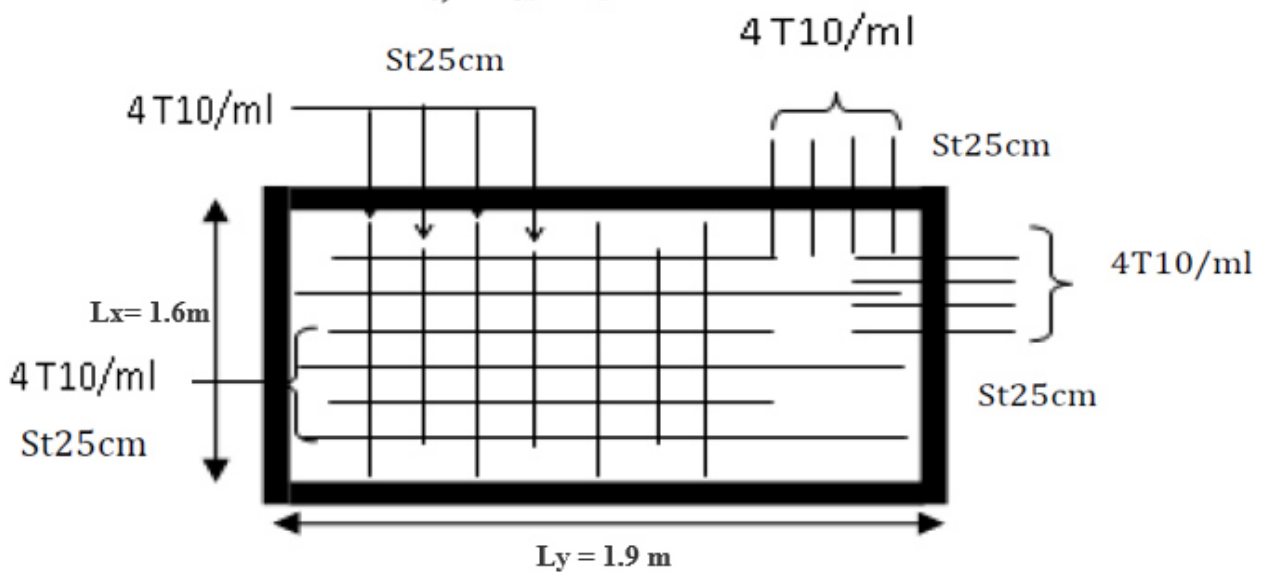


Figure III.18. schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

### III.6. Etude de l'acrotère

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 une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

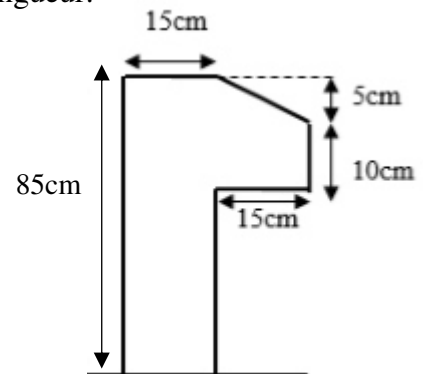


Figure III.19. Dimensions de l'acrotère

Tableau III.36.Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Enduit de Ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)
85	0.36	3.56	1	3.92

- La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

$C_p$ : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$ : Poids de l'acrotère.

$$X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i}$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i}$$

➤ Calcul des sollicitations :

• Calcul du centre de gravité  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{(85 \times 15) \times 7.5 + (15 \times 10) \times 22.5 + (5 \times 15 \div 2) \times 20}{1275 + 150 + 37.5} = 9.35 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(85 \times 15) \times 42.5 + (15 \times 10) \times 75 + (5 \times 15 \div 2) \times 81.67}{1275 + 150 + 37.5} = 46.83 \text{ cm}$$

$$\text{L'acrotère est soumis à : } \begin{cases} N_G = 3.92 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \\ M_Q = Q \times H = 1 \times 0.85 = 0.85 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_p \times Y_g = 1.88 \times 0.4683 = 0.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

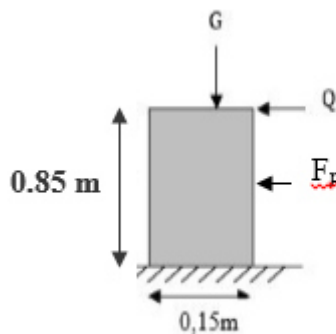


Figure III.20.Sollicitations sur l'acrotère

Tableau III.37.Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.92	5.29	3.92
(M KN.m)	1.73	1.275	0.85

- Calcul de l'excentricité à L'ELA :

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.73}{5.29} = 0.44 > \frac{h}{6} = \frac{0.85}{6} = 0.142m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est effort de compression donc la section est entièrement comprimée.

Le Calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$ , les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle  $e = \frac{M_u}{N_u}$  par une excentricité totale du calcul

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égale à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1,7m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } \begin{aligned} e_2 &= 0,01156m \\ e &= 0,272m \end{aligned}$$

- Calcul à l'E.L.U :

$$N_u = 3,92 KN ; M_u = N_u \times e = 3,92 \times 0,272 \Rightarrow M_u = 1,066 KN.m ; f_{bu} = 14,2 MPA ; \sigma_{st} = 348 MPA$$

$$h = 15cm ; d = 12cm ; b = 100cm$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,066 + 3,92 \times \left(0,12 - \frac{0,15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1,24 KN.m$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,006 < 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0,0075 ; Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1196 m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,24 \times 10^{-3}}{0,1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0,3 cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{St}} = 0,3 \times 10^{-4} - \frac{3,92 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0,187 cm^2$$

➤ Vérification à l'E.L.U :

• La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,44 cm^2$$

On remarque que :  $A_{\min} > A_s \Rightarrow$  Donc on adopte:

$$A_s = 4\Phi 8/ml = 2,01 cm^2 /ml.$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 cm^2 \Rightarrow$$

$$A_r = 4 \Phi 6/ml = 1,13 cm^2 /ml.$$

• Espacement :

Armatures principales :  $St \leq 100/4 = 25$  cm. On adopte  $S_t = 25$  cm.

Armatures de répartitions :  $St \leq 85/4 = 21,25$  cm. On adopte  $S_t = 20$  cm.

• Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \tau_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 4MPa) \Rightarrow \tau_u \leq \min(2,5 ; 4MPa) \Rightarrow \tau_u \leq 2,5 MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,88 + 1 \Rightarrow V_u = 2,88 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,024 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.88 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.267 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- Vérification à l'ELS :

$d = 0.12 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 3.92 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 0.85 \text{ KN.m}$ ;  $\eta = 1.6$  pour les HR

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ;$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- Position de l'axe neutre :  $c = d - e_1$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.85/3.92) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.262 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$  "c" à l'extérieur de la section  $\Rightarrow c = 0.12 - 0.262 \Rightarrow c = -0.142 \text{ m.}$

$$c = -0.142 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.142)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.142}{1} \Rightarrow P = -0.056 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.142)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.142)^2}{1} \Rightarrow q = 0.00697 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.2325 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = -0.3745 \text{ m.}$



$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,069 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,92 \times 10^{-3}}{0,069} \times (-0,3745) \Rightarrow \sigma_{bc} = -0,021 MPa < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,92 \times 10^{-3}}{0,069} \times (0,12 + 0,3745) \Rightarrow \sigma_s = 0,42 MPa < \overline{\sigma}_{adm}$$

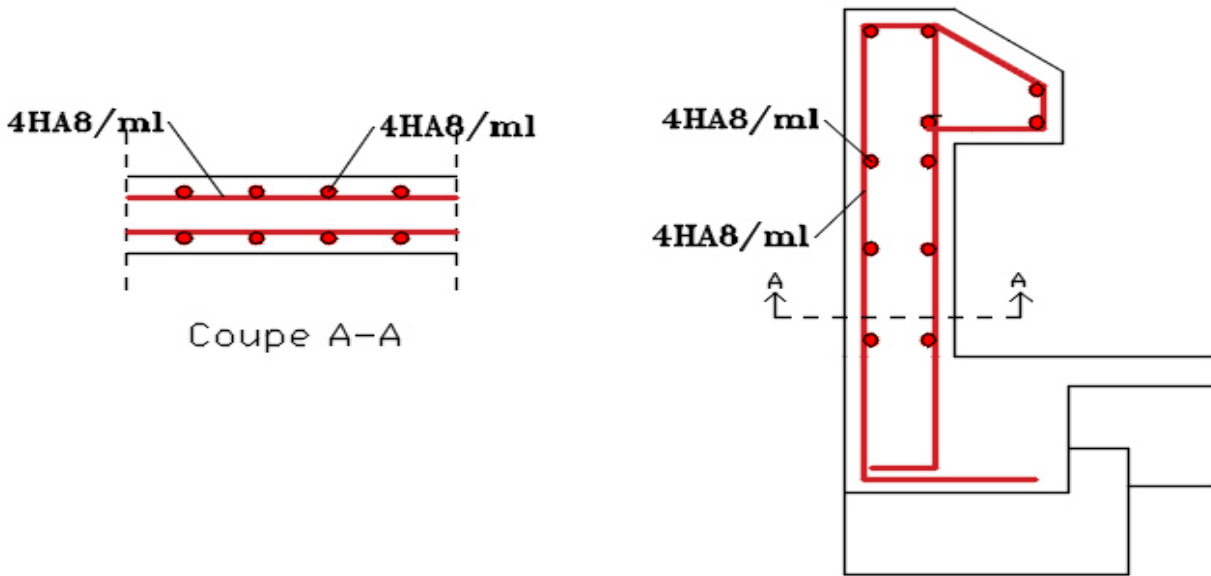


Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.7. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées par la méthode forfaitaire et ferrillées en flexion simple.

Notre projet comprend trois types de dalles pleines, elles ont été étudiées et ferrillées avec les sollicitations les plus défavorables.

Notre structure présente un seul type d'escaliers, ce dernier est droit à deux volées. Dans ce chapitre nous avons étudiés et ferrillés notre escalier.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle du local des machines.

La poutre palière a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion.



# Chapitre IV

dynamique. Etude

## IV.1. Introduction

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

### IV.1.1. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas des situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

## IV.2. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

### IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### IV.2.1.1. Calcul de de l'effort sismique V statique

L'effort sismique V, appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

**A** : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient 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, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles, donc : **R = 5**

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ RPA99 (Formule 4.4)}$$

**P<sub>q</sub>**: est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité *q* est satisfait ou non.

**Tableau IV.1.Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>.**

“ Critère q ”	Observée	P <sub>q</sub> /xx	Observée	P <sub>q</sub> /yy
<b>1- Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	<b>Non</b>	<b>0.05</b>	<b>Oui</b>	<b>0.05</b>
<b>2- Redondance en plan</b>	<b>Non</b>	<b>0.05</b>	<b>Oui</b>	<b>0.05</b>
<b>3- Régularité en plan</b>	<b>Non</b>	<b>0.05</b>	<b>Non</b>	<b>0.05</b>
<b>4- Régularité en élévation</b>	<b>Oui</b>	<b>0</b>	<b>Oui</b>	<b>0</b>
<b>5- Contrôle de qualité des matériaux</b>	<b>Oui</b>	<b>0</b>	<b>Oui</b>	<b>0</b>
<b>6- Contrôles de qualité d'exécution</b>	<b>Oui</b>	<b>0</b>	<b>Oui</b>	<b>0</b>

Donc : **Q<sub>x</sub> = Q<sub>y</sub> = 1.15**

**W**:Poids total de la structure :

$$W = n \sum W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>**: Poids dû aux charges permanentes totales.

**W<sub>Qi</sub>**: Charge d'exploitation.

**β** : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$$\Rightarrow W = 50244,20 \text{ KN.}$$

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

Pour le calcul du facteur D, qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} & \text{RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

RPA 99(Tableau 4.7)

On a un sol meuble (site S3)  $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

**η** : Facteur de correction d'amortissement est donné par :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \epsilon)} \geq 0,7$

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

On prend :  $\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$  Pour un contreventement mixte.

Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = 0,8165 > 0,7$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_1 = C_T \times (h_t)^{\frac{3}{4}} \\ T_2 = 0,09 \frac{h_t}{\sqrt{L}} \end{cases} = \text{RPA99 (Formule 4-6 et 4-7)}$$

$h_t = 31,62 \text{ m}$  (Hauteur totale de la structure)

$C_t = 0,05$  (Coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage) RPA99 (Tab.4-6)

$$\Rightarrow T_1 = 0,67 \text{ s}$$

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 30,34 \text{ m} ; L_y = 15,60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_{2x} = 0,52 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_{2y} = 0,72 \text{ s}$$

$$\text{Sens X-X : } T_{\text{empirique}} = \min(T_1; T_{2x})$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,52 \text{ s}$$

Sens y-y :

$$T_{\text{empirique}} = 0,67 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,721 \\ D_y = 1,452 \end{cases}$$

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 1,721 \times 1,15}{5} \times 50244,20 = 2983,37 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 2983,37 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,452 \times 1,15}{5} \times 50244,20 = 2516,96 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = 2516,96 \text{ KN}$$

### IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse du calcul suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \eta \times 1.25 \times A \times \frac{Q}{R} T_1 < T < T_2 & \\ 2.5 \eta \times 1.25 \times A \times \frac{Q}{R} \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 < T < 3 s & \text{RPA99 (Formule 4-13)} \\ 2.5 \eta \times 1.25 \times A \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \frac{Q}{R} & T > 3 s \end{array} \right.$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel **Robot Structural Analysis 2011** avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes de notre projet sont :

- La zone de sismicité IIa.
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de qualité de la structure  $Q_x = Q_y = 1.15$ .
- Coefficient de comportement global de la structure  $R = 5$ .
- Site meuble : S3.
- $\varepsilon = 8,5\%$ .

### IV.2.3. Modélisation et logiciel utilisé

Notre structure a été modélisé avec le logiciel robot, ce dernier est un code de calcul qui et d'analyse des structure pas la méthode des éléments finis.

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

### IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement:

L'aspect architectural de notre structure est un vrai obstacle pour trouver des emplacements des voiles, plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux (voir tableau IV.8.).

La disposition retenue est la suivante :

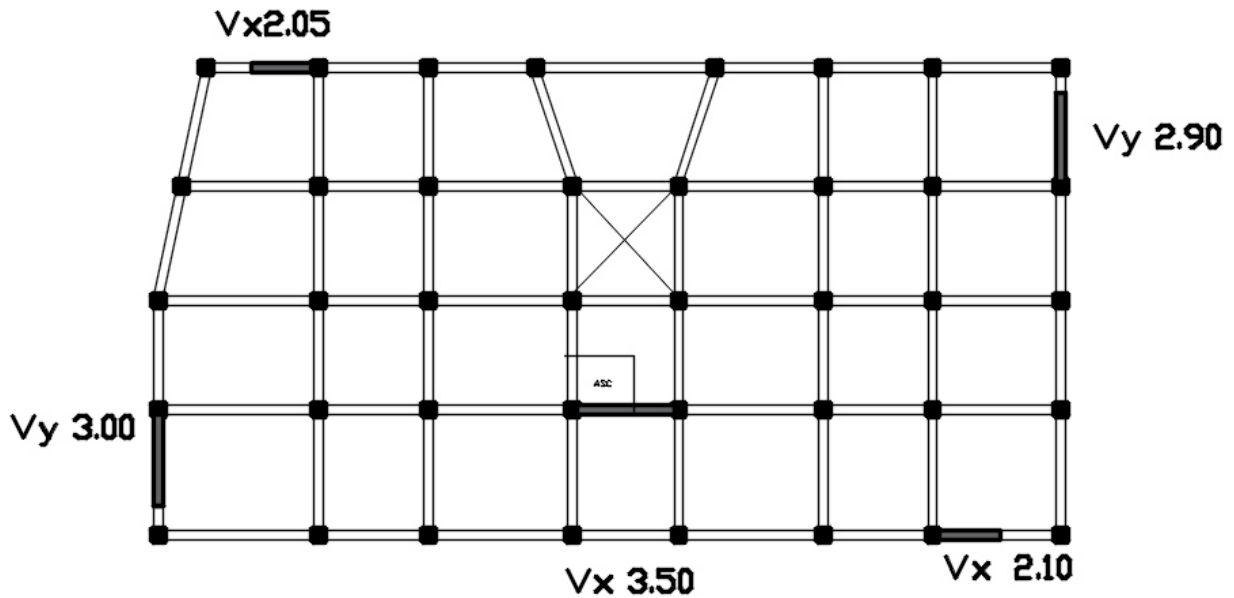


Figure IV.1. Disposition des voiles

### IV.3.2. Modes de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masse totale (Kg)
1	0.96	0.12	67.80	0.12	67.80	50244.20
2	0.80	68.43	67.99	68.31	0.19	50244.20
3	0.72	69.22	68.62	0.79	0.63	50244.20
4	0.30	69.23	81.49	0.00	12.87	50244.20
5	0.25	82.30	81.50	13.07	0.02	50244.20
/		/	/	/	/	/
19	0.08	88.33	89.82	0.00	0.00	50244.20
20	0.08	89.22	90.00	0.89	0.18	50244.20
21	0.08	90.11	90.06	0.89	0.06	50244.20
22	0.08	90.18	90.06	0.07	0.00	50244.20
23	0.08	90.42	90.07	0.24	0.02	50244.20



NB : d'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x atteint les 90% au bout du 21eme mode, et selon l'axe y au bout du 20eme mode.

### IV.3.3. Analyse du comportement de la structure :

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques  $V_{dyn}$  à la base 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  $V_{st}$ .

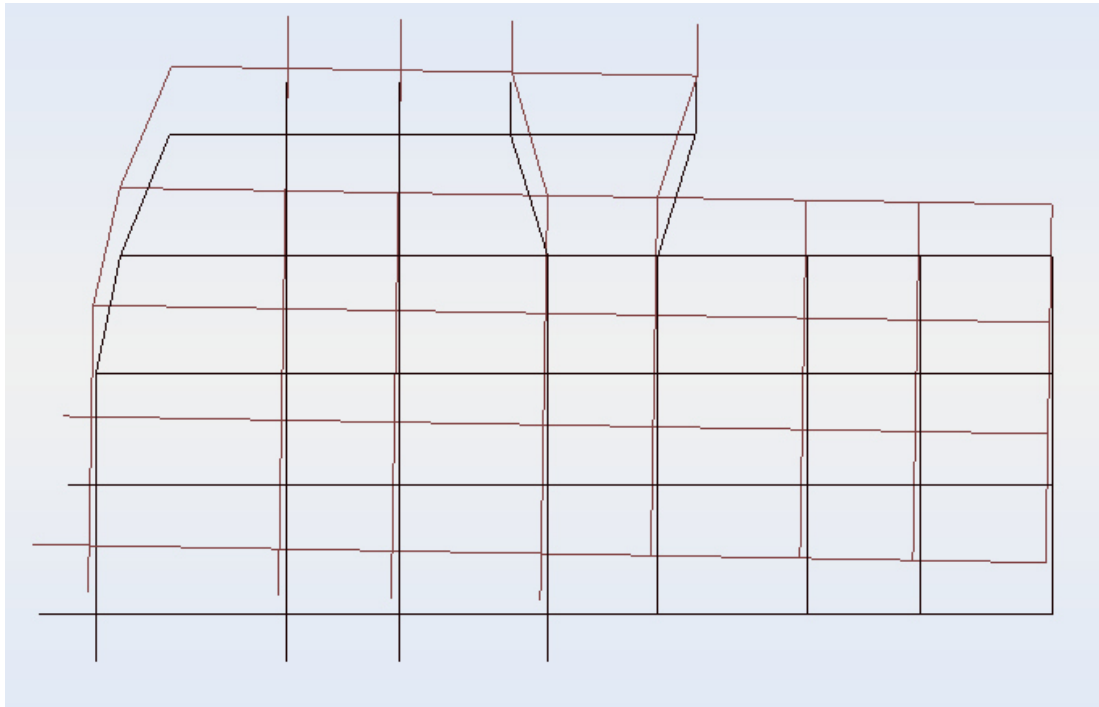


Figure IV.2.mode 1: translation dans le sens Y-Y

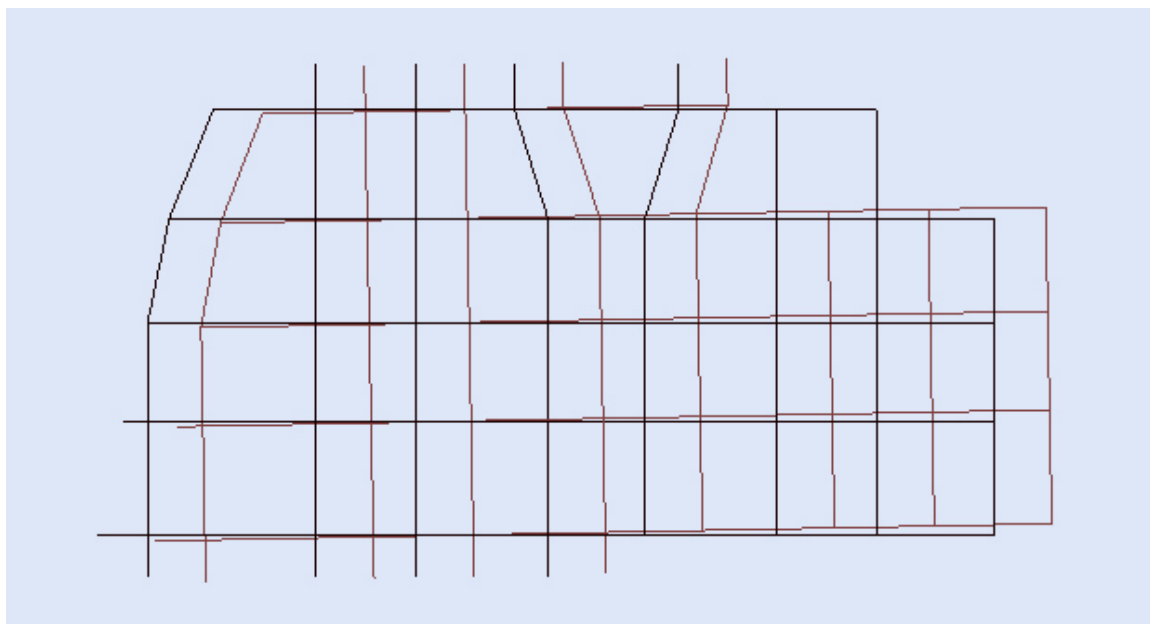


Figure IV.3.mode 2 : translation dans le sens X-X

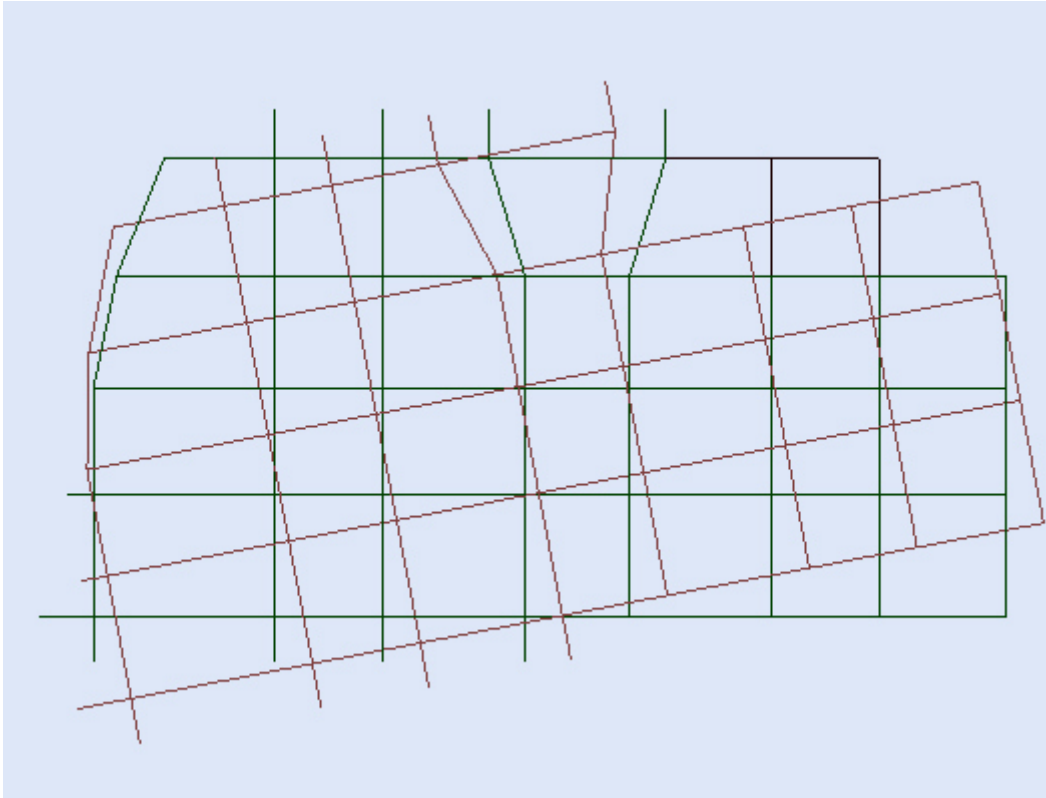


Figure IV.4.mode 3: rotation

#### IV.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du 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  $V_{st}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8*V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	2018.65	2386.69	Non vérifiée
Sens Y-Y	1786.47	2013.57	Non vérifiée

**NB :** on remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x-x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de  $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.182$

Même chose concernant le sens y-y la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de  $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.127$

Après majorations des paramètres de réponses suivant les deux directions nous obtenons les résultats suivants :

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après augmentation des paramètres.

Sens	V <sub>dyn</sub> (KN)	0.8*V <sub>st</sub> (KN)	Observation
Sens X-X	2388.07	2386.69	Vérifiée
Sens Y-Y	2015.13	2013.57	Vérifiée

#### IV.3.5. Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (IV.2.) et (IV.3.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

##### IV.3.5.1. Sous charges verticales :

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :  $\frac{\sum F \text{ portiques}}{\sum F \text{ portiques} + \sum \text{voiles}} \geq 80\%$

- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :  $\frac{\sum F \text{ voiles}}{\sum F \text{ portiques} + \sum \text{voiles}} \leq 20\%$

Tableau IV.5. Interactions sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<i>RDC</i>	39021.83	546764	44489.47	8.71	12.29	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	37968.87	4912.14	42881.01	8.54	11.46	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	33204.67	454864	37753.31	8.95	12.05	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	28560.74	4010.26	32571.00	8.69	12.31	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	23966.52	3570.41	27536.93	8.03	12.97	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	19618.60	2953.03	22571.63	8.92	13.08	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	15316.99	2402.29	17719.28	8.44	13.56	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	11282.82	1693.61	12976.43	8.95	13.05	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	7213.25	1024.80	8238.05	8.56	12.44	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	3641.71	320.43	3962.14	91.91	8.09	Vérifiée

### IV.3.5.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques :  $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :  $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6. Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x).

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<i>RDC</i>	882.42	1377.34	2259.76	39.05	60.95	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	1263.45	997.83	2261.28	55.87	44.13	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	1275.43	846.41	2121.84	60.11	39.89	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	1397.67	590.28	1987.95	70.31	29.69	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	1224.06	562.75	1786.81	68.51	31.49	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	1252.77	347.25	1600.02	78.30	21.70	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	984.03	367.97	1352	72.78	27.22	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	959.61	180.99	1140.6	84.13	15.87	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	695.3	164.17	859.47	80.90	19.10	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	476.74	192.84	669.58	71.20	28.80	Vérifiée

Tableau IV.7. Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<i>RDC</i>	648.86	1030.73	1679.59	38.63	61.37	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	841.44	849.35	1690.79	49.77	50.23	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	850.52	744.28	1594.8	53.33	46.67	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	930.26	560.68	1490.94	62.39	37.61	Vérifiée

<i>Etage 4</i>	827.02	522.72	1349.74	61.27	38.73	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	858.61	347.99	1206.6	71.16	28.84	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	692.23	348.17	1040.4	66.53	33.47	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	710.07	230.4	940.47	75.50	24.50	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	527.63	118.79	646.42	81.62	18.38	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	376.8	90.02	466.82	80.72	19.28	Vérifiée

#### IV.3.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de 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 :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times F_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N_d$ : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : Aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj}$  Résistance caractéristique du béton = 25 MPA.

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	$N_{rd}$	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
<i>RDC</i>	60	60	3600	2759.74	0.295	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	55	55	3025	1992.67	0.213	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	55	55	3025	1630.99	0.207	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	50	50	2500	1298.79	0.165	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	50	50	2500	1059.98	0.163	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	45	45	2025	875.10	0.135	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	45	45	2025	693.48	0.132	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	40	40	1600	528.27	0.100	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	40	40	1600	367.27	0.088	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	35	35	1225	189.63	0.060	Vérifiée

### IV.3.7. Vérification 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 :

$$\Delta K = \delta K - \delta K - 1$$

$$\delta K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta K$ : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43).

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

R : coefficient de comportement (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après

**Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs (x-x)**

Niveaux	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta K$ (cm)	$\delta K-1$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
<i>RDC</i>	0.1	0.5	0	0.50	306.0	0.163	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	0.2	1	0.5	0.50	306.0	0.163	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	0.4	2	1	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	0.6	3	2	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	0.8	4	3	1.00	306,0	0.327	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	1	5	4	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	1.1	5.5	5	0.50	306.0	0.163	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	1.3	6.5	5.5	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	1.5	7.5	6.5	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	1.6	8	7.5	0.50	306.0	0.163	Vérifiée

Tableau IV.10.Vérification des déplacements relatifs (y-y)

Niveaux	$\delta eK$ (cm)	$\delta K$ (cm)	$\delta K-1$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
<i>RDC</i>	0.1	0.5	0	0.50	306.0	0.163	Vérifiée
<i>Etage1</i>	0.3	1.5	0.500	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage2</i>	0.5	2.5	1.500	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage3</i>	0.7	3.5	2.500	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage4</i>	1	5	3.500	1.50	306.0	0.490	Vérifiée
<i>Etage5</i>	1.2	6	5.000	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage6</i>	1.4	7	6.000	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage7</i>	1.7	8.5	7.000	1.50	306.0	0.490	Vérifiée
<i>Etage8</i>	1.9	9.5	8.500	1.00	306.0	0.327	Vérifiée
<i>Etage9</i>	2.1	1.5	9.500	1.00	306.0	0.327	Vérifiée

#### IV.3.8. Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. D'après RPA99/2003 (article 5.9) ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$h_k$ : hauteur de l'étage "k".

Si  $0.10 < \theta_c < 0.20$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans notre cas la condition  $\theta < 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés. Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- après

Tableau IV.11. Vérification des effets P- $\Delta$ (x-x)

Niveaux	$h_k$ (cm)	$p_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	Observation
<i>RDC</i>	306.0	44489.47	0.50	2259.76	0.032	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	306.0	42881.02	1.00	2261.28	0.062	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	306.0	37753.31	1.00	2121.84	0.058	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	306.0	32571.01	1.00	1987.95	0.054	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	306.0	27536.93	1.50	1786.81	0.076	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	306.0	22571.63	1.00	1600.02	0.046	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	306.0	17719.28	1.00	1352	0.043	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	306.0	12976.43	1.50	1140.6	0.056	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	306.0	8238.05	1.00	859.47	0.031	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	306.0	3962.14	1.00	669.58	0.019	Vérifiée

Tableau IV.12. Vérification des effets P- $\Delta$  (y-y)

Niveaux	$h_k$ (cm)	$p_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	Observation
<i>RDC</i>	408.0	44489.47	0.50	1894.64	0.029	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	306.0	42881.02	1.00	1907.23	0.073	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	306.0	37753.31	1.00	1798.94	0.069	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	306.0	32571.01	1.00	1681.82	0.063	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	306.0	27536.93	1.50	1522.51	0.089	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	306.0	22571.63	1.00	1361.04	0.054	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	306.0	17719.28	1.00	1173.62	0.049	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	306.0	12976.43	1.50	1060.86	0.060	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	306.0	8238.05	1.00	729.16	0.037	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	306.0	3962.14	1.00	526.64	0.025	Vérifiée



#### IV.4. Conclusion :

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, comme dans notre cas, les contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes, principalement la disposition des voiles.

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous a permis de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant

Niveaux	Sous-sol	RDC	Etage 1	Etage 2et3	Etage 4et5	Etage 6et7	Etage 8	Etage 9
<b>Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>60*60</b>			<b>55*55</b>	<b>50*50</b>	<b>45*45</b>	<b>40*40</b>	<b>35*35</b>
<b>P.P (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>30*45</b>							
<b>P.S (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>30*35</b>							
<b>Voiles (cm)</b>	<b>20</b>							

# Chapitre V

Etude des  
éléments structuraux

## V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2. Etude des poutres

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

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel Robot structural analysis, combinés par les combinaisons les plus défavorables donnés par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0,8G+E$
- $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30×45).
- Poutres secondaires (30×35).

### V.2.1.Recommandations du RPA99/2003 :

#### V.2.1.1. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b > 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases} \text{ et } \frac{h}{b} \leq 4 \text{ RPA99/ 2003 (article 7.5.1)}$$

### V.2.1.2. Ferrailage :

- Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):
  - ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.  $A_l^{min} = 0.5\% b * h$ .
  - ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
    - 4% de la section de la poutre en zone courante.
    - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
  - ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
  - ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 

40Ø En zone II<sub>a</sub>.

Avec : Ø<sub>max</sub> est le diamètre maximale utilisé
  - ✓ 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.
    - Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):
  - ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$
  - ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
    - $S \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\text{Ø})$ , Zone nodale (Zone II).
    - $S \leq \frac{h}{2}$ , Zone courante (Zone II).
  - ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
  - ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**V.2.2. Calcul du ferrailage :**

**V.2.2.1. Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple la poutre principale du niveau RDC qui est sollicitée avec :

$M_t = 86.27 \text{ KN.m}$

$M_a = -119.88 \text{ KN.m}$

- Armatures en travée :

$\mu_{bu} = 0,097 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$

$\alpha = 0,128 \Rightarrow Z = 0,95 \text{ m} \Rightarrow A_s = 5,68 \text{ cm}^2$

On opte pour  $A_s = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- Armatures en appui :

$\mu_{bu} = 0,176 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$

$\alpha = 0,243 \Rightarrow Z = 0,902 \text{ m} \Rightarrow A_s = 9,54 \text{ cm}^2$

On opte pour  $A_s = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 10.65 \text{ cm}^2$

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

**Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.**

Niveau	Poutre	S (cm <sup>2</sup> )	Local	M (KN/m)	V (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	
RDC	PP	30x45	Appuis	-119.88	ELU	164.85	6.75	9.60	3HA14+3HA16=10.65
			Travée	86.27	ELA			5.70	6HA12=6.79
	PS	30x35	Appuis	-47.07	ELA	126.59	5.25	4.10	6HA12=6.79
			Travée	64.26	ELA			5.80	6HA12=6.79
Etagé courant	PP	30x45	Appuis	-151.97	ELA	217.32	6.75	12.05	6HA16=12.06
			Travée	108.15	ELU			7.20	3HA12+3HA14=8.01
	PS	30x35	Appuis	-113.39	ELA	179.74	5.25	10.80	6HA16=12.06
			Travée	94.74	ELA			8.80	6HA14=9.24
Terrasse	PP	30x45	Appuis	-150.37	ELU	111.42	6.75	11.98	6HA16=12.06
			Travée	87.39	ELU			6.70	6HA12=6.79
	PS	30x35	Appuis	-62.07	ELA	49.66	5.25	6.10	6HA12=6.79
			Travée	51.65	ELA			4.60	6HA12=6.79

**V.2.2.2. Vérification des armatures selon le RPA 99 : (article 7.5.2.1)**

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante :  $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_x > 40 \times \emptyset$  en zone IIa

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_x = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_x = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_x = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_x = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_x = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_x = 50 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

**V.2.2.3. Les armatures transversales :**

- Calcul de  $\Phi_t$  :

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

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l ; h/35 ; b/10) = \min(1,2 ; 45/35 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de  $\emptyset 8$  pour toutes les poutres.

- Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du RPA 99 Art (7.5.2.2)

- Zone nodale  $St \leq \min(h/4 ; 12 \times \emptyset_l) = \min(11,25 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } St = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :  $St \leq h/2 = 45/2 = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } St = 15 \text{ cm}$

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

**V.2.3. Vérification à l'ELU :**

- Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.**

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau$ (Mpa)	$\tau_{Adm}$ (Mpa)	Observation
Principales	217.32	1.68	3.33	Vérifiée
Secondaires	179.74	1.81	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour toutes les poutres.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times \delta_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$

Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\delta_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2) \quad \delta_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.**

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	12.06	217.32	151.97	6.24	-5.04	vérifiée
Secondaires	12.06	179.74	113.39	5.16	-5.80	Vérifiée

**V.2.4. Vérification à l'ELS:**

- Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.**

Poutres	Local	$M_{ser}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{adm}$ (Mpa)	Obser
Principales	Appui	-110.47	171223.47	17.52	11.30	15	Vérifiée
	Travée	63.89	113095.49	14.02	7.92	15	Vérifiée

Secondaires	Appui	-44.92	92339.16	14.81	7.06	15	Vérifiée
	Travée	39.34	77304.62	13.44	6.84	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \text{ BAEL91 (Art B. 6.5)}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.

Poutres	H <sub>t</sub> (cm)	B(cm)	L(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	h <sub>t</sub> /L ≥ 1/16	h <sub>t</sub> /L ≥ M <sub>t</sub> /(10.M <sub>0</sub> )	A <sub>s</sub> /(b <sub>0</sub> .d) ≤ 4.2/f <sub>e</sub>
PP	45	30	5.90	12.06	0.076 ≥ 0.06	0.077 ≥ 0.075	0.0093 ≤ 0.01
PS	35	30	4.10	12.06	0.085 ≥ 0.06	0.085 ≥ 0.075	0.01 ≤ 0.01
Obs:				Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

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

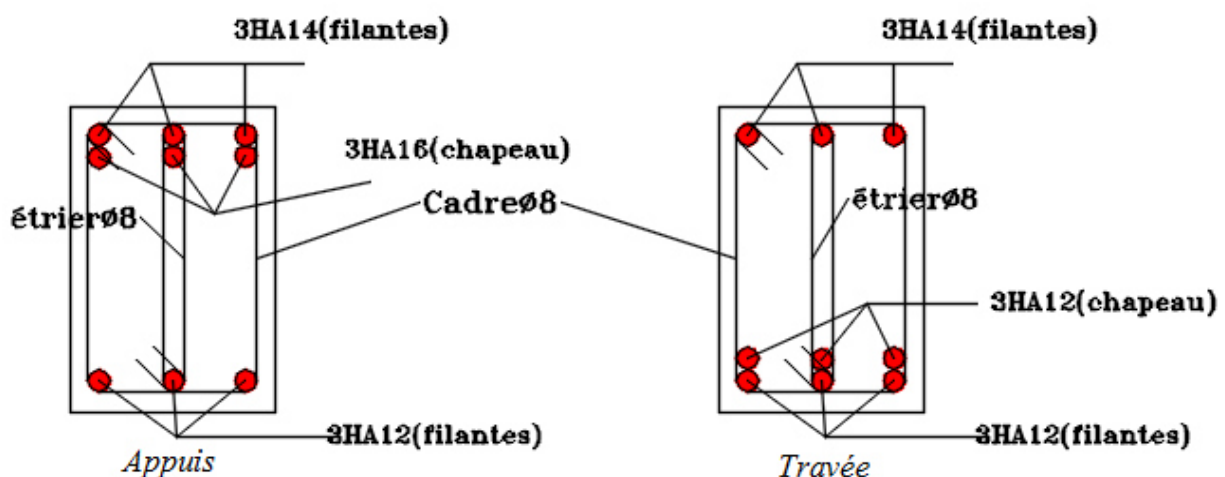


Figure V.1. Schéma de ferrailage des poutres principales du RDC



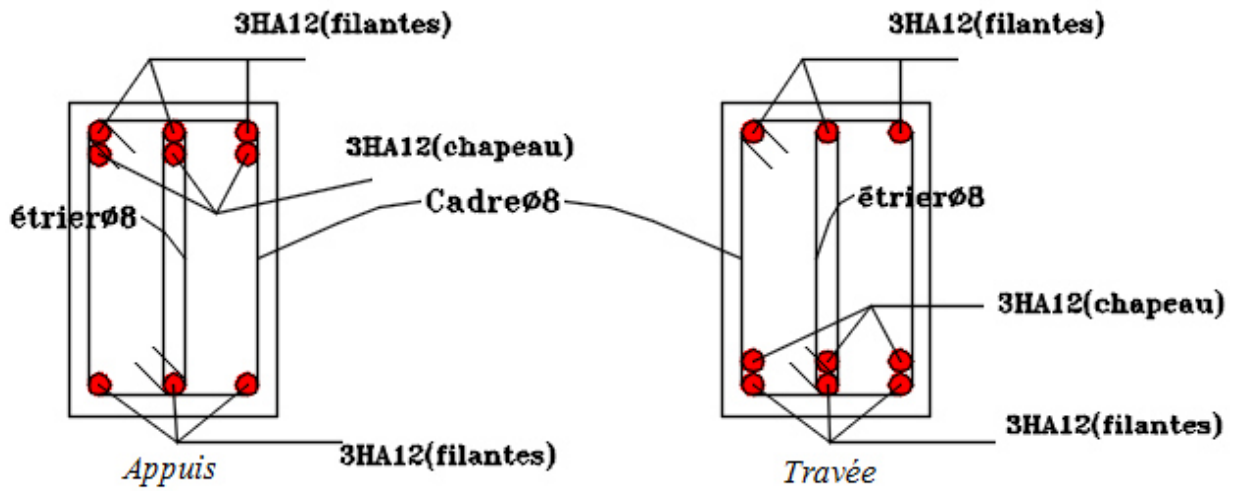


Figure V.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du RDC

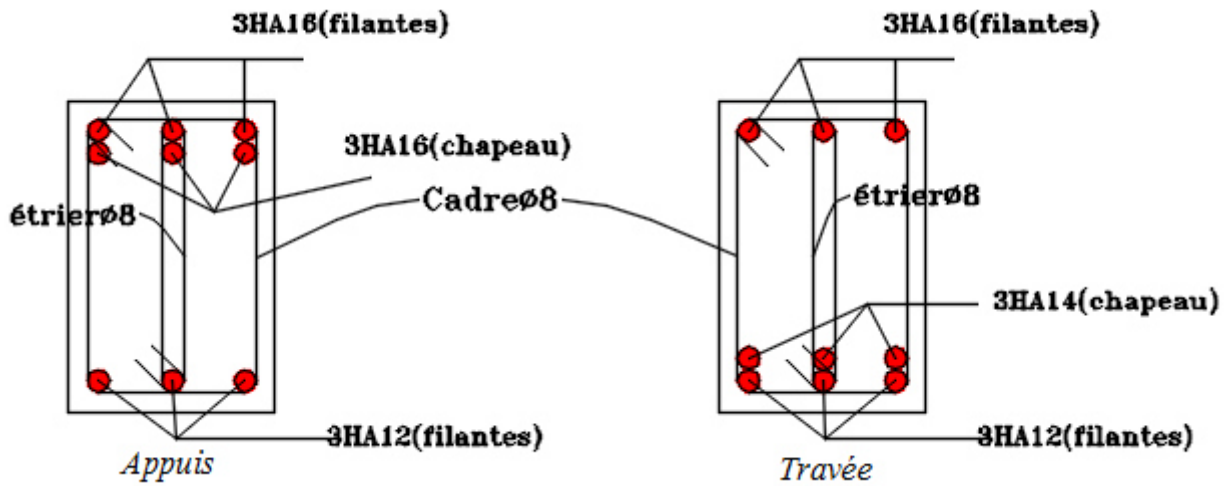


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage courant

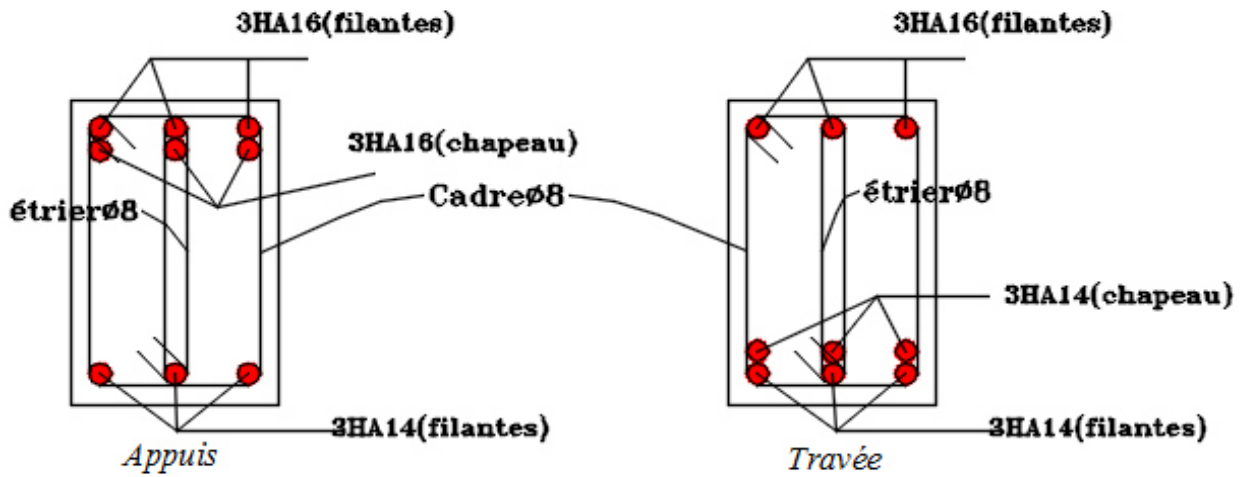


Figure V.4. schéma de ferrailage des poutres secondaires des étages courants

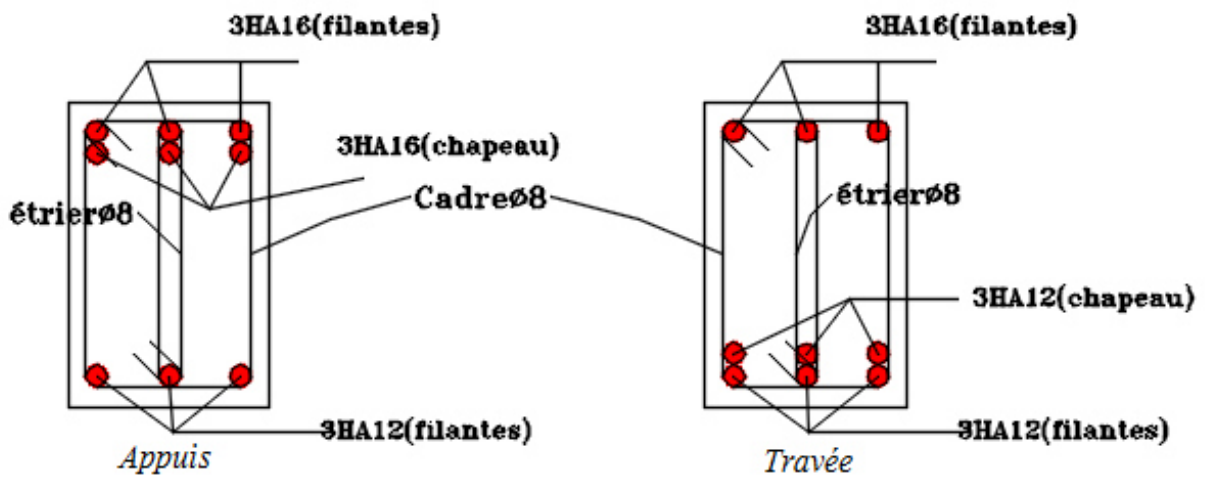


Figure V.5. schéma de ferrailage des poutres principale de la terrasse

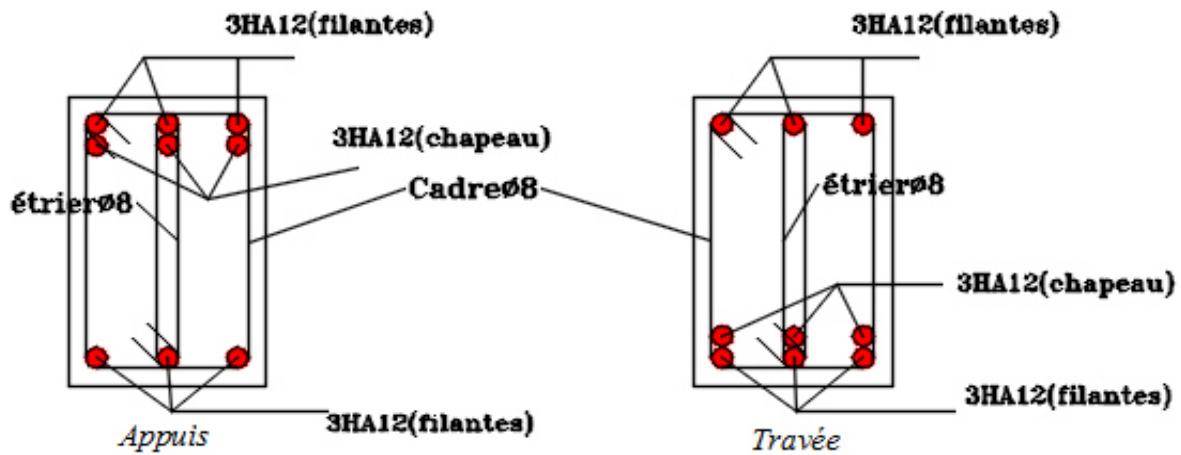


Figure V.6. schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse

### V.3. Etude des poteaux :

#### V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Robot structural analysis dans l'ordre suivant : (RPA99/2003).

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q$ .....(1)
- ✓  $G + Q$ .....(2)
- ✓  $G + Q + E$ .....(3)
- ✓  $G + Q - E$ .....(4)
- ✓  $0.8 G + E$ .....(5)
- ✓  $0.8 G - E$ .....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant :  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant :  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$
3. Moment maximum et effort normal correspondant :  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

### V.3.2.Recommandations du RPA99/2003 :

#### V.3.2.1. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Article 7.4.1)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  en zones I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

#### V.3.2.2. Ferrailage :

- Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)
- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $0,8\% \times b_1 \times h_1$  en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
  - Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).
- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . En zone IIa.
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$ . En zone IIa.

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

✓ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$  En % est donnée comme suit :

- $A_t^{min} = 0,3\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0,8\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 3$
- Si  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

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

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$  ; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants  $\phi_{cheminée} \geq 12$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.3.3. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.6. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN)	N (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol, RDC et étage 1	(60*60)	3198.67	-137.86	-195.85	2481.67	-891.15	129.77
Etage 2 et 3	(55*55)	1908.44	49.46	-136.69	864.94	-338.78	-45.30
Etage 4 et 5	(50*50)	1298.87	-35.31	-141.22	462.37	-137.87	-31.21
Etage 6 et 7	(45*45)	86256	-32.63	-138.49	337.75	-181.21	7.50
Etage 8	(40*40)	477.68	-35.45	-94.98	263.22	-388.94	-36.14
Etage 9	(35*35)	243.79	30.85	-77.68	117.84	-40.33	-13.58

### V.3.4. Ferrailage :

➤ Exemple de calcul des armatures longitudinales :

Soit à calculer le poteau du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 3198.67 \text{ KN}$  →  $M_{cor} = 137.86 \text{ KN.m}$
- $M_{max} = 195.85 \text{ KN.m}$  →  $N_{cor} = 2481.67 \text{ KN}$
- $N_{min} = -891.15 \text{ KN}$  →  $M_{cor} = 129.77 \text{ KN.m}$

**a) Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$ :**

$$d = 0.55\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$$

$$N = 3198,67 \text{ KN}$$

$$M = 137,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } e_G = M/N = 0.043\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.3 \text{ m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) < (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,826 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,937 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{UA} = 0,662 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow (1)$  n'est pas vérifiée.

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

$$\mu_{bu} = 0,053 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,068 \Rightarrow Z = 0,97 \text{ m} \Rightarrow A = 7,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -1,79 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

**b) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$ :**

$$N = 2481,67 \text{ KN}$$

$$M = 195,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } e_G = 0.0789 \text{ m} < (h/2) = 0.3 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) < (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,816 \text{ MN.m}$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,826 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{UA} = 0,414 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow (1)$  n'est pas vérifiée.

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

$$\mu_{bu} = 0,076 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,099 \Rightarrow Z = 0,96 \text{ m} \Rightarrow A = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = 3,52 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$ :**

$N = -891,15 \text{ KN}$

$M = 129,79 \text{ KN.m}$

On a :  $e_G = -0.145 \text{ m} < (h/2) = 0.3 \text{ m}$ .

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) < (b) \dots\dots\dots (1).$

$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = -0.093 \text{ MN.m}$

$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,826 \text{ MN.m}$

$(b) = N \times (d-d') - M_{UA} = -0,35 \text{ MN.m}$

$\Rightarrow (1)$  n'est pas vérifiée.

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

$\mu_{bu} = -0,036 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = -0,044 \Rightarrow Z = 0,56 \text{ m} \Rightarrow A = -4,77 \text{ cm}^2$

$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = 17.50 \text{ cm}^2$

Le tableau V.7 résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.7. Ferrailage longitudinale des poteaux.**

Niveau	Sections (m)		A' cm <sup>2</sup>	As cm <sup>2</sup>	ARPA cm <sup>2</sup>	A ad cm <sup>2</sup>	Nombre de barres
	B	H					
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup>	0.6	0.6	0	17.5	28.8	32.17	16HA16
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	0.55	0.55	0	6.6	24.2	24.63	16HA14
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	0.5	0.5	0	4.0	20	24.13	12HA16
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	0.45	0.45	0	4.9	16.2	18.47	12HA14
8 <sup>ème</sup> étage	0.40	0.40	0	7.6	12.8	13.57	12HA12
9 <sup>ème</sup> étage	0.35	0.35	0	6.5	9.8	13.57	12HA12

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau ci-dessous :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Acier feE400

$$\begin{cases} \text{si } \lambda \geq 5 & \rho = 2.5 \\ \text{si } \lambda < 5 & \rho = 3.75 \end{cases}$$

Tableau V.8. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	S-sol		RDC		Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8	Etage 9
Section (cm <sup>2</sup> )	60*60		60*60		60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35
$\emptyset_{lmax}$ (cm)	1.6		1.6		1.6	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2
$\emptyset_{lmin}$ (cm)	1.6		1.6		1.6	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2
$L_f$ (cm)	177.1	248.5	182.7	254.1	182.7	182.7	182.7	182.7	182.7	182.7
$\lambda_g$	2.95	4.14	3.04	4.23	3.04	3.32	3.65	4.06	4.56	5.22
$\rho_a$	3.75		3.75		3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
$V_u(KN)$	266.45		266.45		266.45	160.40	166.41	162.06	124.83	49.72
$L_r$ (cm)	64		64		64	56	56	56	48	48
$S_t$ zone nodale (cm)	10		10		10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15		15		15	15	15	15	15	15
$A_t^{cal}(cm^2)$	6.24		6.24		6.24	4.10	4.68	4.57	4.39	1.33
$A_t^{min}(cm^2)_z$ courante	4.65		5.03		4.5	4.125	3.75	3.37	3	1.57
$A_t^{adop}(cm^2)$	6.28		6.28		6.28	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
Nombre de cadres	8HA10		8HA10		8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

### V.3.5. Vérifications :

#### V.3.5.1. 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 :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ : section réduite du poteau

- $\gamma_b = 1.5$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .  
L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.}$$

$$\lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.}$$

$l_f$  = longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

**Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L0 (cm)	Lf (cm)	$\lambda$	$\alpha$	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>d</sub> (KN)	Obs
Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60×60	363.0	254.1	14.653	0.821	32.17	3364	3198.67	6034.75	Vérifié
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	55×55	261.0	182.7	11.493	0.832	24.63	2809	1908.44	5041.04	Vérifié
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	50×50	261.0	182.7	12643	0.828	24.13	2304	1298.87	4229.69	Vérifié
6 <sup>eme</sup> étage	45×45	261.0	182.7	14.048	0.823	18.47	1849	862.56	3348.65	Vérifié
7 <sup>eme</sup> étage	40×40	261.0	182.7	15.804	0.817	13.57	1444	477.68	2569.39	Vérifié
8 <sup>eme</sup> étage	35×35	261.0	182.7	18.061	0.807	13.57	1089	243.70	2008.40	Vérifié

**V.3.5.2. 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 :

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

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

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

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

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

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \text{ et } V' = h - V$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.**

Niveau	Sec	D	As	v	v'	I <sub>yy'</sub>	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	σ <sub>bc 1</sub>	σ <sub>bc 2</sub>	σ <sub>adm</sub>	Obs
	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm		m <sup>4</sup>	Kn	Kn. cm	Mpa			
Sous-sol, RDC et étage 1	60*60	58	32.17	27.559	27.441	0.0127	1.81689	0.06273	5.21	6.54	15	vérifiée
Etage 2 et 3	55*55	53	24.63	30.3	24.7	0.0106	1.38211	0.06639	4.87	6.99	15	Vérifiée
Etage 4 et 5	50*50	48	24.13	35.134	19.866	0.0106	0.95	0.07438	4.29	6.79	15	Vérifiée
Etage 6 et 7	45*45	43	18.47	34.331	15.669	0.0083	0.6297	0.08168	3.71	6.08	15	vérifiée
Etage 8	40*40	38	13.57	37.559	12.441	0.0086	0.3469	0.05773	2.63	4.02	15	Vérifiée
Etage 9	35*35	33	13.57	38.393	6.607	0.0086	0.17716	0.05662	1.85	2.44	15	vérifiée

**V.3.5.3. 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  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

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

Avec :  $\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$  ;  $\tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$

**Tableau V.11. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.**

Niveau	Section	L <sub>f</sub>	$\lambda$	$\rho_d$	D	V <sub>d</sub>	$\tau_u$	$\tau_{adm}$	Obs
	(cm <sup>2</sup> )	(cm)			(cm)	(KN)	(Mpa)	(Mpa)	
Sous-Sol, RDC et étage 1	60x60	248.5	2.90	0.040	57.5	266.45	0.772	1	Vérifiée
Etage 2 et 3	55x55	254.1	3.23	0.040	52.5	160.4	0.555	1	Vérifiée
Etage 4 et 5	50x50	182.7	2.56	0.040	47.5	166.31	0.700	1	Vérifiée
Etage 6 et 7	45x45	182.7	2.84	0.040	42.5	162.06	0.847	1	Vérifiée
Etage 8	40x40	182.7	3.20	0.040	37.5	124.83	0.832	1	Vérifiée
Etage 9	35*35	182.7	3.65	0.040	17.5	49.72	0.812	1	Vérifiée

**V.3.5.4. 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 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

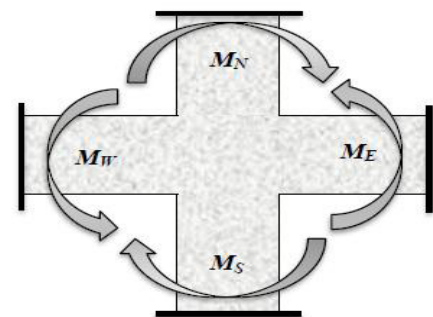
Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec:  $Z = 0.9 \times h$

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



**Figure V.7. Schéma de la zone nodale.**

Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-Sol, RDC et étage 1	60×60	54	32.17	604.54
Etage 2 et 3	55×55	49.5	24.63	424.28
Etage 4 et 5	50×50	45	24.13	377.88
Etage 6 et 7	45×45	40,5	18.47	260.32
Etage 8	40×40	36	13.57	170.00
Etage 9	35×35	31.5	13.57	148.75

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC	PP	30*45	40.5	10.65	150.10
	PS	30*35	31.5	6.79	74.43
Etage courant	PP	30*45	40.5	12.06	169.97
	PS	30*35	31.5	12.06	132.20
Terrasse	PP	30*45	40.5	12.06	169.97
	PS	30*35	31.5	6.79	74.43

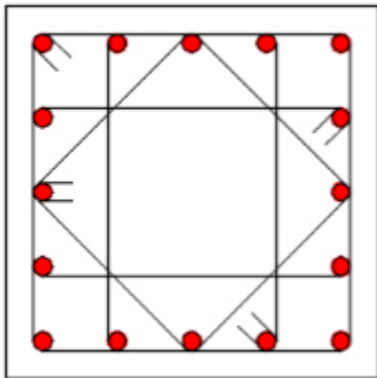
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale.

Niveau	Ms	Mn	Mn+Ms	Mw=Me	1,25(Mw+Me)	Observation
RDC	604.54	604.54	1209.08	150.10	375.25	Vérifiée
Etage1	604.54	604.54	1209.08	169.97	424.92	Vérifiée
Etage 2	604.54	424.28	1028.82	169.97	424.92	Vérifiée
Etage 3	424.28	424.28	848.56	169.97	424.92	Vérifiée
Etage 4	424.28	377.88	801.56	169.97	424.92	Vérifiée
Etage 5	377.88	377.88	755.76	169.97	424.92	Vérifiée
Etage 6	377.88	260.32	638.2	169.97	424.92	Vérifiée
Etage 7	260.32	260.32	520.64	169.97	424.92	Vérifiée
Etage 8	260.32	170.00	430.32	169.97	424.92	Vérifiée
Etage 9	170.00	148.75	318.75	169.97	424.92	Vérifiée

➤ Conclusion :

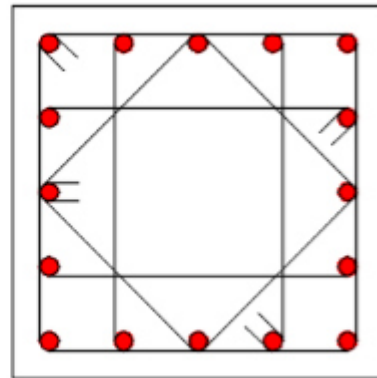
La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Tableau V.15.Schémas de ferrailage des poteaux



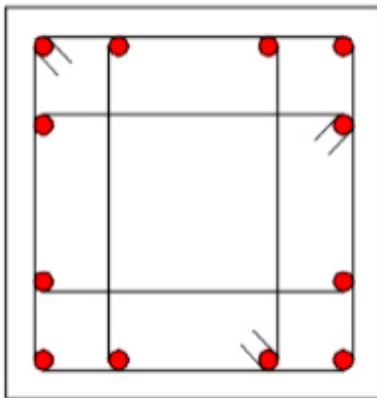
16 HA16  
4 CadreØ10

Sous-sol RDC 1<sup>er</sup> étage (60\*60)



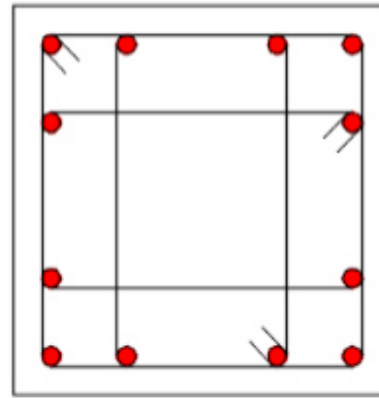
16 HA14  
4 CadreØ10

2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages (55\*55)



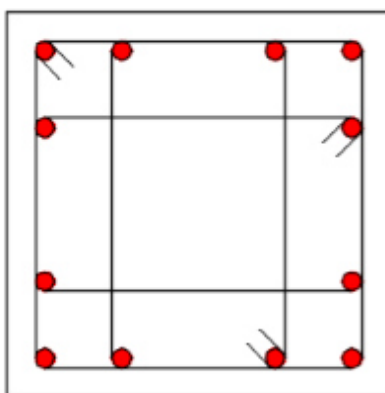
12 HA16  
3 CadreØ10

4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages (50\*50)



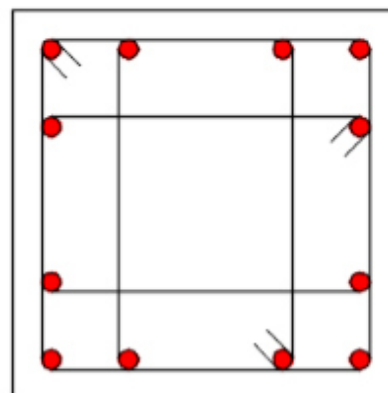
12 HA14  
3 CadreØ10

6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages (45\*45)



12 HA12  
3 CadreØ10

8<sup>ème</sup> étage (40\*40)



12 HA12  
3 CadreØ10

9<sup>ème</sup> étage (35\*35)

## V.4. Etude des voiles

### V.4.1. 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 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

### V.4.2. Recommandation du RPA

- Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$   
 $L_t$  : Longueur de la zone tendue.  
 $e$  : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $st < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

➤ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

➤ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- ✓ L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
- $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### V.4.3. Calcul des sollicitations

- ✓ Sens X-X

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.16. sollicitations dans le voile Vx 2.10

Niveau	$N_{max}$ et $M_{corr}$		$M_{max}$ et $N_{corr}$		$N_{min}$ et $M_{corr}$		$V_u$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol	1157.61	683.72	683.72	1157.61	332.87	28.65	439.99
RDC	1000.56	25.50	335.73	934.88	39.32	241.47	446.31
Etage 1	918.43	2.08	282.94	117.32	97.42	14.61	471.84
Etage 2 et 3	753.19	6.53	261.83	88.38	78.87	16.36	436.27
Etage 4 et 5	549.02	12.76	202.06	76.04	50.29	23.32	335.06



Etage 6 et 7	317.68	38.12	136.21	54.04	42.62	53.25	223.10
Etage 8	160.95	7.53	110.94	66.60	46.23	58.90	168.64
Etage 9	1157.61	683.72	683.72	1157.61	332.87	28.65	439.99

Tableau V.17.sollicitations dans le voile Vx 2.05

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corr</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol	1089.42	352.41	352.41	108.42	372.22	339.60	398.87
RDC	1169.23	468.49	506.47	282.88	443.18	487.48	561.49
Etage 1	934.52	35.93	307.68	851.97	205.46	172.75	396.93
Etage 2 et 3	832.20	157.10	336.07	682.63	311.60	263.08	517.23
Etage 4 et 5	702.52	128.59	248.09	255.43	272.31	236.13	450.20
Etage 6 et 7	520.77	99.43	175.05	179.36	195.45	169.39	316.10
Etage 8	326.16	53.33	136.87	10.10	110.59	96.62	182.84
Etage 9	180.95	37.97	184.68	10.03	81.78	73.22	284.22

Tableau V.18.sollicitations dans le voile Vx 3.5

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corr</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol	2005.12	92.04	1118.22	1624.69	263.67	14.61	920
RDC	1860.22	54.89	1129.98	1245.51	363.26	157.08	873.97
Etage 1	1942.01	38.48	964.31	1452.78	120.90	68.72	626.16
Etage 2 et 3	1867.87	25.09	681.56	1422	81.55	75.99	545.32
Etage 4 et 5	1537.35	27.38	386.91	857.20	5.84	3.96	368.19
Etage 6 et 7	1138.96	31.18	454.22	632.46	31.50	8.51	256.54
Etage 8	671.37	64.38	422.87	515.53	59.80	60.69	200.07
Etage 9	418.19	26.79	266.83	322.29	49.04	41.87	313.15

✓ Sens Y-Y

Tableau V.19.sollicitations dans le voile Vy 3

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corr</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1949.74	733.51	1129.94	1896.38	341.00	571.53	501.97
Etage 1	1899.85	433.06	1202.10	1445.23	1809.9	355.20	696.35
Etage 2 et 3	1837.64	157.56	783.45	1398.62	240.32	279.04	730.07
Etage 4 et 5	1549.7	91.84	438.03	1214.06	202.89	322.07	636.24
Etage 6 et 7	1127.18	43.17	401.40	629.55	140.12	333.27	477.25
Etage 8	595.17	20.64	290.66	455.13	72.12	197.77	338.17
Etage 9	311.50	3.72	195.27	57.40	37.00	42.22	324.01

Tableau V.20. sollicitations dans le voile Vy 2.90

Niveau	N <sub>max</sub> et M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corr</sub>		V <sub>u</sub> (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1353.79	1425.59	1425.59	1353.79	374.66	233.91	735.02
Etage 1	1060.91	10436	832.70	917.75	158.81	99.91	689.22
Etage 2 et 3	973.16	88.66	59.14	780.42	138.29	76.46	679.92
Etage 4 et 5	738.10	53.18	343.14	629.66	24.78	40.77	504.16
Etage 6 et 7	448.82	16.26	310.36	370.81	30.20	48.39	310.53

#### V.4.4. Ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$$N_{max} \Rightarrow M_{correspondant}$$

$$N_{min} \Rightarrow M_{correspondant}$$

$$M_{max} \Rightarrow N_{correspondant}$$

➤ Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b * h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ La longueur de recouvrement :

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

➤ Règles communes :

$$A_{min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15\% (L_x \times e), \quad \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \quad \text{en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \quad \text{en zone tendue.} \end{array} \right.$$

- Diamètres des barres :  $\phi < \frac{1}{10} e$

- Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

#### V.4.4.1. Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à y-y' et les autres seront résumés dans un tableau.

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

- 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×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$l = 1,80 \text{ m}, d = 1,75 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}.$$

$$N_{\max} = 1157.61 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 683.72 \text{ KN.m}.$$

$eg = M/N = 0.59 \text{ m} < l/2 = 0.9 \text{ m} \Rightarrow$  (le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (2)$$

$$(a) = (0,337.l - 0,81.d') \cdot e \cdot l \cdot f_{bu} = 3,76 \text{ MN.m}$$

$$MUA = M + N \cdot (d - l/2) = 1,67 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \cdot (d - d') - MUA = 0,298 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow$  (2) n'est pas vérifiée.

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

$$\mu_{bu} = 0,147 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,20 \Rightarrow Z = 0,92 \text{ m} \Rightarrow A = 25,93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -3,04 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :

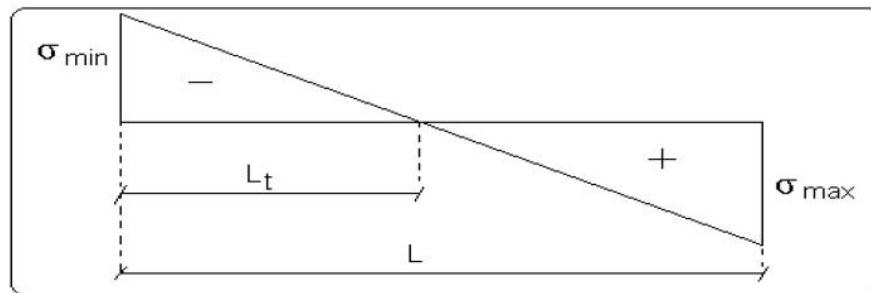


Figure V.8. La longueur tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \cdot L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 9,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -3,11 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3,11 \times 1,8}{3,11 + 9,54} = 0,443 \text{ m}$$

- Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V = 439,99 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \cdot S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_d}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 439,99 \cdot 10^{-3}}{0,2 \times 1,75} = 1,76 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2,20 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times S_h = 0,60 \text{ cm}^2$$

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

$$N_{\min} = 332,87 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 28,65 \text{ KN.m}$$

- Armatures verticales :

$$e_G = 0,086 \text{ m} < (l/2) = 0,9 \text{ m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (2)$$

$$(a) = (0,337 \cdot l - 0,81 \cdot d') \cdot e \cdot l \cdot f_{bu} = 3,76 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - l/2) = 0,311 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \cdot u \cdot (d - d') - M_{UA} = 0,254 \text{ MN.m}$$

⇒ (2) n'est pas vérifiée.

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

$$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,035 \Rightarrow Z = 1,72m \Rightarrow A = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -3,80 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la longueur de la partie tendue  $L_t$  :

$$\sigma_{max} = 1,19 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = -0,66 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0,642m$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile Vx2.1 :

$$A_{V(ZT)} = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 2,20 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérifications:

$$A_{min(ZT)} = 0,2\% \times e \times L_t = 2,57 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min(ZC)} = 0,1\% \times e \times (L - 2L_t) = 1,032 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{min(ZG)} = 0,15\% \times e \times L = 5,4 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{min(ZT)} = 2,57 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 24HA10

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles à chaque niveau :

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.21. Résultat de ferrailage du voile Vx 2.10

Niveau	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8	Etage 9
Section (m <sup>2</sup> )	0.36	0.36	0.365	0.37	0.375	0.38	0.385
M (KN.m)	683.72	241.47	282.94	261.83	202.06	136.21	110.94
N (KN)	1157.61	39.32	117.32	88.38	76.04	54.04	66.60
V (KN)	439.99	446.31	471.84	436.27	335.06	223.10	168.64
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPA)	1.76	1.785	1.861	1.697	1.285	0.844	0.630
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
$L_{tendu}$ (m)	0.642	0.856	0.797	0.829	0.827	0.831	0.777
$A_v^{Cal}Z_{tendu}$	0	2.99	2.57	2.57	1.83	1.165	1.40
$A_v^{Min}Z_{tendu}$	2.57	3.21	3.19	3.31	3.31	3.32	3.11
$A_v^{Min}Z_{comp}$	1.032	0.176	0.462	0.385	0.442	0.477	0.742
$A_v^{Min}Z_{globale}$	5.4	5.4	5.47	5.55	5.62	5.7	5.77
$A_v^{Ad}$	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10	24HA10
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$	2.20	2.23	2.33	2.12	1.61	1.06	0.79
$A_h^{min}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado}$	18HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22.Résultat de ferrailage du voile Vx 2.05

Niveau	Sous-Sol	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8	Etage 9
Section (m <sup>2</sup> )	0.35	0.35	0.35	0.355	0.36	0.365	0.37	0.375
M (KN.m)	352.41	506.47	307.68	336.07	248.09	175.05	136.87	154.68
N (KN)	108.42	282.88	851.97	682.63	255.43	179.36	10.10	10.03
V (KN)	182.84	561.49	396.93	517.23	450.20	316.10	182.84	284.22
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPA)	1.642	2.31	1.634	2.01	1.801	1.176	0.683	1.06
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5
$L_{tendu}$ (m)	0.796	0.732	0.68	0.354	0.622	0.628	0.904	0.922
$A_v^{Cal}Z_{tendu}$	3.93	4.213	0	0	0.403	0.228	1.784	5.531
$A_v^{Min}Z_{tendu}$	3.19	2.93	0.67	1.42	2.49	2.51	3.62	3.69
$A_v^{Min}Z_{comp}$	0.314	0.357	2.828	2.13	1.11	1.138	0.084	0.061
$A_v^{Min}Z_{globale}$	5.25	5.25	5.25	5.325	5.4	5.475	5.55	5.625
$A_v^{Ad}$	16HA12+6HA8	22HA8	22HA8	22HA8	22HA8	22HA8	22HA8	22HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$	2.05	2.89	2.04	2.62	2.25	1.50	0.85	1.33
$A_h^{min}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado}$	18HA12	18HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23.Résultat de ferrailage du voile Vx 3.5

Niveau	Sous-sol	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8	Etage 9
Section (m <sup>2</sup> )	0.58	0.58	0.68	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63
M (KN.m)	1118.22	157.08	68.72	75.99	386.91	454.22	422.87	266.83
N (KN)	1624.19	363.26	120.90	81.55	857.20	632.47	515.53	322.29
V (KN)	920	873.97	626.16	545.32	368.19	256.54	200.07	313.15
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPA)	2.26	2.147	1.538	1.31	0.874	0.971	0.747	1.17
$\tau_{adm}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5	5	5
L <sub>tendu</sub> (m)	0.432	0.153	0.217	0.697	0.146	0.446	0.574	0.576
A <sub>v</sub> <sup>Cal</sup> Z <sub>tendu</sub>	0	0	0	0	0	0	0	0
A <sub>v</sub> <sup>Min</sup> Z <sub>tendu</sub>	1.73	0.61	0.87	2.79	0.58	1.78	2.29	2.31
A <sub>v</sub> <sup>Min</sup> Z <sub>comp</sub>	4.073	5.19	4.93	3.11	5.416	4.318	3.905	3.99
A <sub>v</sub> <sup>Min</sup> Z <sub>globale</sub>	8.7	8.4	8.7	8.85	9	9.15	9.3	9.45
A <sub>v</sub> <sup>Ad</sup>	16HA8+20HA8	36HA8	36HA8	36HA8	36HA8	36HA8	36HA8	36HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
A <sub>h</sub> <sup>cal</sup>	2.82	2.68	1.92	1.65	1.09	1.21	0.93	1.46
A <sub>h</sub> <sup>min</sup>	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A <sub>h</sub> <sup>ado</sup>	16HA14	18HA14	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20



Tableau V.24.Résultat de ferrailage du voile Vy 3

Niveau	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8	Etage 9
Section (m <sup>2</sup> )	0.54	0.54	0.545	0.55	0.555	0.56	0.565
M (KN.m)	571.03	365.20	279.05	322.07	333.27	197.77	195.27
N (KNPc)	341	189.90	240.32	202.89	140.12	72.12	57.40
V (KN)	501.87	696.35	730.07	636.24	477.25	338.17	324.01
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPa)	1.326	1.839	1.91	1.65	1.226	1.28	1.21
$\tau_{adm}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
L <sub>tendu</sub> (m)	0.987	1.025	0.830	0.978	1.118	1.162	1.217
$A_v^{Cal}Z_{tendu}$	1.239	1	0	0.46	1.32	0.894	1.637
$A_v^{Min}Z_{tendu}$	3.95	4.10	3.32	3.91	4.47	4.65	4.87
$A_v^{Min}Z_{comp}$	1.451	1.299	2.13	1.58	1.08	0.953	0.782
$A_v^{Min}Z_{globale}$	8.1	8.1	8.175	8.25	8.325	8.4	8.475
$A_v^{Ad}$	16HA12+ 20HA8	36HA8	36HA8	36HA8	36HA8	36HA8	36HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$	1.66	2.30	2.39	2.06	1.53	1.6	1.51
$A_h^{min}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado}$	18HA14	18HA14	12HA14	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Résultat de ferrailage du voile Vy 2.90

Niveau	RDC	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7
Section (m <sup>2</sup> )	0.52	0.52	0.525	0.53	0.535
M (KN.m)	233.91	819.91	76.46	40.77	48.39
N (KN)	374.36	158.81	138.29	24.75	30.20
V (KN)	735.02	689.22	679.92	504.16	310.53
Section	PC	PC	PC	PC	PC
$\tau$ (MPa)	2.18	1.89	1.848	1.357	0.828
$\tau_{adm}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$L_{tendu}$ (m)	0.398	0.405	0.274	0.251	0.965
$A_v^{Cal}Z_{tendu}$	0	0	0	0.077	0.078
$A_v^{Min}Z_{tendu}$	1.59	1.62	1.10	1	3.86
$A_v^{Min}Z_{comp}$	3.609	3.582	4.154	4.30	1.49
$A_v^{Min}Z_{globale}$	7.8	7.8	7.875	7.75	8.025
$A_v^{Ad}$	16HA12+18HA8	34HA8	34HA8	34HA8	34HA8
St (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$	2.52	2.36	2.31	1.70	1.04
$A_h^{min}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{ado}$	18HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
St (cm)	20	20	20	20	20

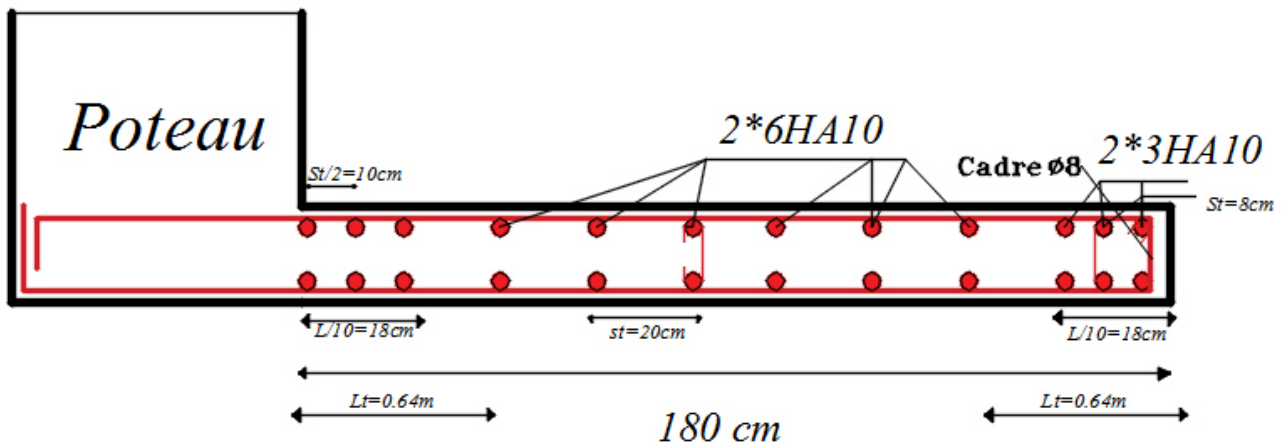


Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile Vx2.10

## V.5. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est maximum donnée par le RPA. Il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui calculé pas le BAEL.

Les poutres sont ferrillées à la flexion simple en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT/v11.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT/v11.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL.

# Chapitre VI

fondations Etude des

## VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

## VI.2. Choix des types de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'économie et la facilité de réalisation.
- L'uniformité en plan du sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à  $\sigma = 1.9 \text{ bars}$ .

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8G \pm E$$

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général

## VI.3. Etude des fondations

### VI.3.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées

$$(A \times A)$$

La vérification à faire :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour la vérification on prend la semelle la plus sollicitée

$N_{sup}$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le robot structural analysis.

$N_{inf}$  : Le poids de la semelle estimé

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2494.56 + 25.31 = 2519.87 \text{ KN}$$

$S$  : La surface d'appui de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La contrainte admissible du sol

- Vérification des semelles isolée :

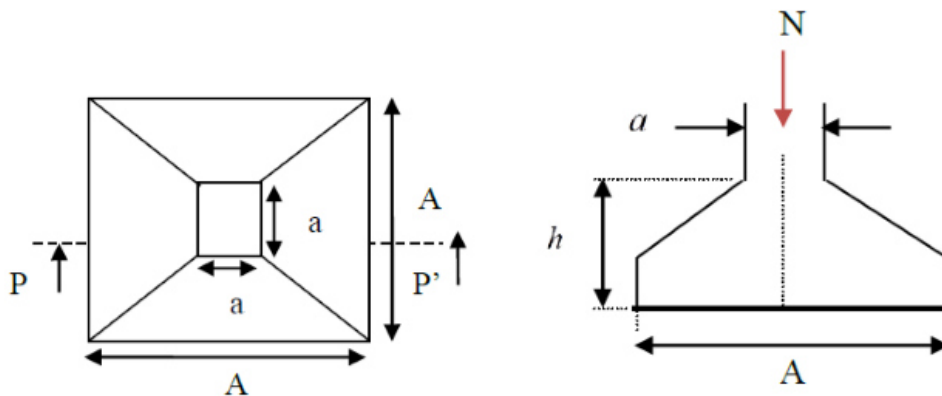


Figure VI.1. vue en plan et coup p-p de la semelle isolée

Choisissant deux poteaux de section (60 \* 60) dans la structure.

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.9, A \geq \sqrt{\frac{0.6 \cdot 2519.18}{0.6 \cdot 1.9}} = 3.64$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens ( $x - x$ ) la distance entre elles est de 3.50 m, et le chevauchement entre elles, donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

### VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 5 poteaux.

$N_i$  : L'effort normal provenant du poteau «  $i$  »

$$N_1 = 1194.09 \text{ KN} \quad N_2 = 1304.31 \text{ KN} \quad N_3 = 1258.77 \text{ KN} \quad N_4 = 1748.15 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1588.8 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 7094.13 \text{ KN}$$

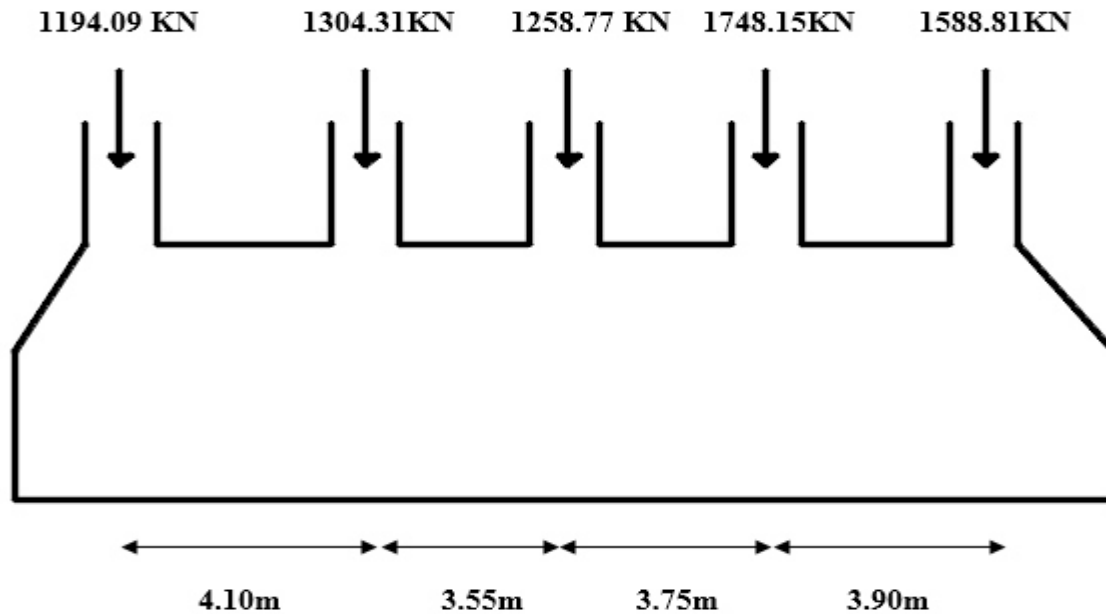


Figure VI.2. Semelle filante

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L * \bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{7094.13}{190 * 15.3} = 2.44 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

### VI.3.3. Radier générale

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques

- un mauvais sol
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

#### VI.3.3.1. Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

- $h_t$  : hauteur des nervures.

- $h_r$  : hauteur de la dalle.
- $L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5.90\text{ m}$ )

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{590}{20} = 29.5\text{ cm} \quad \text{on opte } h_r = 40\text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{590}{10} = 59\text{ cm} \quad \text{on opte } h_t = 65\text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

- E : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- I : inertie de la section du radier.
- K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ .
- b : la largeur de la semelle.

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.90^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \cdot 3,216 \cdot 10^7}} \geq 90\text{ cm}$$

Donc,  $h_t \geq 90\text{ cm} \Rightarrow h_t = 100\text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{1^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.046\text{ m}$$

$$L_{max} = 5.90 \leq \frac{\pi}{2} 4.046 = 6.35 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul du radier

$$S_{rad} = (30.49 \times 16.95) - (1.58 \times (5.28 - 3.75) / 2)$$

$$S_{rad} = 510.762\text{ m}^2$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Calcul du Poids :

$$N_{ser} = 60246.77 \text{ KN} \text{ (Poids total transmis par la superstructure A L'ELS).}$$

$$p_{rad} = 0.4 \times 510.762 \times 25 = 5107.62\text{ KN} \text{ (Poids du radier)}$$

$$P_{ner} = 0.6 \times 1 \times 261.64 \times 25 = 3924.46\text{ KN} \text{ (Poids des nervures)}$$



$$N = 60246.77 + 5107.2 + 3924.46 = 69278.85 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{69278.85}{190} = 364.61 \text{ m}^2$$

$S_{rad} \leq S_{bat} \Rightarrow$  On n'a pas besoin de débord

Donc, on peut prendre  $S_{rad} = S_{bat} = 510.762 \text{ m}^2$

➤ Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$N_{ELU}$ : L'effort transmis par la superstructure tiré du robot

$$N_{ELU} = 82650.70 \text{ KN}$$

$$N_d = N_{ELU} + 1.35 N_{rad}$$

$$N_d = 89545.987 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{89545.98 \times 5.90}{2 \times 510.762} = 517.18 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{517.18 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,20 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{517.18 \times 10^{-3}}{1 \times 25} = 2.068 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \text{ vérifiée}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

$h_t = 100 \text{ cm}$  Pour les nervures du radier.

$h_t = 100 \text{ cm}$  Pour la dalle du radier.

➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

- Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré ( $60 \times 60$ )  $cm^2$ , le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,60 + 1 = 1,60 \\ B = b + h_t = 0,60 + 1 = 1,60 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.4 \text{ m}$$

$N_d$ : L'effort normal a L'ELU apporté par le poteau le plus sollicité tiré du Robot.

$$N_d \leq 0,045 \times 6.4 \times 1 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 4.8 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow N_d = 2.49456 \text{ MN} < 4.8 \text{ MN}$$

- Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$N$ : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_x, M_y$  : Moments sismique à la base.

$$M_x = 23721.81 \text{ KN.m} , M_y = 17761.48 \text{ KN.m}$$

$$N = 466697.82 \text{ KN}$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{XX} = 9410.2278 \text{ m}^4. \text{ et } X_G = 15.36 \text{ m}$$

$$I_{YY} = 34933.4864 \text{ m}^4. \text{ et } Y_G = 7.73 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{46.69782}{510.762} + \frac{17.76148}{34933.4864} 15.36 = 0,1 \text{ MPA} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{46.69782}{510.762} - \frac{17.76148}{34933.4864} 15.36 = 0,0836 \text{ MPA} \end{cases}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.1 + 0.0836}{4} = 0,0959 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,19 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times y_G}{I_{xG}} = \frac{46.69782}{510.762} + \frac{23.72181}{9410.2278} \times 7.73 = 0,110 \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{52,66529}{385,90} - \frac{23.72181}{9410.2278} \times 7.73 = 0,071 \end{cases}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,110 + 0,071}{4} = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,19 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y

- Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 510.762 \text{ m}^2$  (surface du radier).
- $H = 2.98 \text{ m}$ , (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 46697.82 \text{ kN} > 1,15 \times 2.98 \times 510.762 \times 10 = 17503.81 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99/2003. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{sens } x_x : e = \frac{23721.81}{46697.82} = 0.50 \text{ m} < \frac{30.34}{4} = 7.585 \text{ m}$$

$$\text{sens } y_y : e = \frac{17761.48}{46697.82} = 0.38 \text{ m} < \frac{15.60}{4} = 3.9 \text{ m}$$

### VI.3.3.2. Ferrailage de radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5.28 - 0,6 = 4.68 \text{ m} ; L_y = 4,10 - 0,6 = 3.5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4.68} = 0.74 > 0.4 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases} ; \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$Q_U = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec :  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_U = \frac{89545.88}{510.762} = 175.31 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_U \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0633 \times 175.31 \times 3,5^2 \\ M_{0y} = 0,4938 \times 135.93 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 135.93 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 67.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- a) En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 115.54 \text{ KN} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 57.05 \text{ KN} \end{cases}$$

- b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -67.96$$

➤ Ferrailage :

La section à ferrailer est  $1 \times 0.4 \text{ m}^2$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1.section d'armatures du radier**

	Sens	M (KN.m/ml)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Choix/m	St (cm)
Travée	Lx	115.54	8.99	3.61	9.24	6HA14	15
	Ly	57.05	4.37	3.2	5.65	5HA12	20
Appuis		-67.96	5.22	3.61	6.79	6HA12	15

➤ Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$\rho_0$  : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 500} \\ 0.0008 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 400} \\ 0.0012 & \dots \dots \dots \text{ pour acier feE 215 et 235} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.74)}{2} \times 100 \times 40 = 3.616 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 3.61 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 3.2 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

- Espacement des armatures :

Fissuration nuisible :

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

On a  $S_{t_y} = S_{t_x} = 15 \text{ cm}$ .

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

On a :

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 233.68 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_y = 97.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{233.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.66 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

➤ Vérification à l'ELS :

$$N = 51805.44 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.74 \begin{cases} U_x = 0.0696 \\ U_y = 0.6315 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{51805.44}{510.762} = 101.42 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{0\text{ ser}}^x = U_x \times Q_s \times l_x^2 = 0.0696 \times 101.42 \times (3.5)^2 = 86.470 \text{ KN.m} \\ M_{0\text{ ser}}^y = U_y \times M_{0\text{ ser}}^x = 54.605 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) En travée :

$$\begin{cases} M_{t\text{ ser}}^x = 0.85 \times M_{0\text{ ser}}^x = 0.85 \times 86.470 = 73.4995 \text{ KN.m} \\ M_{t\text{ ser}}^y = 0.85 \times M_{0\text{ ser}}^y = 0.85 \times 54.605 = 46.414 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -43.235 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \leq 15 \text{ MPA}$$

- Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{t\text{ ser}}^x (d - y)}{I} \leq 201.63 \text{ MPA}$$

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

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Travée	X-X	73.4995	8.970	140861.698	8.06	227.17
	Y-Y	46.414	7.222	92838.42	3.61	230.803
Appui		-43.235	7.486	91086.4038	3.55	195.84

On remarque que la contrainte dans les aciers ( $\sigma_{st1}$  et  $\sigma_{st2}$ ) n'est pas vérifiée donc recalculée à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma_{st}}}$$

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

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

$$\beta_1 = \frac{73.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35^2 \times 201.63} = 4.49 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve :  $\alpha_1 = 0.32$ ,  $\alpha_2 = 0.31$  et

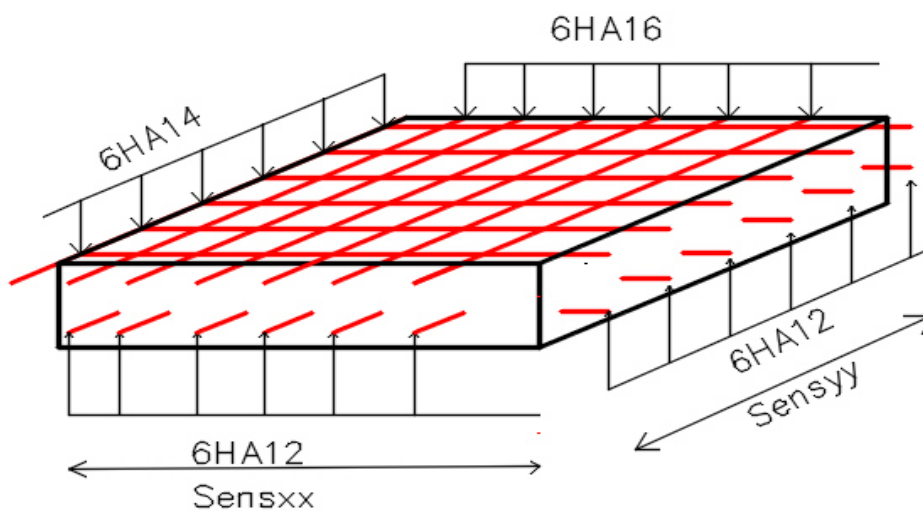
$$A_{st1} = 11 \text{ cm}^2, A_{st2} = 7 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.3. Choix du ferrailage et vérification des contraintes.**

Localisation		Choix/(m)	As (cm2)	Y (cm)	I (cm4)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	St (cm)
Travée	X-X	6HA16	12.06	9.58	146200.49	4.8	191.6025	15
	Y-Y	6HA14	9.24	8.56	117799.01	3.37	156.25	15
Appui		6HA12	6.79	7.48	91086.403	3.55	195.84	15

Le schéma du ferrailage du radier est représenté dans la figure suivante :



**Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier.**

### VI.3.4. 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, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$

$Q_u = 175.31 \text{ KN/m}^2$  et  $Q_s = 101.42 \text{ KN/m}^2$

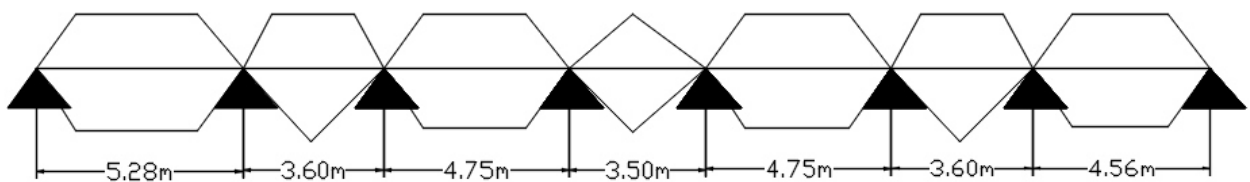


Figure VI.4. Schéma des lignes de rupture du radier sens x-x

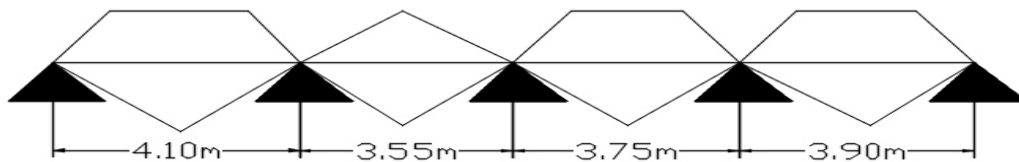


Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier sens y-y

#### VI.3.4.1. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

- Moment aux appuis :

$$M = \frac{q_g \times l g'^3}{8.5 \times (l g' + l d')}$$

$l g'$  et  $l d'$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$q_g$  et  $q_d$  : Charges uniforme à gauche et à droite respectivement.

Avec :  $l' = 0.8 \times l$  pour une travée intermdaire

$l' = l$  pour une travée de rive



- Calcul des moments en travées :

$$M_0 = \frac{p_u \times x}{2} \times (1 - x)$$

$$M_t^{max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \Rightarrow \frac{l_i}{2} \times \frac{M_g - M_d}{p_u \times l_i}$$

Avec :  $M_0(x) = \frac{p_u \times x}{2} \times (l - x)$

$$M_t^{max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow x = \frac{x}{2} - \frac{M_g - M_d}{p_u \times l_i}$$

- Evaluation des efforts tranchants :

$$v_i = V_0 + \frac{M_g - M_d}{L_i} \quad \text{Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique } V_0 = \pm \frac{p_u \times L}{2}$$

➤ Schémas équivalents :

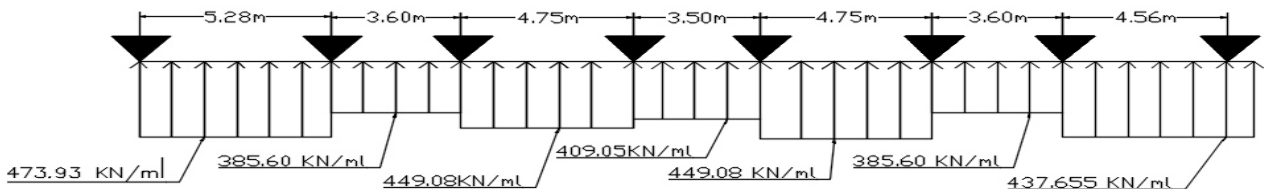


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X

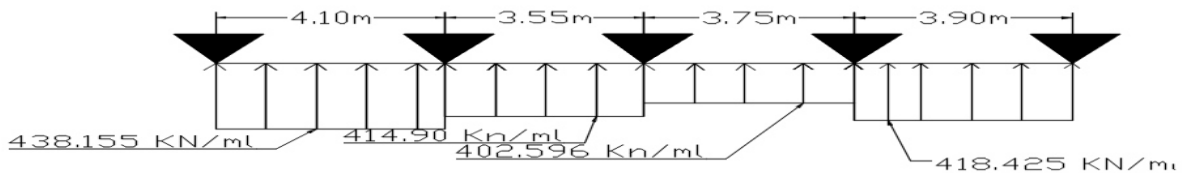


Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)	V (KN)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	5.28	5.28	473.93	0	-1138.59	1131.31	758.931
B-C	3.60	2.88	385.60	-1138.59	-596.215	-421.62	671.259
C-D	4.75	3.8	449.08	-596.215	-599.311	212.82	816.58
D-E	3.50	2.8	409.05	-599.311	-598.920	-198.24	536.99
E-F	4.75	3.8	449.08	-598.920	-596.21	213.02	794.05
F-G	3.60	2.88	385.60	-596.21	-548.91	-172.41	533.73
G-H	4.56	4.56	437.655	-548.91	0	879.65	880.705

Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1131.31	-1138.59
Effort tranchant (KN)	880.705	

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		M <sub>t</sub> (KN.m)	V (KN)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4.10	4.10	438.155	0	-673.027	614.912	512.23
B-C	3.55	2.84	414.90	-637.027	-410.433	- 113.124	626.30
C-D	3.75	3	402.596	-410.433	-608.531	-51.146	513.59
D-E	3.90	3.90	418.425	-608.531	0	520.358	769.035

Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	614.912	-673.027
Effort tranchant (KN)	769.035	

### VI.3.4.2. Ferrailage

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ Détermination de la largeur b

✓ Sens X-X

On a :

$$h = 1 \text{ m} ; h_0 = 0,40 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,60 \text{ m} ; d = 0,95 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(2,34 \text{ m} ; 0,295 \text{ m})$$

Donc, b = 1,19 m.

✓ Sens Y-Y

On a :

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(1,75 \text{ m} ; 0,290 \text{ m})$$

Donc, b = 1,18 m.

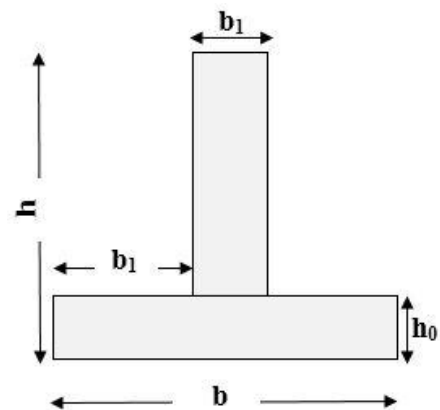


Figure VI.8. Section de la nervure à ferrailer

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8. Tableau de ferrailage des nervures**

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> / ml)	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> / ml)
Sens X-X	Travée	1131.31	35.61	13.65	4HA25+6HA20	38.48
	Appui	1138.59	33.25	13.65	2HA25+8HA20	34,95
Sens Y-Y	Travée	614.912	19.00	13.53	8HA16+2HA14	19,16
	Appui	-673.027	19.93	13.53	2HA25+6HA16	21.88

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

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

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$$

$$\text{Selon le sens (x): } \tau_u = \frac{880,705 \times 10^{-3}}{1,19 \times 0,95} = 0,779 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Selon le sens (y): } \tau_u = \frac{769,035 \times 10^{-3}}{1,18 \times 0,95} = 0,686 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vvérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\text{On a : } Q_s = 101,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa, FN \end{cases}$$

**Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures**

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Sens X-X	Travée	641.91	26.96	3126004.55	5.53	209.57
	Appui	-689.231	26.19	2960294.11	6.09	240.28
Sens Y-Y	Travée	484.95	20.59	1868971.38	5.34	289.59
	Appui	-575.24	21.03	1945748.02	6.21	328.02

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on va augmenter la section de ferrailage.

Tableau VI.10. Ferrailage et vérification des nervures

Localisation		$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	N <sup>bre</sup> de barres	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Obs.
Sens X-X	Travée	37.5	38.48	6HA20+4HA25	5.43	199.46	Vérifiée
	Appui	40.5	42.02	6HA25+4HA20	5.66	198.99	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	28	28.67	8HA20+2HA16	4.58	199.35	Vérifiée
	Appui	34	38.48	6HA20+4HA25	5.04	196.30	Vérifiée

➤ Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 28,57 ; 60) \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$  (2 cadres  $\phi_{10}$ ) + étrier

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ Les armatures de peau : (Article 7.7.3.3.c)

Vu l'importance de la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 12 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20 = 12.56 cm<sup>2</sup>**

Les schémas de ferrailage sont représentés dans les figures suivantes :

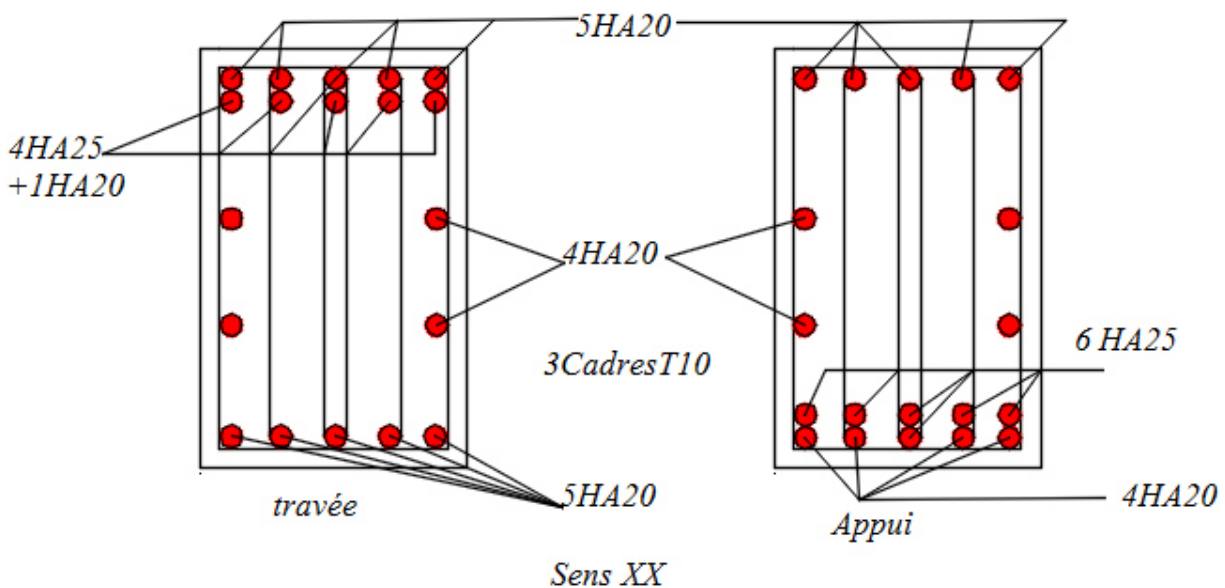


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

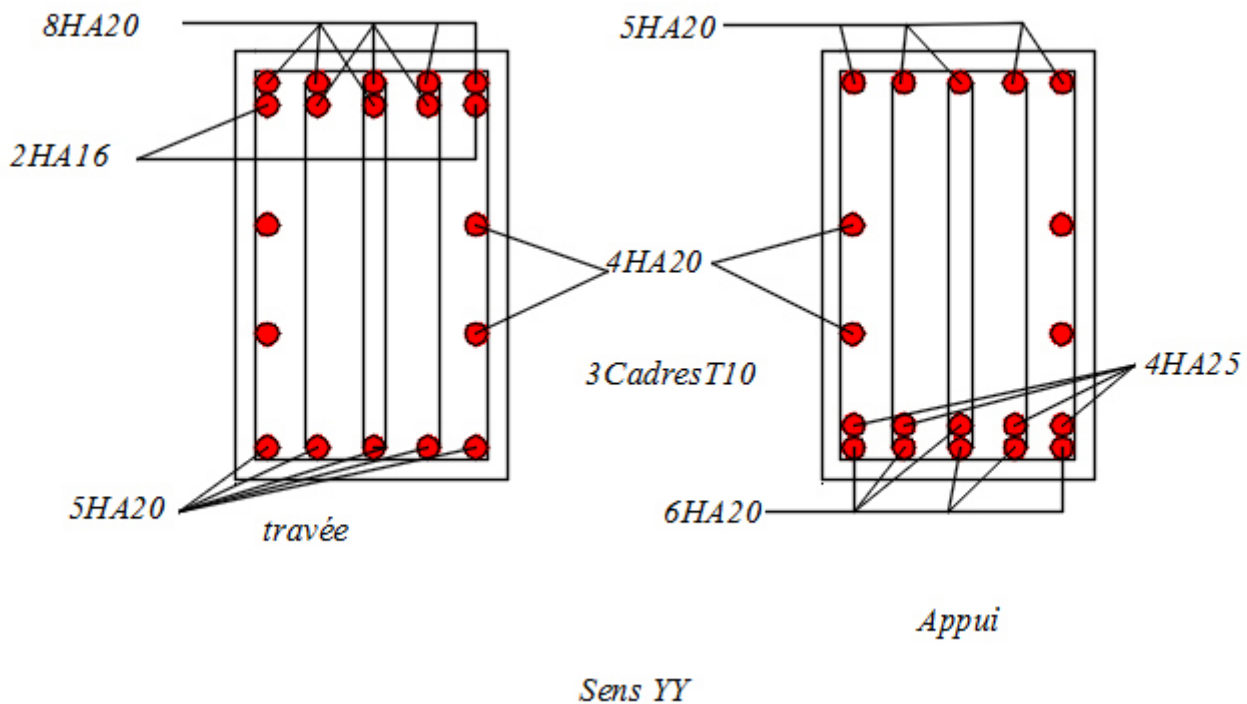


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

## VI.4. Etude du voile périphérique

### VI.4.1. Introduction

Selon le RPA99/version 2003 Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 *cm*.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

### VI.4.2. Dimensionnement des voiles périphériques

- Hauteur : 4*m*
- Longueur : 5.28 *m*
- Epaisseur : 20 *cm*

### VI.4.3. Caractéristiques du sol

- Poids spécifique :  $\gamma_h = 23,30 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion :  $c = 0,2 \text{ bar}$
- Angle de frottement :  $\varphi = 22^\circ$

### VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **Poussée des terres :**

$$G = \gamma \times h \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 23.3 \times 4 \times \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) - 2 \times 20 \times \tan \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right)$$

$$G = 15.42 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \left[ \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = 10 \left[ \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) - \frac{2 \times 20}{23.3 \times 4} \times \tan \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) \right]$$

$$Q = 1.645 \text{ KN/m}^2$$

### VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique

#### VI.4.5.1. Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

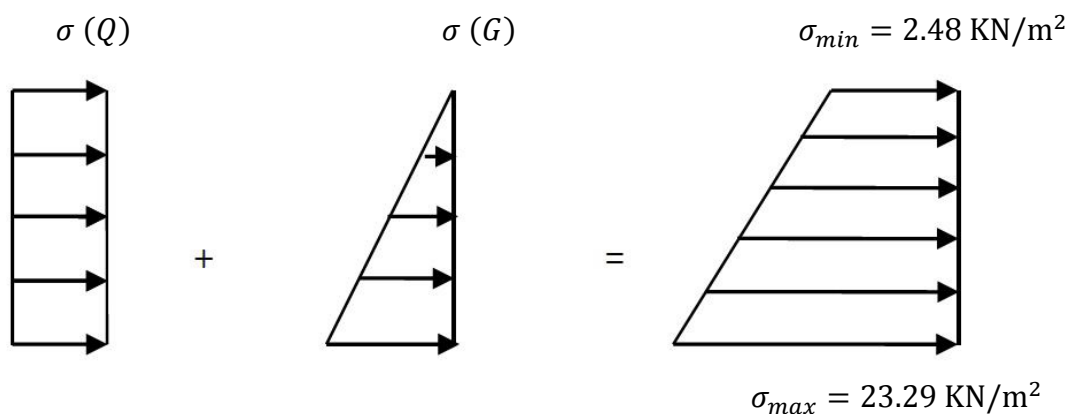


Figure VI.12. Répartition des contraintes sur le voile.

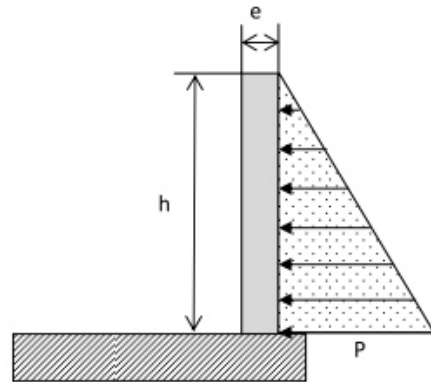


Figure VI.11. Poussée des terres sur les voiles périphériques

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 2.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 23.29 \text{ KN/m}^2$$

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$q_u = \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18.076 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} l_x = 4\text{m} & \{ b = 1\text{ m} \\ l_y = 5.28\text{m} & \{ e = 20\text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.75 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Tableau VI.11. Les sollicitations dans le voile périphérique.

Sens	$\mu$	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
X-X	0.0621	17.96	13.47	-8.98
Y-Y	0.5105	9.17	6.87	-5.38

Le ferrailage se fait pour une section de  $(b \times e)$ .

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après sachant que :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Tableau VI.12. Ferrailage du voile périphérique.

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée x-x	13.47	0.042	0.0538	0.146	2.63	2	5HA10=3.93
Travée y-y	6.87	0.021	0.027	0.148	1.33	2	4HA10=3.14
Appui	-8.98	0.028	0.0356	0.147	1.745	2	4HA10=3.14

#### ➤ Espacements

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

### VI.4.5.2. Vérifications

#### ✓ Condition de non fragilité

$$\rho = 0.75 > 0.4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,75) 100 \times 20 = 1,8 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

### ✓ Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{18.076 \times 4}{2} \times \frac{5.28^4}{4^4 + 5.28^4} = 27.19 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{18.076 \times 5.28}{2} \times \frac{4^4}{4^4 + 5.28^4} = 11,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,181 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

### Vérification A L'ELS

$$\rho = 0,75 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_x = 0,6647 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 17.065 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 1.645 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 17.065 + 1.645}{4} = 13.21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 13.21 \text{ KN}$$

Tableau VI.13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.

Sens	$\mu$	$M_0$ (cm <sup>2</sup> )	$M_t$ (cm <sup>2</sup> )	$M_a$ (cm <sup>2</sup> )
X-X	0.0684	54.74	41.05	27.37
Y-Y	0.6647	36.38	27.29	16.42



✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Vérification de limite de compression dans le béton.

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	X-X	10.83	9214.96	3.65	4.25	199.96
	Y-Y	7.20	7645.30	3.31	3.12	165.03
Appui		-7.225	7645.30	3.31	3.13	165.60

• Schéma de ferrailage

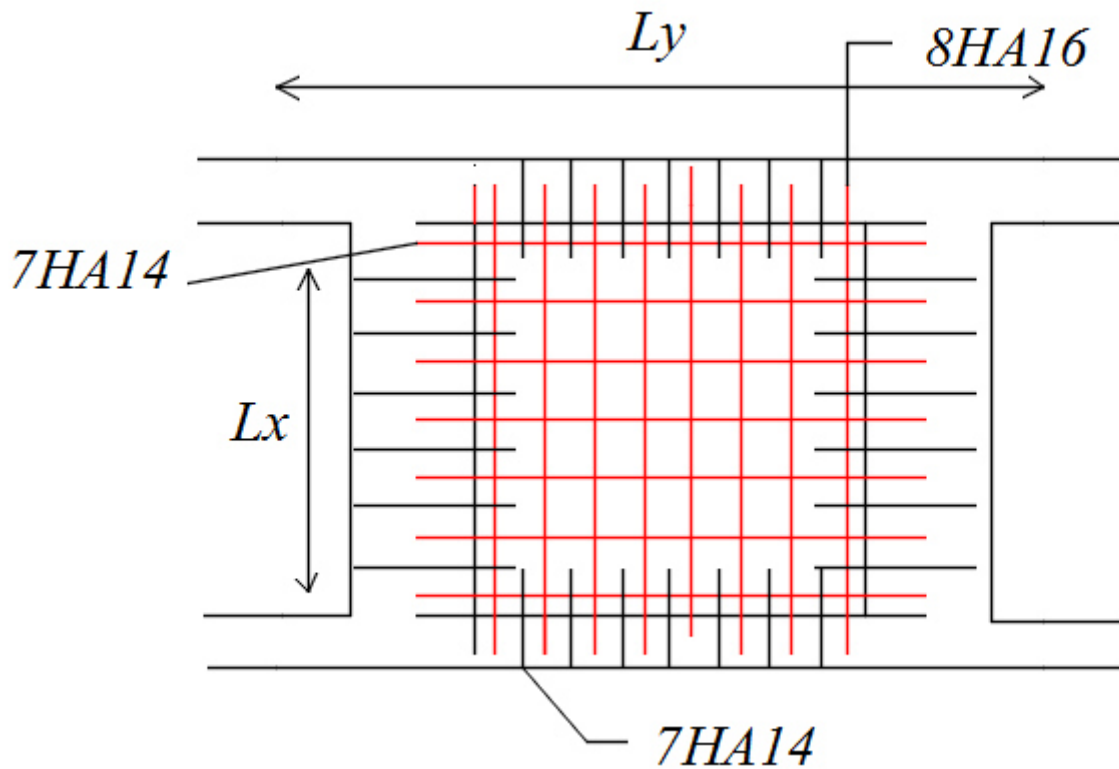


Figure VI.13. schéma de ferrailage du voile périphérique

## VI.5. Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Cette solution nous a permis de vérifier notre structure ce dernier qui a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile a été calculé et ferrailé comme un plancher encastré au niveau du radier.

# Table des matières

## Chapitre I Généralités

I.1.	Introduction : .....	1
I.2.	Présentation de l'ouvrage : .....	1
I.3.	Données de site : .....	1
I.4.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : .....	1
I.5.	Type de contreventement : .....	2
I.6.	Les règlements et les normes utilisés : .....	2
I.7.	Description structurale : .....	2
I.8.	Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	3
I.8.1.	Le béton : .....	3
I.8.2.	Résistance et caractéristique de L'acier : .....	5
I.9.	Les actions et sollicitations : .....	6
I.9.1.	Actions : .....	6
I.9.2.	Différentes combinaisons d'action données par le RPA : .....	7
I.10.	Conclusion : .....	7

## Chapitre II Pré dimensionnement

II.1.	Introduction : .....	8
II.2.	Pré dimensionnement des éléments non structuraux : .....	8
II.2.1.	Les planchers : .....	8
II.2.2.	L'ascenseur : .....	12
II.2.3.	Pré dimensionnement des escaliers: .....	15
II.2.4.	L'acrotère: .....	18
II.3.	Pré dimensionnement des éléments structuraux : .....	19
II.3.1.	Les voiles : .....	19
II.3.2.	Les poutres : .....	19
II.3.3.	Les poteaux : .....	20
II.3.4.	Décente de charges : .....	21
II.3.5.	Vérification du poteau : .....	27
II.4.	Conclusion : .....	30

## Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1.	Introduction.....	31
III.2.	Etude des planchers à corps creux .....	31

III.2.1.	Types des poutrelles.....	31
III.2.2.	Méthodes de calcul des poutrelles .....	32
III.2.3.	Conditions d'application de La méthode forfaitaire .....	33
III.2.4.	Calcul de charges revenant aux poutrelles.....	35
III.2.5.	Calcul des sollicitations .....	35
III.2.6.	Les sollicitations pour chaque type de poutrelles .....	37
III.2.7.	Etude le dalle de compression.....	50
III.3.	Etude des dalles pleines .....	51
III.3.1.	Calcul des sollicitations .....	51
III.3.2.	Calcul de ferrailage .....	52
III.3.3.	Etude de l'escalier :.....	57
III.3.4.	Escalier droit à deux volées .....	57
III.4.	Etude de la poutre palière .....	60
III.5.	Etude de l'ascenseur : .....	64
III.5.1.	Etude de la dalle d'ascenseur :.....	64
III.6.	Etude de l'acrotère.....	71
III.7.	Conclusion .....	76

#### **Chapitre IV** Etude dynamique.

IV.1.	Introduction.....	77
IV.1.1.	Objectifs et exigences .....	77
IV.2.	Méthodes de calcul .....	77
IV.2.1.	Méthode statique équivalente.....	77
IV.2.2.	Méthode dynamique modale spectrale :.....	80
IV.2.3.	Modélisation et logiciel utilisé.....	80
IV.3.	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:.....	80
IV.3.1.	Disposition des voiles de contreventement:.....	80
IV.3.2.	Modes de vibration et taux de participation des masses .....	81
IV.3.3.	Analyse du comportement de la structure :.....	82
IV.3.4.	Vérification de la résultante des forces sismiques : .....	83
IV.3.5.	Justification de l'interaction voile-portique : .....	84
IV.3.6.	Vérification de l'effort normal réduit : .....	86
IV.3.7.	Vérification des déplacements: .....	87
IV.3.8.	Vérification de l'effet P-Delta: .....	88
IV.4.	Conclusion : .....	90

## **Chapitre V** Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction :	91
V.2. Etude des poutres.....	91
V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :	91
V.2.2. Calcul du ferrailage :	93
V.2.3. Vérification à l'ELU :	94
V.2.4. Vérification à l'ELS:	95
V.3. Etude des poteaux :	99
V.3.1. Introduction :	99
V.3.2. Recommandations du RPA99/2003 :	100
V.3.3. Les sollicitations dans les poteaux :	101
V.3.4. Ferrailage :	101
V.3.5. Vérifications :	104
V.4. Etude des voiles.....	111
V.4.1. Introduction.....	111
V.4.2. Recommandation du RPA.....	111
V.4.3. Calcul des sollicitations .....	112
V.4.4. Ferrailage .....	114
V.5. Conclusion.....	123

## **Chapitre VI** Etude des fondations

VI.1. Introduction.....	119
VI.2. Choix des types de fondations .....	119
VI.3. Etude des fondations.....	119
VI.3.1. Vérification des semelles isolées .....	119
VI.3.2. Vérification des semelles filantes .....	120
VI.3.3. Radier générale .....	121
VI.3.4. Ferrailage des nervures .....	130
VI.4. Etude du voile périphérique.....	135
VI.4.1. Introduction.....	135
VI.4.2. Dimensionnement des voiles périphériques.....	135
VI.4.3. Caractéristiques du sol .....	136
VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges.....	136
VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique .....	136
VI.5. Conclusion .....	140

# Liste des figures

Figure II.1. Plancher à corps creux .....	9
Figure II.2. Disposition des poutrelles du RDC au 8ème étage .....	9
Figure II.3. Schéma d'une poutrelle.....	10
Figure II.4. Dalle sur deux appuis étage 1 à 8.....	11
Figure II.5. Dalle sur trois appuis étage 9 .....	11
Figure II.6. Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur étage courant.....	12
Figure II.7. Schéma de l'ascenseur .....	12
Figure II.8. Schéma d'un escalier .....	15
Figure II.9. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées .....	15
Figure II.10. Schéma statique de l'escalier droit à deux volées.....	16
Figure II.11. Schéma de l'acrotère (terrasse accessible).....	18
Figure II.12. Vue en plan des deux poteaux pour la descente de charges. ....	22
Figure II.13. Surface afférente du poteau P1 .....	22
Figure II.14. Plancher terrasse accessible .....	24
Figure II.15. Surface afférente de l'étage 9 .....	25
Figure II.16. Surface afférente de (1 à 8) étages .....	25
Figure II.17. Surface afférente de RDC .....	25
Figure III.1. Schéma d'une poutrelle .....	31
Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées. ....	34
Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	34
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	34
Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées. ....	35
Figure III.6. Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant .....	49
Figure III.7. schémas de ferrailage des poutrelles plancher terrasse .....	50
Figure III.8. schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	50
Figure III.9. Schéma statique de la dalle sur un seul appui. ....	51
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D1 .....	54
Figure III.11. Coupe en élévation de l'escalier droit à deux volées. ....	57
Figure III.12. Schéma statique de l'escalier droit à deux volées. ....	58
Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	60
Figure III.14. Schéma statique de la poutre palière. ....	60
Figure III.15. schéma de ferrailage de la poutre palière .....	64

Figure III.16. Schéma de l'ascenseur .....	64
Figure III.17.Schéma représentant la surface d'impact. ....	67
Figure III.18.schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	71
Figure III.19.Dimensions de l'acrotère .....	71
Figure III.20.Sollicitations sur l'acrotère .....	72
Figure III.21.Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	76
Figure IV.1.Disposition des voiles.....	81
Figure IV.2.mode 1: translation dans le sens Y-Y .....	82
Figure IV.3.mode 2 : translation dans le sens X-X.....	82
Figure IV.4.mode 3: rotation.....	83
Figure V.1. Schéma de ferrailage des poutres principales du RDC.....	96
Figure V.2. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du RDC .....	97
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage courant.....	97
Figure V.4.schéma de ferrailage des poutres secondaires des étages courants .....	98
Figure V.5.schéma de ferrailage des poutres principale de la terrasse .....	98
Figure V.6.schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse .....	99
Figure V.7.Schéma de la zone nodale.....	107
Figure V.8. La longueur tendue. ....	116
Figure V.9.Schéma de ferrailage du voile Vx2.10.....	123
Figure VI.1.vue en plan et coup p-p de la semelle isolée .....	120
Figure VI.2. Semelle filante .....	121
Figure VI.3.Schéma de ferrailage du radier.....	129
Figure VI.4. Schéma des lignes de rupture du radier sens x-x.....	130
Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier sens y-y.....	130
Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon X-X .....	131
Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon Y-Y .....	131
Figure VI.8. Section de la nervure à ferrailer .....	132
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	134
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	135
Figure VI.11.Poussée des terres sur les voiles périphériques .....	136
Figure VI.12. Répartition des contraintes sur le voile. ....	136
Figure VI.13.schéma de ferrailage du voile périphérique.....	139

# Liste des tableaux

Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible.....	13
Tableau II.2. Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.3.Evaluation des charges et surcharges du plancher étage courant et RDC.....	14
Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharges des balcons et dalles pleines.....	14
Tableau II.5. Evaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.....	14
Tableau II.6. Dimensionnement de l'escalier .....	17
Tableau II.7. Evaluation des charges et surcharges du palier .....	17
Tableau II.8.Evaluation des charges et surcharges des volées.....	18
Tableau II.9.Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.....	19
Tableau II.10.Evaluation des poids propre des poteaux.....	21
Tableau II.11. Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau P1.....	23
Tableau II.12.Descente de charge du poteau P1.....	23
Tableau II.13.Evaluation de charges et surcharges du poteau p2.....	26
Tableau II.14. Décente de charge du poteau p2.....	26
Tableau II.15. Vérification des poteaux à la compression simple .....	28
Tableau II.16.vérification des poteaux au flambement.....	29
Tableau II.17. Section adoptée pour les poutres et les poteaux .....	30
Tableau III.1. Les Différents types de poutrelles.....	32
Tableau III.2.Charges et surcharges revenant aux poutrelles .....	35
Tableau III.3.Sollicitations de la poutrelle type 1 .....	37
Tableau III.4.Sollicitations de la poutrelle type 2.....	38
Tableau III.5.Sollicitations de la poutrelle type 3.....	38
Tableau III.6.Sollicitations de la poutrelle type 4.....	38
Tableau III.7.Sollicitations de la poutrelle type 1.....	38
Tableau III.8.Sollicitations de la poutrelle type 2.....	39
Tableau III.9.Sollicitations de la poutrelle type 3.....	39
Tableau III.10.Sollicitations de la poutrelle type4.....	39
Tableau III.11.Sollicitations de la poutrelle type 5.....	39
Tableau III.12.Sollicitations de la poutrelle type 6.....	40
Tableau III.13.Sollicitations de la poutrelle type 7.....	40
Tableau III.14.Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existants.....	40
Tableau III.15.Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	41



Tableau III.16. Résumé des ferraillements des poutrelles après vérification des flèches.....	49
Tableau III.17. sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	54
Tableau III.18. vérification de l'effort tranchant .....	55
Tableau III.19. calcul du ferraillement à L'ELU .....	55
Tableau III.20. vérification des contraintes à L'ELS .....	55
Tableau III.21. vérification de la flèche à L'ELS .....	57
Tableau III.22. Combinaison de charges de l'escalier à deux volées .....	58
Tableau III.23. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS .....	58
Tableau III.24. Ferraillement à l'ELU : .....	58
Tableau III.25. Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	59
Tableau III.26. Ferraillement de la poutre palière à la flexion simple. ....	61
Tableau III.27. Ferraillement transversale de la poutre palière à la flexion et à la torsion. ....	63
Tableau III.28. Vérification de l'état limite de compression de béton. ....	63
Tableau III.29. évaluation de charge et surcharge .....	65
Tableau III.30. Calcul de la section de ferraillement de la dalle d'ascenseur. ....	66
Tableau III.31. Vérification de la section d'acier .....	66
Tableau III.32. Vérification de l'effort tranchant .....	66
Tableau III.33. calcul de ferraillement. ....	69
Tableau III.34. vérification de la section d'acier .....	69
Tableau III.35. vérification de l'état limite de compression du béton.....	70
Tableau III.36. Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère.....	72
Tableau III.37. Combinaisons d'actions de l'acrotère de la terrasse inaccessible.....	72
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités $P_q$ . ....	78
Tableau IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	81
Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques : .....	83
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques après augmentation des paramètres. ....	84
Tableau IV.5. Interactions sous charges verticales. ....	84
Tableau IV.6. Interactions sous charges horizontales dans le sens (x-x).....	85
Tableau IV.7. Interactions sous charges horizontales dans le sens (y-y).....	85
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit. ....	86
Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs (x-x) .....	87
Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs (y-y) .....	88
Tableau IV.11. Vérification des effets $P-\Delta(x-x)$ .....	89
Tableau IV.12. Vérification des effets $P-\Delta(y-y)$ .....	89

Tableau V.1.Ferraillage des poutres principales et secondaires. ....	93
Tableau V.2.Vérification des contraintes tangentielles. ....	95
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	95
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	95
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.....	96
Tableau V.6. Sollicitations dans les poteaux. ....	101
Tableau V.7. Ferraillage longitudinale des poteaux. ....	103
Tableau V.8. Armatures transversales dans les poteaux.....	104
Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux. ....	105
Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux. ....	106
Tableau V.11. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	107
Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux. ....	108
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poutres. ....	108
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale.....	109
Tableau V.15.Schémas de ferraillage des poteaux ....	110
Tableau V.16.sollicitations dans le voile Vx 2.10 ....	112
Tableau V.17.sollicitations dans le voile Vx 2.05 ....	113
Tableau V.18.sollicitations dans le voile Vx 3.5 ....	113
Tableau V.19.sollicitations dans le voile Vy 3 ....	113
Tableau V.20.sollicitations dans le voile Vy 2.90 ....	114
Tableau V.21.Résultat de ferraillage du voile Vx 2.10.....	118
Tableau V.22.Résultat de ferraillage du voile Vx 2.05.....	119
Tableau V.23.Résultat de ferraillage du voile Vx 3.5.....	120
Tableau V.24.Résultat de ferraillage du voile Vy 3.....	121
Tableau V.25.Résultat de ferraillage du voile Vy 2.90.....	122
Tableau VI.1.section d'armatures du radier ....	126
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	128
Tableau VI.3. Choix du ferraillage et vérification des contraintes. ....	129
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens X-X).....	131
Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens X-X) ....	132
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y).....	132
Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens Y-Y) ....	132
Tableau VI.8. Tableau de ferraillage des nervures ....	133
Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures.....	133
Tableau VI.10. Ferraillage et vérification des nervures.....	134

Tableau VI.11. Les sollicitations dans le voile périphérique.....	137
Tableau VI.12. Ferrailage du voile périphérique.....	137
Tableau VI.13. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.....	138
Tableau VI.14. Vérification de limite de compression dans le béton.....	139



# **Conclusion générale**

# *Conclusion générale*

L'élaboration de ce présent travail nous a permis non seulement de prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, mais surtout d'approfondir nos connaissances et d'acquiescer une expérience dans le domaine du Génie civil.

Il nous a permis de maîtriser un peu plus le logiciel de calcul (Robot) et les programmes conçus pour le calcul tels que le CBA et le BAEL. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- ❖ Il est important de souligner la nécessité de garantir une bonne qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- ❖ Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coupe-feu et isolation phonique.
- ❖ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ❖ La modélisation doit autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement plus proche du réel.
- ❖ L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- ❖ Le voile donne une bonne résistance à la structure en s'opposant à la torsion et en diminuant considérablement la période de vibration.
- ❖ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ❖ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99/2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ❖ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.
- ❖ - Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie et la réalisation sont des facteurs très importants qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



# **BIBLIOGRAPHIE**

# *Bibliographie*

- ✓ Le CBA 93 (Code De Béton Armé).
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91/99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✓ DTR-BC 2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC 2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.

## **Logiciels utilisés :**

- ✓ ROBOT version/2011.
- ✓ SOCOTEC.
- ✓ AUTOCAD 2010.



# ***INDEX***

## ***Notations :***

La signification des notations est suivante :

***E*** : Séisme

***G*** : Charges permanentes

***M*** : Charges d'exploitations à caractère particulier.

***Q*** : Action variable quelconque.

***As*** : Aire d'un acier.

***B*** : Aire d'une section de béton.

***E*** : Module d'élasticité longitudinal.

***E<sub>b</sub>*** : Module de déformation longitudinale du béton.

***E<sub>i</sub>*** : Module de déformation instantanée.

***E<sub>fl</sub>*** : Module de déformation sous fluage.

***E<sub>s</sub>*** : Module d'élasticité de l'acier.

***E<sub>v</sub>*** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de  $j$  jours).

***F*** : Force ou action en général.

***I*** : Moment d'inertie.

***L*** : Longueur ou portée.

***M*** : Moment en général.

***M<sub>g</sub>*** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

***M<sub>q</sub>*** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

***a*** : Une dimension (en générale longitudinal).

***b*** : Une dimension (largeur d'une section).

***b<sub>0</sub>*** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

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

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

***f*** : Flèche.

***f<sub>e</sub>*** : Limite d'élasticité.

***f<sub>cj</sub>*** : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge  $j$  jours.

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

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

$h_0$  : Epaisseur d'une membrure de béton.

$h$  : Hauteur totale d'une section.

$i$  : Rayon de giration d'une section de B A.

$j$  : Nombre de jours.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$n$  : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

$p$  : Action unitaire de la pesanteur.

$q$  : Charge variable.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$x$  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.



# **ANNEXES**

# Annexe 1

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.9$$

		$u/l_x$ $v/l_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

### Annexe 3

Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)

**Tableau des Armatures**  
(en Cm<sup>2</sup>)

$\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



# Annexe 4

ASCENSEURS												
■ DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS												
ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)												
■ EXEMPLE : Immeuble de 7 niveaux au-dessus du hall de départ.												
Caractéristiques de l'immeuble :												
- population à prendre en compte : 140 personnes ;												
- niveaux desservis à prendre en compte : 8 (hall de départ + 7 niveaux) ;												
- distance séparant les deux niveaux extrêmes desservis : 19,60 m.												
1. Choix de l'intervalle maximal probable : l = 80 secondes.												
2. Équipement minimal : un ascenseur de charge nominale 1 000 kg.												
3. Vitesse nominale : on se fixe une limite supérieure de 25 secondes pour le rapport course/vitesse, ce qui correspond à une vitesse nominale de 1,00 m/s au moins.												
4. La lecture du tableau du DTU 75.1 donne pour un ascenseur 1 000 kg à 1,00 m/s, tous niveaux desservis, les couples de valeurs « P-l » applicables suivants :												
P	154	178	200	220	239	256	273	290	306			
l	78	90	100	109	117	125	132	138	144			
Du fait que, dans le couple de valeurs P = 154 et l = 78, P est supérieur à la population à prendre en compte et l inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.												
■ CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONS												
Charge utile	630 kg ou 8 personnes		1 000 kg ou 13 personnes									
	Course maxi en m	35	45	60	35	45	60					
Vitesse en m/s	0,63		1,00		1,60		1,00		1,60			
	5		6,8		16		6,8		10			
Puissance moteur en kW	Larg. A		1 100		1 100		1 100					
	Prof. B		1 400		2 100		2 100					
Cabine en mm	Haut		2 200		2 200		2 200					
	Larg. C		1 600		1 600		1 600					
Gainé en mm	Prof. D		2 100		2 600		2 600					
	S dalle Q		3 700		3 800		4 000		3 700		3 600	4 000
Palier	Cuv P		1 400		1 500		1 700		1 400		1 500	1 700
	U mini		1 500		1 500		2 100		2 100			
Machinerie en mm	R mini		2 200		2 200		2 400		2 400		2 400	2 900
	T mini		3 700		3 700		4 200		4 200		4 200	4 300
Efforts globaux en kN	S m <sup>2</sup> mini		10		10		12		12			
	H		2 000		2 000		2 000		2 000			
En cuvette	Trappe		950 x 950		950 x 950		1 450		950 x 950		950 x 950	1 450
	Porte		900 x 2 000		900 x 2 000		900 x 2 000		900 x 2 000			
En dalle	Sur dalle		43		50		60		60			
	En cuvette		55		55		55		55			

ASCENSEURS																			
■ DÉFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS																			
ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME D'ASCENSEURS (SUITE)																			
Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings																			
vitesse (m/s)	Desserte	Charges minimales (kg)	Niveau																
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14						
0,63	Tous les niveaux desservis	630	188	64	164	73	148	81	136	89	126	95	117	103	109	114	110	106	
			226	71	195	82	176	91	160	100	148	108	130	116	129	124			
			260	77	225	89	200	100	183	100	169	119	157	127	147	136			
1,00	Tous les niveaux desservis	400	322	87	277	101	246	114	224	123	206	136	192	146	180	156			
			414	87	360	100	321	132	285	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221
			440	91	381	105	342	117	313	128	250	138	272	147	258	155	245	163	234
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	146	82	138	87	130	92	124	97	119	101	113	106					
			174	92	163	88	155	103	147	109	140	114	134	119					
			200	100	189	106	179	112	169	118	161	124	154	130					
2,50	1 niveau desservi sur 2	630	224	107	211	114	200	120	189	127	180	133	173	139					
			250	112	233	120	220	127	209	134	199	141	189	148					
			295	122	275	126	239	134	227	141	216	148	206	163					
1,00	Tous les niveaux desservis	1 000	315	127	294	136	278	144	261	159	239	155	229	169					
			336	131	314	140	295	149	278	158	265	166	250	174					
			368	136	331	144	300	154	286	160	276	170	254	177					
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	182	86	171	70	164	73	158	76	152	79	146	82					
			213	75	203	79	193	83	184	87	178	90	172	93					
			244	82	230	87	220	91	211	95	202	99	194	103					
630	1 niveau desservi sur 2	1 000	273	88	258	93	245	98	233	103	224	107	214	112					
			298	94	280	100	267	105	255	110	243	115	233	120					
			323	99	305	105	288	111	276	116	264	121	254	126					
1,00	Tous les niveaux desservis	1 000	346	104	327	110	310	116	295	122	283	127	271	133					
			370	108	348	115	331	121	315	127	301	133	288	139					
			393	112	370	119	349	126	333	132	319	138	306	144					
630	Tous les niveaux desservis	630	200	60	194	62	189	64	182	66	179	67	174	69					
			228	70	219	73	213	75	208	77	200	80	195	82					
			250	80	241	83	233	86	227	88	220	91	215	93					
1,00	1 niveau desservi sur 2	1 000	270	89	261	92	253	95	245	98	238	101	231	104					
			289	97	277	101	269	104	262	107	252	111	248	113					
			307	104	294	109	286	112	276	116	267	120	256	123					
2,50	Tous les niveaux desservis	630	325	111	310	116	300	120	290	124	281	129	274	132					
			343	118	325	123	313	128	303	132	294	136	286	140					
			365	124	341	129	326	135	317	139	306	144	297	148					
630	1 niveau desservi sur 2	630	311	87	300	60	184	62	183	64	182	66	178	68					
			342	96	322	69	225	71	216	74	208	77	203	79					
			374	93	363	76	239	78	239	81	244	82	235	85	221	88			
1 000	1 niveau desservi sur 2	1 000	334	64	314	66	276	67	267	69	258	70	250	72					
			360	69	340	66	293	69	283	71	274	73	265	75					
			383	64	359	66	304	66	294	68	285	70	276	72					
1 000	1 niveau desservi sur 2	1 000	406	64	384	66	327	66	318	68	309	70	300	72					
			432	68	409	66	344	68	334	68	325	70	316	72					
			456	68	433	66	360	68	350	68	341	70	332	72					

Flexion simple : Section rectangulaire



## Annexe 5 *Rapport du sol*

### VI- CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

- ✓ En se basant sur l'essai au pénétromètre dynamique ;
- ✓ En se basant sur la formule des Hollandais pour le Calcul de  $Q_d$  ;
- ✓ En se basant sur la norme NBN EN 1997-1 ANB ;
- ✓ Et se basant sur les recommandations du document DTU 13.12 relatif aux règles de calcul des fondations superficielles ;
- ✓ Et tenant compte des résultats d'analyse des échantillons prélevés du sondage carotter ;

Nous vous recommandons un ancrage à partir de **2,98 m** par rapport à la cote de l'assiette après terrassements en grandes masses, correspondant à une contrainte admissible  **$Q_{adm} = 1.9 \text{ Bars}$** , une cohésion :  **$C = 0.2 \text{ bars}$**  et un angle de frottement interne  **$\varphi = 22^\circ$** .

Des dispositions sont toutes fois nécessaires pour préserver la stabilité du site, à savoir :

- Toutes les eaux de ruissellement doivent être évacuées vers le réseau d'assainissement ;
- Vu la nature du terrain Argileux Peu Plastique, il est préférable d'éviter les terrassements en période pluviale.
- Ne tolérer aucune stagnation des eaux en tête et au pied des talus ;
- Prévoir un drainage périphérique adéquat pour éviter l'accumulation et la stagnation des eaux de ruissellement à la périphérie des fondations.

Selon les recommandations du (CGS 2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne (II<sub>a</sub>), il y a donc lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul.

**Le gérant**



**FERHATEN SLIMANE  
GÉRANT**



## Annexe 6 Flexion Simple

*Flexion simple*

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_u - M_1}{(d-d')} \right) \frac{1}{f_{sc}}$$

$$z_1 = d(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{cs}}{f_c}$$

Si  $\mu_{sc} < 0,186 \rightarrow$  pivot A  $\rightarrow f_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_1}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_c}{\gamma_s E_s}$$

Si  $\mu_{sc} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$

$$A = \frac{M_u}{z f_{sc}}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{sc}})$$

$$f_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

Si  $\mu_{sc} > \mu_1 \Rightarrow A \neq 0$

$$A' = \frac{M_u - M_1}{(d-d') f_{sc}}$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{sc}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_u - M_1}{(d-d')} \right) \frac{1}{f_{sc}}$$

$$z_1 = d(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{cs}}{f_c}$$

### 2-ELS :

Vérification des contraintes :

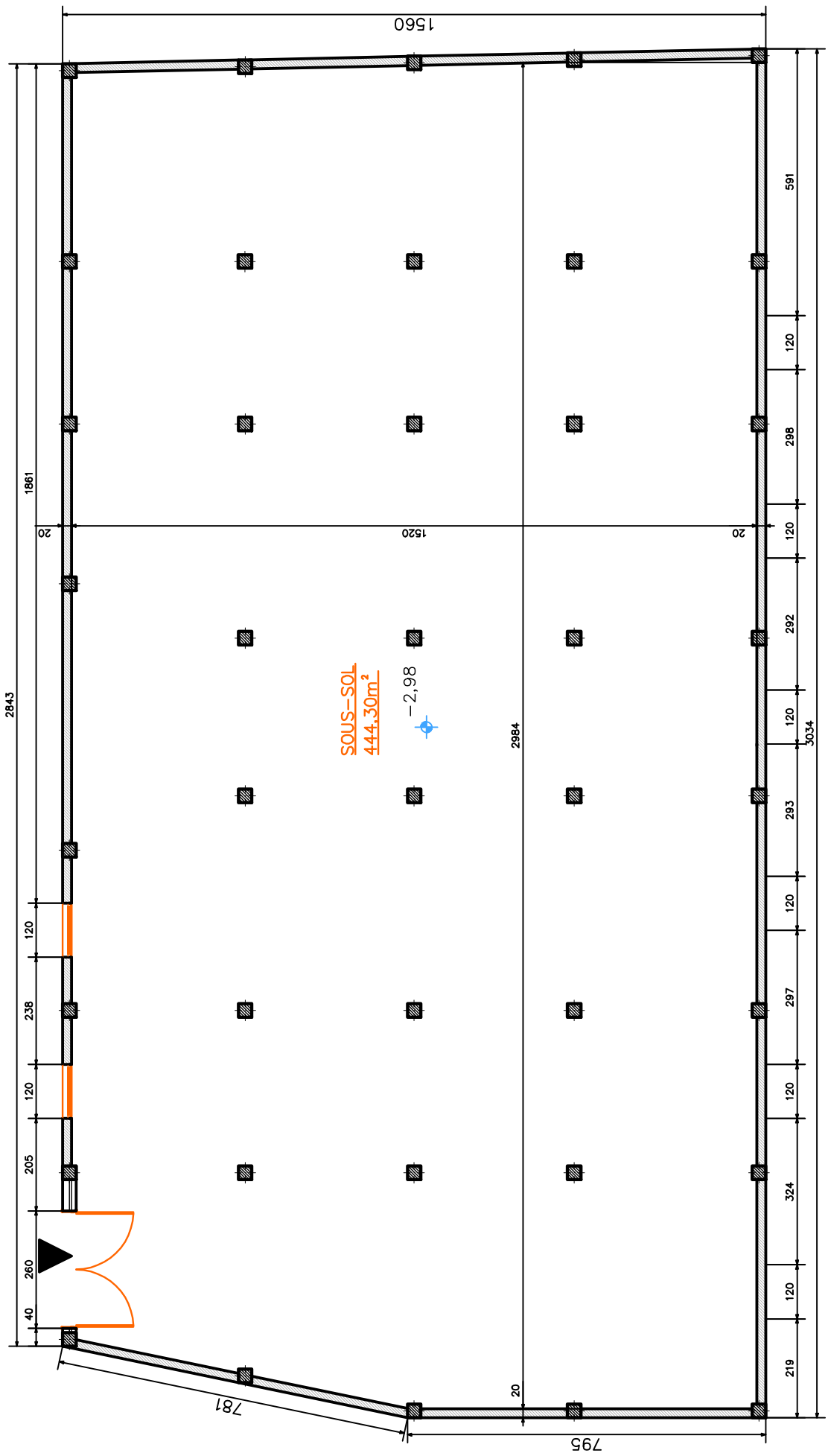
$$\begin{cases} \sigma_{sc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{sc} = 0,6 f_{cs} \\ \sigma_{st} = 15 \sigma_{sc} \left( \frac{d-y'}{y} \right) = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$FN \bar{\sigma}_{sc} = \min \left( \frac{2}{3} f_c, 110 \sqrt{h f_{tj}} \right)$$

$$FTN \bar{\sigma}_{sc} = \min \left( 0,5 f_c, 90 \sqrt{h f_{tj}} \right)$$



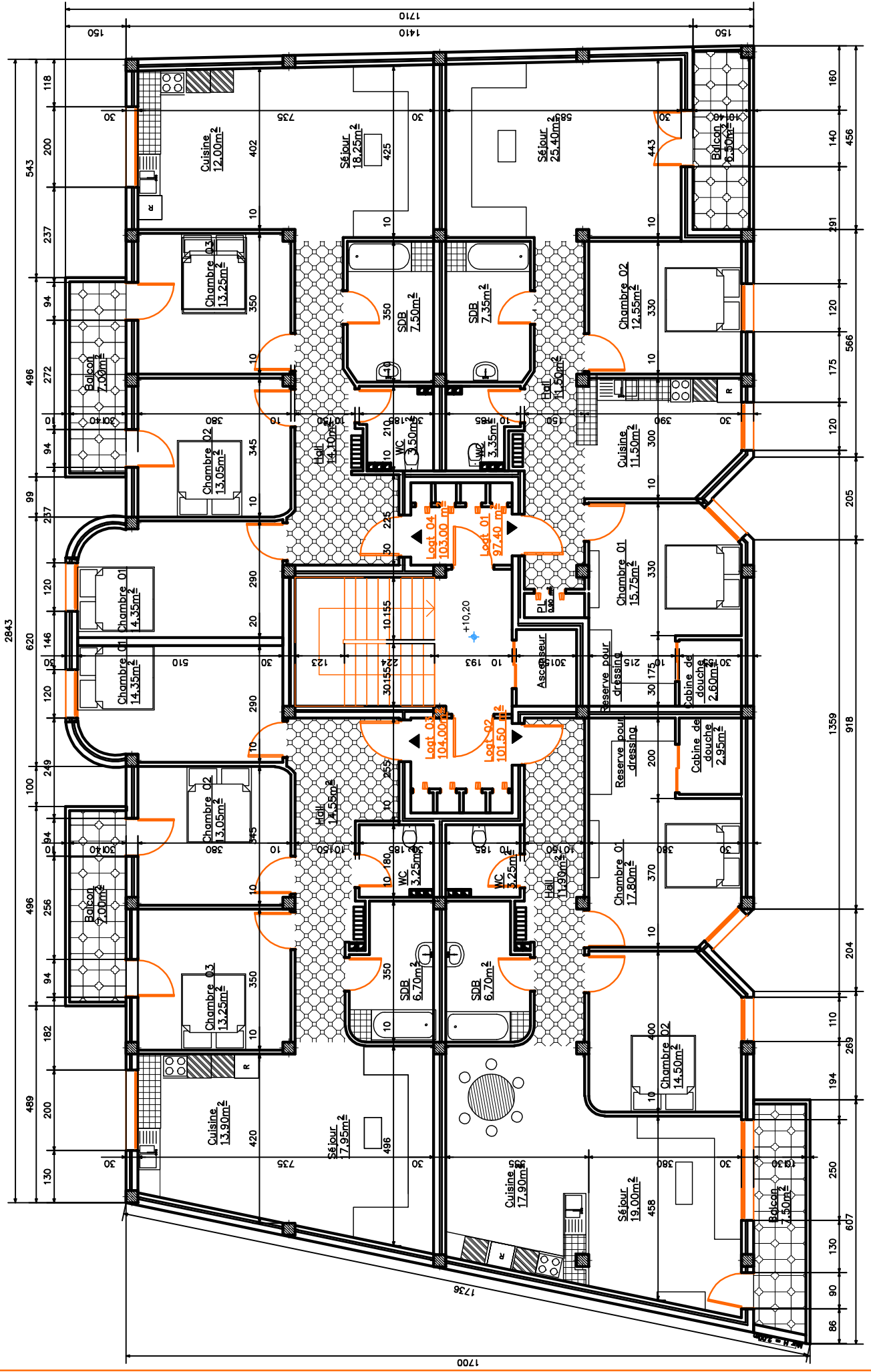
# **Plans de la structure**



PLAN SOLUS-SOL

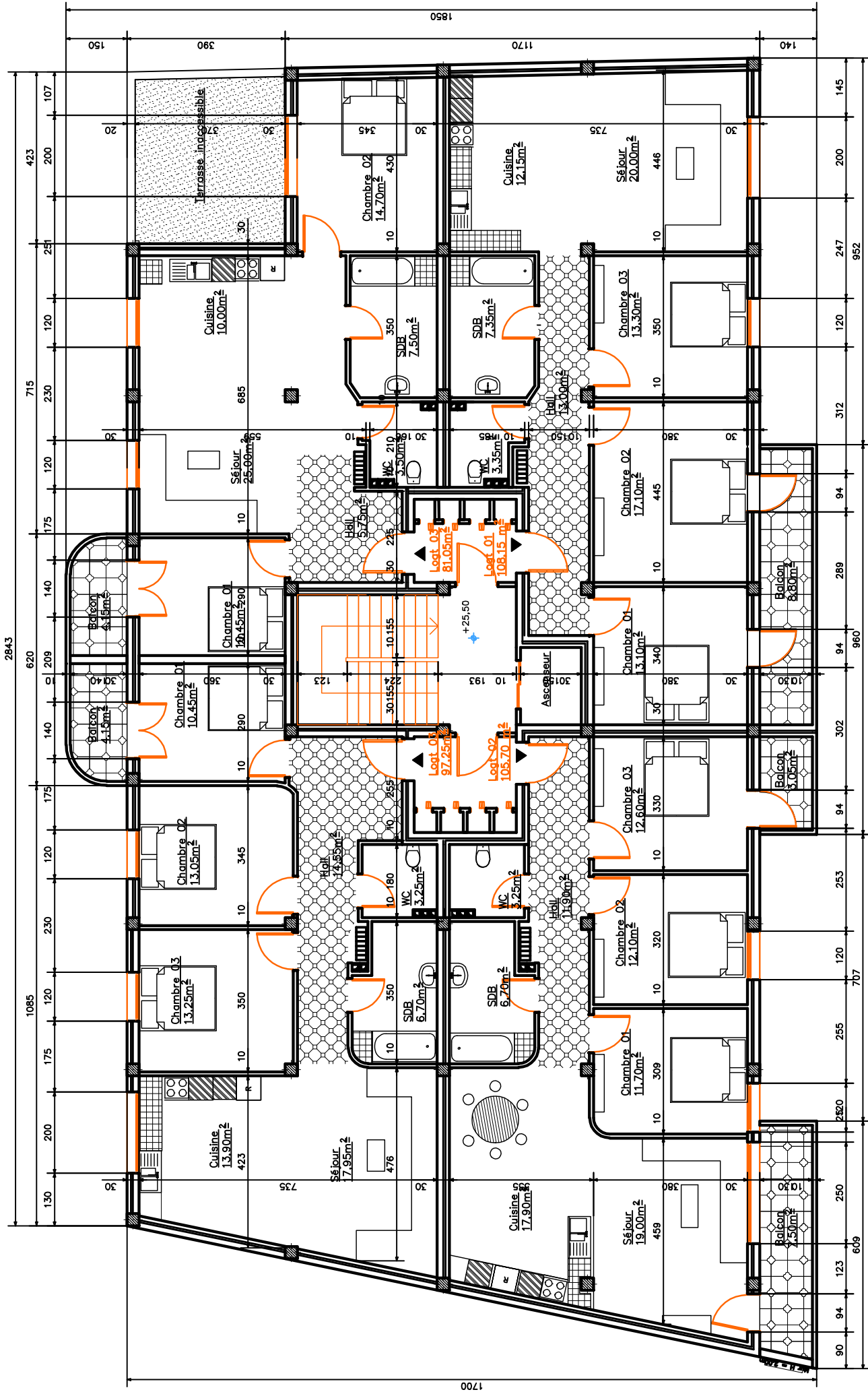






PLAN Etages 03/04/05/06





PLAN Etage 08











# CHAPITRE I

Généralités



# **CHAPITRE II**

**Pré dimensionnement des éléments**



# **CHAPITRE III**

**Etude des éléments secondaires**



# **CHAPITRE IV**

**Etude dynamique**



# **CHAPITRE V**

**Etude des éléments structuraux**





# **CHAPITRE VI**

**Etude des fondations**