

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université A/Mira de Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

*Mémoire de fin d'études*

*En vue d'obtention du Diplôme de Master en génie civil*

*Option : Matériaux et Structures*

*Thème :*

*Etude d'un bâtiment (R+7+SOUS-SOL) à usage  
d'habitation et commerce contreventé par un système  
mixte*

*(voiles-portiques)*

*Encadré par :*

*M<sup>r</sup> L. Guechari*

*Membre de jury :*

*M<sup>r</sup> Bouzeroura*

*M<sup>me</sup> Guettafi*

*Réalisé par :*

*M<sup>r</sup> Sifeddine Badache*

*M<sup>r</sup> Ghilas Slimani*

*Promotion 2015-2016*

---

## Remerciements

---

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :  
Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir  
donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.  
A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant  
toutes nos études.  
A M<sup>r</sup> L. Guechari : notre promoteur, pour avoir accepté de nous  
guider sur le bon chemin du travail.  
Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.  
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce  
mémoire.*

*Sifeddine & Ghilas*

# *Dédicaces*

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

*Je dédie ce mémoire :*

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

*A mes chers frères : Oussama, Islam.*

*A ma chère fiancée : Katia*

*A mon chers binôme : Ghilas*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.*

**Badache Sifeddine**

# *Dédicaces*

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

*Je dédie ce mémoire :*

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

*A mes chers frères : Yacine, Sonia, Katia.*

*A ma chère fiancée : Dounia.*

*A mon chers binôme : Sifeddine.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.*

**Slimani Ghilas**

# Symboles et Notations

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition

$A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal

$A_s$  : Aire d'une section d'acier

$B$  : la largeur (m).

$B_r$  : Section réduite du béton

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

$E_{vj}$  : Module de déformation différée du béton à l'âge de  $j$  jour

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de  $j$  jour

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique de compression à  $j$  jour

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique de traction à  $j$  jour

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

$G$  : Charges permanente

$Q$  : Charges d'exploitation

$E$  : Actions accidentelles

$q_u$  : Charges réparties ultime

$q_s$  : Charges réparties de service

$I$  : Moment d'inertie

$M_u$  : Moment de calcul ultime

$M_s$  : Moment de calcul de service

$N_u$  : Effort normal ultime

$N_s$  : Effort normal de service.

$V$  : Effort tranchant

$S$  : Surface plane de la structure

$d$  : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

$e$  : Epaisseur

$L$  : Longueur

$L_r$  : Longueur de recouvrement

$l_f$  : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$\Lambda$  : Elancement

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$S_t$  : Espacement des armatures

$\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$l_s$  : Longueur de scellement

$\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma$  : Poids spécifique déjaugé

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

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

$C_u$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$Q$  : Facteur de qualité

$R$  : coefficient de comportement global

$P$  : Poids du radier (KN).

$N$  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

$S_r$  : surface du radier ( $m^2$ ).

$S_{bat}$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ).

$St$  : Espacement des armatures.

$W$  : poids propre de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$W_{gr}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$Z$  : bras de levier

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

$h_t$  : hauteur total du radier (m).

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

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$k_c$  : Coefficient de portance.

$q_0$  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\sigma_f$  : Contrainte effective finale (bars).

$\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de radier (cm)

$h_t$  : hauteur de la nervure (cm)

# Chapitre I

## Généralités

# Chapitre II

## Prédimensionnement des éléments

# Chapitre III

Etude des éléments secondaires

# Chapitre IV

## Etude dynamique

# Chapitre V

## Etude des éléments structuraux

# Chapitre VI

## Etude de l'infrastructure

# Annexe

Introduction

Générale

Conclusion

Générale

---

## Introduction générale

---

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, les ingénieurs sont appelés à s'occuper de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de constructions, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants, car l'Algérie est soumise à de 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'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+7+Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

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 et non 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

Généralité

## I.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux utilisés. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99/2003**) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

Nous sommes chargé d'étudier un bâtiment (R+7+ un entre sol), l'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia au lieu-dit cité ADRAR. Cette structure est destinée à l'usage d'habitation, commerce au RDC et à l'entre sol, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes «**RPA99/Version 2003**» dans le groupe d'usage 2 et dans une zone sismique (**IIa**).

## I.3. Les caractéristiques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Longueur.....25,08m
- Largeur .....16,93m
- Hauteur totale .....23,63m
- Hauteur de sous-sol ..... 3,06m
- Hauteur du RDC ..... 3,40m
- Hauteur d'étage courant ..... 2,89m
- Surface totale du bâtiment ..... 399,88m<sup>2</sup>

## I.4. Présentation de la structure

L'objectif global du projet de construction parasismique est de définir une structure capable de subir les déformations engendrées par l'action sismique sans s'effondrer. Cet objectif peut être atteint par une structure mixte de voiles et portiques.

- ❖ **L'ossature** : étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 17m. l'ossature de notre bâtiment est constituée d'une structure mixte formée de portiques et de voiles avec interaction. (**RPA art 3.4.A.1.a**)
- ❖ **Les planchers** : sont des éléments principaux horizontaux constitués de corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
- **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

**I.5. Sol d'assise**

- L'ouvrage appartient au groupe d'usages 2 selon l'RPA 99 version 2003.
- Le sol du site est constitué d'une couche de remblai d'épaisseur entre 2,5 à 3 m, des argiles sableuse, graveleuse et alluvion.
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1,35$  bars.
- Profondeur d'ancrage  $D \geq 4m$ . annexe [I]

**I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux****I.6.1. Béton**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL), Le béton doit présenter les avantages suivants :

- ✓ Une bonne résistance à la compression.
- ✓ Une bonne résistance aux feux.

**➤ Caractéristiques du béton****– Résistance mécanique à la compression  $f_{cj}$** 

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm. Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (} j \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{CBA (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,93 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (} j > 28 \text{ jours)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de  $j$ , on a :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25$  MPa

**– Résistance à la traction  $f_{tj}$** 

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25$  MPa donc  $f_{t28} = 2,1$  MPa

**– Contrainte limite à l'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A .4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les situations durables ou transitoire} \\ 1,15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Et :

- ✓  $\theta = 1$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action  $>24\text{h}$ .
- ✓  $\theta = 0,9$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- ✓  $\theta = 0,8$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action  $<1\text{h}$ .

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 ( $q = 0,85$ ).

#### – Contrainte limite à l'ELS

Elle consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

#### – Diagramme des contraintes-déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

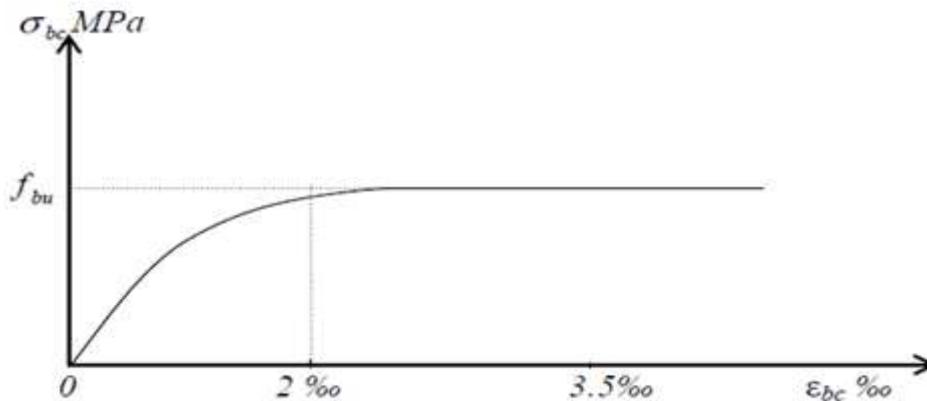


Figure I.1. Diagramme contraintes-déformation.

Le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

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

3,5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$   $f_{bc} = 0,25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc})$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

– **Module de déformation longitudinale du béton**

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  CBA93 (Article A.2.1.2.2)
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  CBA93 (Article A.2.1.2.1)
- Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on les deux :  $E_{ij}$  et  $E_{vj}$ .

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

### I.6.2. L'acier

Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$  et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

➤ **Caractéristiques mécaniques des aciers**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité  $f_e$  :

➤ **ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad \text{Avec : } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

Avec :  $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$  tels que  $\varepsilon_s$  : Allongement relatif.

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité. 
$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour le cas courant.} \\ 1 & \text{pour le cas accidentelle.} \end{cases}$$

Pour le cas de ce projet : 
$$\sigma_s = \begin{cases} 384 \text{ MPa} & \text{pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **ELS :** **BAEL91** (article A.4.5.2)

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

- Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

- Cas 2 : fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} \text{ [MPa]}$$

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

- Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{0,5 f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\} \text{ [MPa]}$$

Avec :  $\eta$  (Coefficient de fissuration)

$\eta = 1,6$  : pour les hautes adhérences.

$\eta = 1$  : pour les ronds lisses.

– **Principales armatures utilisées**

**Tableau I.1.**  $f_e$  en fonction du type d'acier.

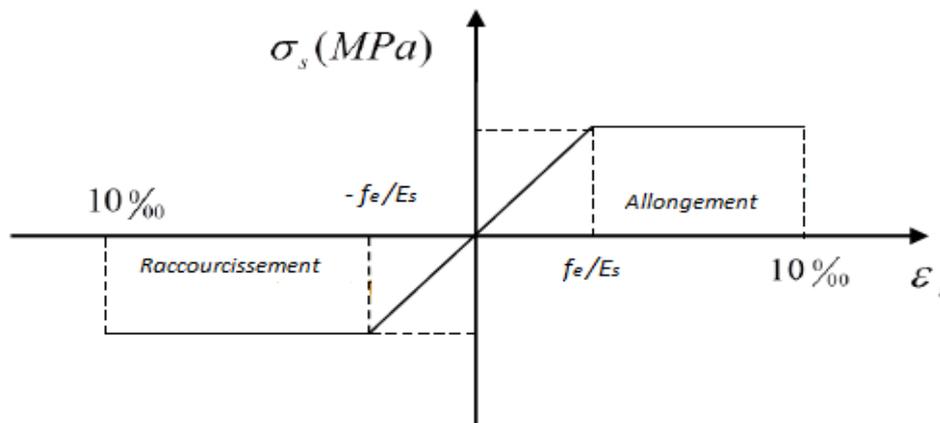
	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 210000$  MPa.

– **Diagramme des contraintes déformations pour les aciers**

Le diagramme se compose de deux parties : *CBA93 (article A.2.2.2)*

- Droite de Hook  $\sigma = E_s \epsilon$  de pente  $E_s = 2,1 \times 10^5$  MPa indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).



**Figure I.2.** Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

**I.7. Actions et sollicitations : CBA93 (article A.3.1.1)**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges accidentelles.

➤ **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

➤ **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

➤ **Actions accidentelles ( $F_A$ ) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

### I.8. Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions. On note par :

$G_{max}$  : Ensemble des actions permanentes défavorables.

$Q_{min}$  : Ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Autres actions variables dites d'accompagnement.

❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU : BAEL91 (article. A.3.3.21)

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3 \times \psi_{0i}Q_i$$

Généralement  $\gamma_{Q_i} = 1,5$

❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS : BAEL91 (article. A.3.3.22)

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i}Q_i$$

❖ Sollicitations accidentelles :  $G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{21}Q_i$

$F_A$  : Valeur de l'action accidentelle.

$\Psi_1 \Psi_2$  : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

### I.9. Les combinaisons d'action

RPA99/2003 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

➤ Situation durable :  $\begin{cases} ELU & 1,35G + 1,5Q \\ ELS & G + Q \end{cases}$

➤ Situation accidentelles :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases}$

**I.10. Les règlements et les normes utilisés**

- BAEL 91.
- CBA 93.
- RPA 99 version 2003.
- Les différents DTR.

**I.11. Conclusion**

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .
- La résistance à la traction  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ .
- $E_{i28} = 32164,20\text{ MPa}$ .
- $E_{v28} = 10818,86\text{ MPa}$ .
- $f_e = 400\text{ MPa}$ .

# Chapitre II

## Prédimensionnement

## II.1. Introduction

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction, le pré dimensionnement est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Chaque élément de la structure est conforme au règlement.

Les dimensions des éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99/2003, BAEL 91 et CBA 93. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance.

## II.2. Plancher

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

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

### II.2.1. Planchers à corps creux

Il est composé de corps creux, poutrelles et d'une dalle de compression reposant sur 3 ou 4 appuis, les charges permanentes et les surcharges d'exploitation sont transmises aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) il joue un rôle pour séparer les niveaux ou les étages d'un bâtiment, Ils servent aussi comme un d'isolation thermique et phonique.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$L_{max}$  : Longueur maximal dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{455 - 30}{22,5} = 18,88cm$$

$$h_t \geq 18,88cm$$

On va opter pour une hauteur :  $h_t = 16 + 4 = 20cm$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :  $h_t = \begin{cases} 16cm & \text{l'épaisseur de corps creux.} \\ 4cm & \text{dalle de compression.} \end{cases}$

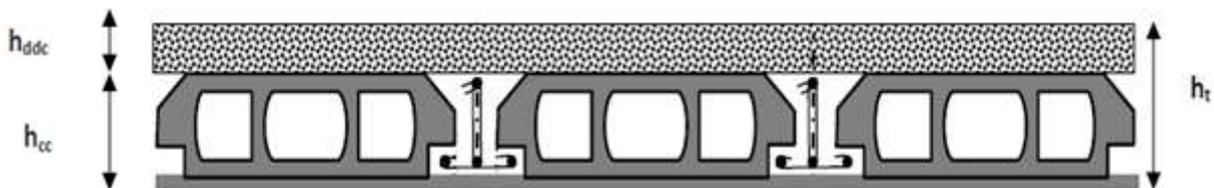


Figure II.1. Plancher à corps creux.

### II.2.2. Plancher dalle pleine

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

- **Résistance au feu : (CBA93)**

- $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis perpendiculaires :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$   
Avec :  $\rho \leq 0,4$
- Dalle reposant sur un seul appui ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$   
Avec :  $\rho \leq 0,4$

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

On calcule la dalle pleine la plus défavorable :

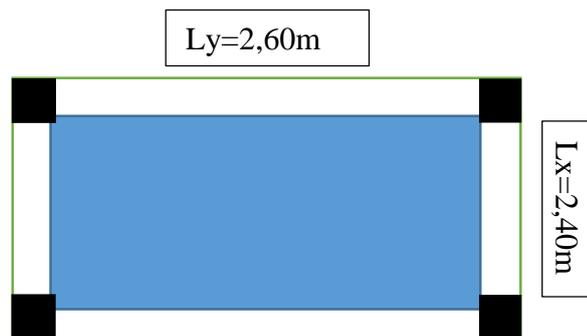
- ❖ **Plancher du RDC : dalle sur 4 appuis**  $\rho = 0,92 > 0,4$

On a :

$$L_x = 240\text{cm} ; L_y = 260\text{cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies \frac{240}{45} \leq e \leq \frac{240}{40}$$

$$5,33\text{cm} \leq e \leq 6\text{cm}$$



**Figure II.2.** Dalle pleine sur 4 appuis pour le RDC.

L'épaisseur obtenue par la condition de résistance à la flexion est très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur :

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

❖ **Dalle sur trois appuis :**

On a :  $L_x = 110\text{cm}$  ;  $L_y = 121\text{cm}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40}$$

$$2,44\text{cm} \leq e \leq 2,75\text{cm}$$

L'épaisseur obtenue par la condition de résistance à la flexion est très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur :

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

❖ **Dalle sur deux appuis :**

On a :  $L_x = 130\text{cm}$  ;  $L_y = 205\text{cm}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40}$$

$$2,88\text{cm} \leq e \leq 3,25\text{cm}$$

L'épaisseur obtenue par la condition de résistance à la flexion est très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur :

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

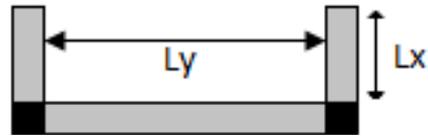


Figure II.3. Dalle pleine sur trois appuis.

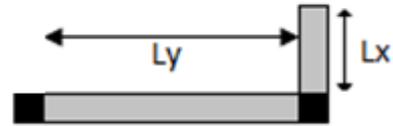


Figure II.4. Dalle pleine sur deux appuis.

**II.3. Les poutrelles**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres principales.

$h_t$  : Hauteur du plancher ( $h_t = 20\text{ cm}$ ).

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4\text{ cm}$ ).

$b_0$  : Largeur de la nervure.

Tel que :  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times h_t$

On opte pour :

$$b_0 = 10\text{cm}$$

$b$  : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[ \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{CBA93 (Article A.4.1.3)}$$

❖  $L_x$  : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

❖  $L_y$  : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à  $L_x$ .

➤  $L_x = 55\text{ cm}$

➤  $L_y = 420\text{ cm}$

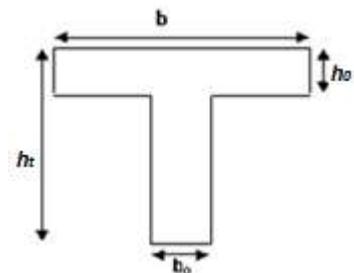


Figure II.5. Représentation schématique d'une poutrelle.

$$\frac{b-10}{2} \leq \min \left[ \frac{55}{2} ; \frac{420}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

On opte pour :  $b = 65\text{cm}$

## II.4. Les poutres

### II.4.1. Les poutres principales

Leurs dispositions est perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est comme suite :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad L_{max}: \text{Portée maximale entre nus d'appuis deux poutres principales.}$$

$$\text{On a : } \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10}$$

$$\Rightarrow 33,66\text{cm} \leq h \leq 50,5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

#### ✓ Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99/2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\ h/b = 1,33 < 4 \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions du RPA sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

### II.4.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

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

$$\text{On a : } \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

#### ✓ Vérifications :

Selon les recommandations du **RPA 99/03**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 > 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ h/b = 1,16 < 4 \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

Toutes les conditions du RPA sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

### II.4.3. Les poutres de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceignent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de de chaque refend. Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale  $h \geq 15$  cm.
- Largeur minimale  $b \geq 2/3$  de l'épaisseur du mur.

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage pour :

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

$$L_{max} = 4,50 \text{ m}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

On opte :

$$(b \times h) = (25 \times 30)\text{cm}^2$$

### II.5. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

On a :

$$H=80\text{cm}$$

$$S=0,12125\text{m}^2$$

$$G=25 \times 0,12125=3,03\text{KN/ml}$$

S : surface de la section de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

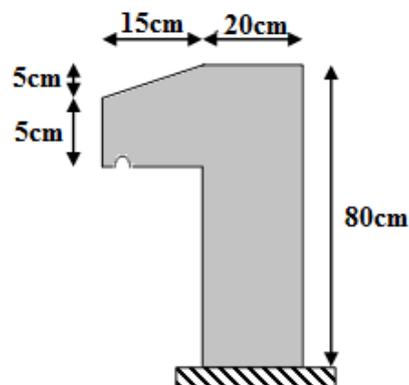


Figure II.6. Représentation d'un acrotère.

Tableau II.1. Prédimensionnement d'un acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G total (KN/ml)
80	(10-20)	0,12125	3,03	0,20	3,23

La charge totale estimée est :  $G = 3,23$  KN/ml

La charge d'exploitation est :  $Q = 1,00$  KN/ml DTR B.C.2.2.

### II.5.1. Les voiles

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

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

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

$L$  : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/03 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{20}; 15\right) \text{cm}$$

➤ Pour les étages courant :

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{269}{20}; 15\right) \text{cm} \Rightarrow e \geq \text{Max}(13,45; 15) \text{cm}$$

➤ Pour le RDC :

$$e \geq \text{Max}(16; 15) \text{cm}$$

➤ Pour le sous-sol :

$$e \geq \text{Max}(14,3; 15) \text{cm}$$

Pour la cage d'ascenseur :

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

On adopte Alors :

$$\text{Pour tous les voiles une épaisseur de : } e = 20 \text{cm} \Rightarrow L \geq 80 \text{cm}$$

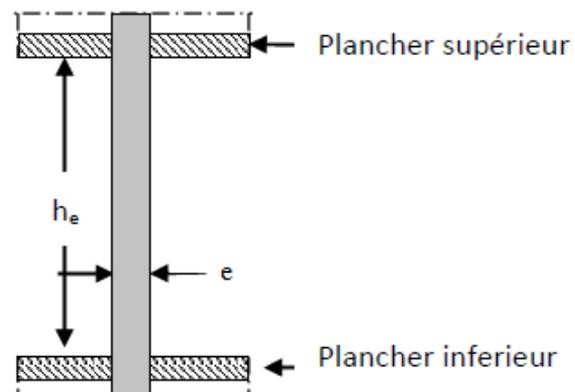


Figure II.7. Coupe vertical d'un voile.

**II.6. Les escaliers**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Un escalier est caractérisé par les paramètres suivant :

- (1) : épaisseur de palier de repos (e).
- (2) : longueur projetée de la volée ( $L_0$ ).
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse ( $\alpha$ ).
- (7) : emmarchement.

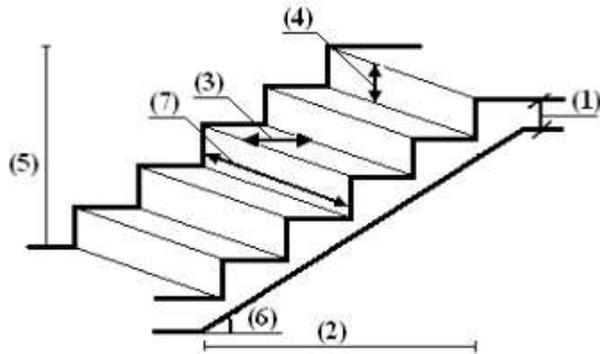


Figure II.8. Escaliers.

**II.6.1. Dimensionnement**

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**.

$$59 \leq 2h+g \leq 64$$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{cases} \dots\dots(01)$$

Tel que :  $\begin{cases} h : \text{hauteur de la contre marche} \\ H : \text{hauteur de la volée.} \\ L_0 : \text{longueur de la volée} \\ n : \text{nombre de contre marche.} \\ g : \text{le giron.} \end{cases}$

Soit :  $g+2h=64\text{cm} \dots\dots\dots (02)$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation :  $64n^2-(64+2H+L)n+2H=0$ .

**II.6.2. Les différents types d'escaliers**

En fonction du nombre de volées, nous avons définis deux types d'escalier : escalier a deux volées et escalier a une seule volée.

1<sup>er</sup> Type (deux volées) :

➤ Pour le RDC :

Volée 1 :

- Calcul du nombre de marches et de contre marches :

$$\text{On a : } \begin{cases} L_0 = 300\text{cm} \\ H = 187\text{cm} \end{cases}$$

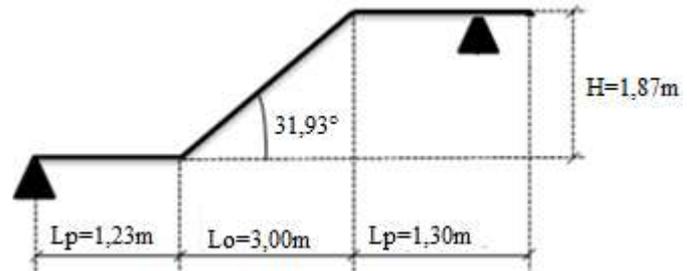


Figure II.9. Escalier a deux volées différentes.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 187 + 300)n + 2 \times 187 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 11$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 10$ .

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{300}{10} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{187}{11} = 17\text{cm}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{187}{300} \Rightarrow \alpha = 31,93^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est :  $L = L_V + L_{P1} + L_{P2}$

$L_V$  : Longueur de la volée.

$L_{P1}$  : Longueur de palier de départ.

$L_{P2}$  : Longueur de palier de repos.

$$L = L_{P1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{P2}$$

$$L = 1,23 + \sqrt{3^2 + 1,87^2} + 1,30 = 6,06\text{m} \Rightarrow L = 6,06\text{m}$$

On a :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{606}{30} \leq e \leq \frac{606}{20} \Rightarrow 20,2\text{cm} \leq e \leq 30,3\text{cm}$$

On prend :

$$e = 21\text{cm}$$

**Volée 2 :**

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

$$\text{On a : } \begin{cases} L_0 = 240\text{cm} \\ H = 153\text{cm} \end{cases}$$

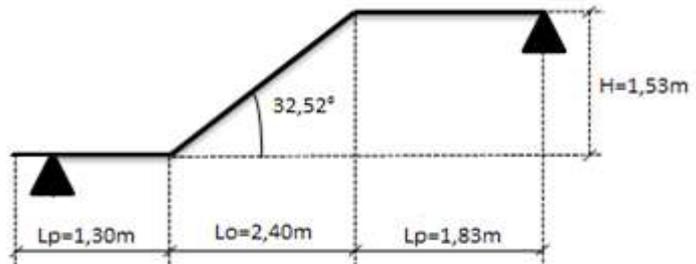


Figure II.10. Escalier a deux volées différentes.

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

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

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

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

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan(\alpha) = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est :  $L = L_V + L_{P1} + L_{P2}$

$L_V$  : Longueur de la volée.

$L_{P1}$  : Longueur de palier de départ.

$L_{P2}$  : Longueur de palier de repos.

$$L = L_{P1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{P2}$$

$$L = 1,3 + \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,83 = 5,97\text{m} \Rightarrow L = 5,97\text{m}$$

On a :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{597}{30} \leq e \leq \frac{597}{20} \Rightarrow 19,9\text{cm} \leq e \leq 29,85\text{cm}$$

On prend :

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

➤ Pour les étages courants :

Volée 1 :

- Calcul du nombre de marches et de contre marches :

$$\text{On a : } \begin{cases} L_0 = 210\text{cm} \\ H = 136\text{cm} \end{cases}$$

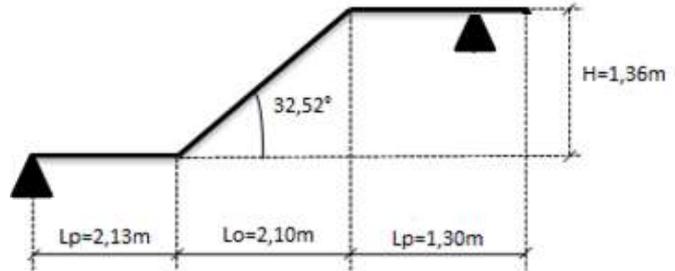


Figure II.11. Escalier a deux volées différentes.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 8$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 7$ .

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

$$g = \frac{210}{7} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{136}{8} = 17\text{cm}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est :  $L = L_V + L_{P1} + L_{P2}$

$$L = 2,13 + \sqrt{2,10^2 + 1,36^2} + 1,30 = 5,93\text{m} \Rightarrow L = 5,93\text{m}$$

On a :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{593}{30} \leq e \leq \frac{593}{20} \Rightarrow 19,76\text{cm} \leq e \leq 29,65\text{cm}$$

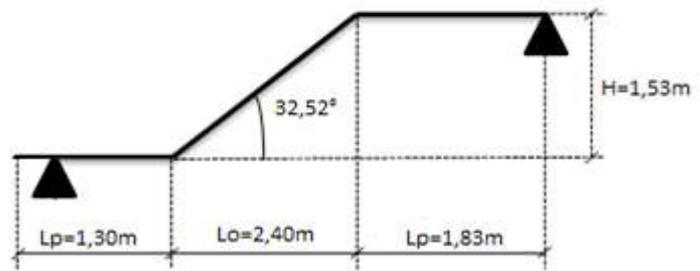
On prend :

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

**Volée 2 :**

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

On a :  $\begin{cases} L_0 = 240cm \\ H = 153cm \end{cases}$



**Figure II.12.** Escaliers à deux volées différentes.

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

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 8$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 7$ .

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

$$g = \frac{240}{8} = 30cm$$

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

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan(\alpha) = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$L = L_{P1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{P2}$$

$$L = 1,30 + \sqrt{2,40^2 + 1,53^2} + 1,83 = 5,97m \Rightarrow L = 5,97m$$

On a :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{597}{30} \leq e \leq \frac{597}{20} \Rightarrow 19,9cm \leq e \leq 29,85cm$$

On prend :

$$e = 20cm$$

**2<sup>ème</sup> Type (une seule volée) :**

- **Pour le sous-sol :**

**Volée 1**

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

On a :  $\begin{cases} L_0 = 360\text{cm} \\ H = 234\text{cm} \end{cases}$

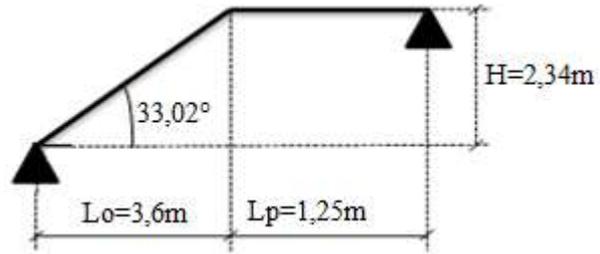


Figure II.13. Escalier à une seule volée.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 234 + 360)n + 2 \times 234 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 13$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 12$ .

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

$$g = \frac{360}{12} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{234}{13} = 18\text{cm}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{234}{360} \Rightarrow \alpha = 33,02^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$L = L_{P1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{P2}$$

$$L = 0 + \sqrt{3,6^2 + 2,34^2} + 1,25 = 6,5\text{m} \Rightarrow L = 5,54\text{m}$$

On a :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{554}{30} \leq e \leq \frac{554}{20} \Rightarrow 18,46\text{cm} \leq e \leq 27,7\text{cm}$$

On prend :

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

Volée 2 :

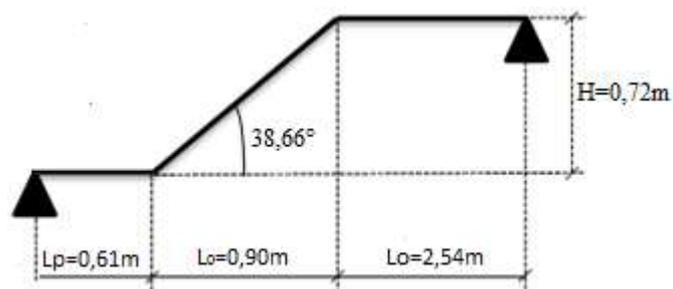


Figure II.14. Schéma statique d'escalier volée 2.

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

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 72 + 90)n + 2 \times 68 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

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

$$g = \frac{90}{3} = 30cm$$

$$h = \frac{72}{4} = 18cm$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan(\alpha) = \frac{72}{90} \Rightarrow \alpha = 38,66^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$L = L_{P1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{P2}$$

$$L = 0,61 + \sqrt{0,72^2 + 0,90^2} + 2,54 = 4,3m \Rightarrow L = 4,3m$$

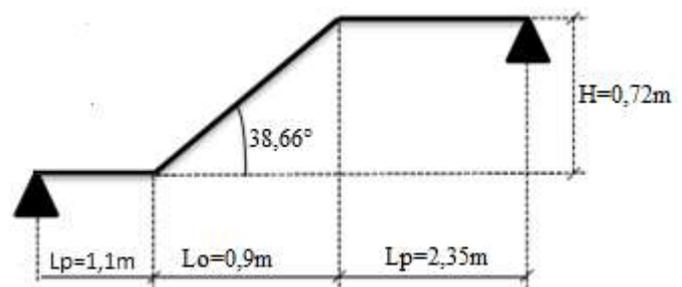
On a :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{430}{30} \leq e \leq \frac{430}{20} \Rightarrow 14,33cm \leq e \leq 21,5cm$$

On prend :

$$e = 16cm$$

**Volée 3 :**



**Figure II.15.** Schéma statique d'escalier volée 3.

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

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 72 + 90)n + 2 \times 72 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

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

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

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

$$g = \frac{90}{3} = 30cm$$

$$h = \frac{72}{4} = 18cm$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan(\alpha) = \frac{72}{90} \Rightarrow \alpha = 38,66^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$L = L_{P1} + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_{P2}$$

$$L = 1,1 + \sqrt{0,9^2 + 0,72^2} + 2,35 = 4,60m \Rightarrow L = 4,60m$$

On a :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{460}{30} \leq e \leq \frac{460}{20} \Rightarrow 15,33cm \leq e \leq 23cm$$

On prend :

$$e = 16cm$$

## II.7. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'usage des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

Notre cas est un bâtiment (R+7+un entre sol) à usage d'habitation et commercial pour cela on adopte un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur : annexe (V)

L : Longueur de l'ascenseur.

l : Largeur de l'ascenseur.

H : Hauteur de l'ascenseur.

$f_c$  : Charge due à la cuvette = 102KN.

$D_m$  : Charge due à l'ascenseur = 82KN.

$P_m$  : Charge due à la salle des machines = 15KN.

La charge nominale est de : 630kg.

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

**II.8. Poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul à l'ELU en compression simple, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera le plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone (IIa) :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \quad \text{Tel que : } \begin{cases} h_e : \text{Hauteur libre d'étage.} \\ h_e : 3,40\text{m pour le RDC et } 3,06\text{m pour le sous - sol.} \\ h_e : 2,89\text{m pour les étage courant.} \end{cases}$$

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- Pour le sous-sol et RDC :  $(a \times b) = (50 \times 50)\text{cm}^2$
- Pour les étages (1, 2, 3) :  $(a \times b) = (45 \times 45)\text{cm}^2$
- Pour les étages (4,5, 6) :  $(a \times b) = (40 \times 40)\text{cm}^2$
- Pour l'étage 7 :  $(a \times b) = (35 \times 35)\text{cm}^2$

**II.9. Evaluation des charges et surcharges**

➤ **Plancher étage courant**

**Tableau II.2.** Évaluation des charges du plancher étage courant.

N°	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0,40
2	Murs intérieurs	10	1
3	Mortier de pose	2	0,40
4	Lit de sable	2	0,36
5	Plancher à corps creux (16+4)	20	2,85
6	Enduit de plâtre	2	0,20
			$\Sigma = 5,21$

$Q = 1,5\text{Kn/m}^2$  ..... (Habitation).

$Q = 5\text{Kn/m}^2$  ..... (Commerce).

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau II.3.** *Evaluation des charges (plancher Terrasse inaccessible).*

N°	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	4	0,80
2	Etanchéité multicouche	2	0,12
3	Isolation thermique (liège)	4	0,16
4	Forme de pente	5	1,1
5	Plancher à corps creux (16+4)	20	2,85
6	Enduit de plâtre	2	0,20
			<b>Σ = 5,23</b>

$Q_{pi} = 1Kn/m^2$

➤ **Dalle pleine :**

**Tableau II.4.** *Évaluation des charges du plancher étage commerce.*

N°	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0,40
2	Mortier de pose	2	0,40
3	Sable fin	2	0,36
4	Dalle pleine	15	3,75
5	Enduit de ciment	1	0,2
			<b>Σ = 5,11</b>

$Q = 5Kn/m^2$ ..... (Plancher commerce).

$Q = 2,5Kn/m^2$ ..... (Autour de l'ascenseur).

$Q = 1,5 Kn/m^2$ .....(Habitation)

➤ Murs extérieurs

**Tableau II.5.** Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

<i>N° des parois</i>	<i>Description</i>	<i>Epaisseur "e" (cm)</i>	<i>Poids "G"(KN/m<sup>2</sup>)</i>
1	<b>Enduit ciment extérieur</b>	<b>2</b>	<b>0,36</b>
2	<b>Brique creuse de 15 cm</b>	<b>15</b>	<b>1,30</b>
3	<b>Lame d'air</b>	<b>5</b>	<b>/</b>
4	<b>Brique creuse de 10 cm</b>	<b>10</b>	<b>0,90</b>
5	<b>Enduit plâtre intérieur</b>	<b>2</b>	<b>0,20</b>
			<b>Σ = 2,76</b>

➤ Palier

**Tableau II.6.** Évaluation des charges du palier.

<i>N° des parois</i>	<i>Description</i>	<i>Epaisseur "e" (cm)</i>	<i>Poids "G"(KN/m<sup>2</sup>)</i>
1	<b>Revêtement en carrelage</b>	<b>2</b>	<b>0,40</b>
2	<b>Mortier de pose</b>	<b>2</b>	<b>0,40</b>
3	<b>Poids de la dalle</b>	<b>20</b>	<b>5</b>
4	<b>Enduit de plâtre</b>	<b>2</b>	<b>0,20</b>
			<b>Σ=6</b>

$Q = 2,5kn/m^2$

➤ Volée type 1

**Tableau II.7.** Évaluation des charges de la volée type 1.

<i>N° des parois</i>	<i>Description</i>	<i>Epaisseur "e" (cm)</i>	<i>Poids "G"(KN/m<sup>2</sup>)</i>
1	<b>Carrelage horizontale</b>	<b>2</b>	<b>0,40</b>
2	<b>Carrelage verticale</b>	<b>2</b>	<b>0,23</b>
3	<b>Mortier de pose</b>	<b>2</b>	<b>0,40</b>
4	<b>Lit de sable</b>	<b>2</b>	<b>0,36</b>
5	<b>Marches</b>	<b>17</b>	<b>1,87</b>
6	<b>Paillasse</b>	<b>20</b>	<b>5,92</b>
7	<b>Enduit de plâtre</b>	<b>1,5</b>	<b>0,15</b>
			<b>Σ=9,33</b>

$Q = 2,5kn/m^2$

Tableau II.8. . Évaluation des charges de la volée type 1.

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G"(KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage horizontale	2	0,40
2	Carrelage verticale	2	0,23
3	Mortier de pose	2	0,40
4	Lit de sable	2	0,36
5	Marches	17	1,87
6	Paillasse	21	6,18
7	Enduit de plâtre	1,5	0,15
			Σ=9,59

$$Q = 2,5kn/m^2$$

➤ Volée type 2 :

Tableau II.9. Évaluation des charges de la volée 1.

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G"(KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage horizontale	2	0,40
2	Carrelage verticale	2	0,23
3	Mortier de pose	2	0,40
4	Lit de sable	2	0,36
5	Marches	18	1,98
6	Paillasse	20	5,96
7	Enduit de plâtre	1,5	0,15
			Σ=9,48

$$Q = 2,5kn/m^2$$

Tableau II.10. Évaluation des charges de la volée 2 et 3.

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids "G"(KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage horizontale	2	0,40
2	Carrelage verticale	2	0,23
3	Mortier de pose	2	0,40
4	Lit de sable	2	0,36
5	Marches	18	1,98
6	Paillasse	16	5,12
7	Enduit de plâtre	1,5	0,15
			Σ=8,64

$$Q = 2,5kn/m^2$$

## II.10. La descente de charge

On fixe les sections des poteaux comme suit :

- Pour le sous-sol et RDC :  $(a \times b) = (50 \times 50)cm^2$
- Pour les étages (1, 2, 3) :  $(a \times b) = (45 \times 45)cm^2$
- Pour les étages (4,5, 6) :  $(a \times b) = (40 \times 40)cm^2$
- Pour l'étage 7 :  $(a \times b) = (35 \times 35)cm^2$

Le poteau le plus sollicité est déterminé par la plus grande surface afférente, pour notre cas on prend P1 (poteau centrale).

- **La surface afférente pour la charge permanente et d'exploitation :**

Pour le plancher terrasse et le niveau 7 :  $S = 13,92m^2$

Pour les autres plancher :  $S = 15,01m^2$

- **Les charges et les surcharges :**

- ✓ Plancher terrasse :

$$G = 5,23 \times 13,92 = 72,80KN$$

$$Q = 1 \times 13,92 = 13,92 KN$$

- ✓ Niveau 7 :

$$G = 5,21 \times 13,92 = 72,52 KN$$

$$Q = 1,5 \times 13,92 = 20,88 KN$$

- ✓ Niveau de 6 à 1 :

$$G = 5,21 \times 15,01 = 78,20 KN$$

$$Q = 1,5 \times 15,01 = 22,51 KN$$

- ✓ RDC :

$$G = 5,21 \times 15,01 = 78,20 KN$$

$$Q = 5 \times 15,01 = 75,05KN$$

- **Poids propre des poutres :**

- ✓ Poutre principale :

$$G = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 4,29 = 12,87 KN$$

- ✓ Poutre secondaire :

$$G = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 3,5 = 9,19KN$$

- ✓ Poutre de chaînage (plancher terrasse et niveaux 7) :

$$G = 25 \times 0,3 \times 0,25 \times 2,1 = 3,94 KN$$

$$G_{poutre} = G_{pp} + G_{ps} = 12,87 + 9,19 = 22,06 KN$$

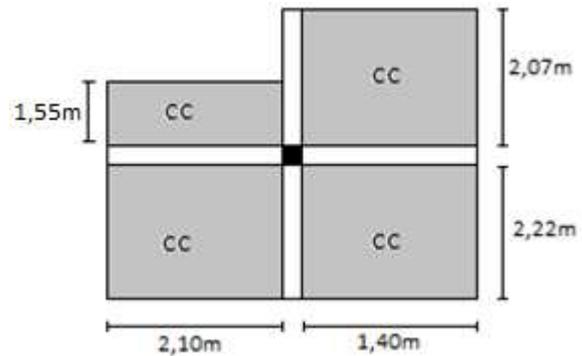


Figure II.16. La surface afférente des niveaux terrasse et 7.

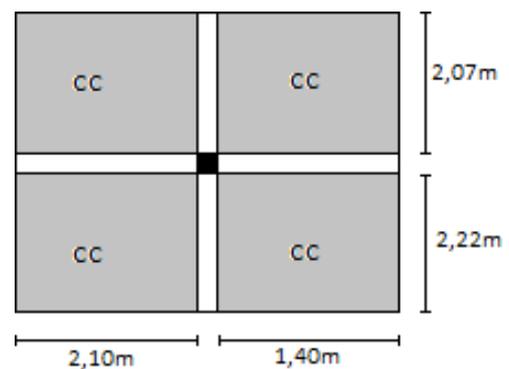


Figure II.17. La surface afférente des autres niveaux.

- **Poids propre des poteaux :**

✓ Pour le sous-sol :  $(a \times b) = (50 \times 50)cm^2 \Rightarrow G = 25 \times 0,50^2 \times 3,06 = 19,12KN$

✓ Pour le RDC :  $(a \times b) = (50 \times 50)cm^2 \Rightarrow G = 25 \times 0,50^2 \times 3,40 = 21,25KN$

✓ Pour les étages (1, 2, 3) :  $(a \times b) = (45 \times 45)cm^2 \Rightarrow G = 25 \times 0,45^2 \times 2,89 = 14,63KN$

✓ Pour les étages (4, 5, 6) :  $(a \times b) = (40 \times 40)cm^2 \Rightarrow G = 25 \times 0,4^2 \times 2,89 = 11,56KN$

✓ Pour l'étage 7 :  $(a \times b) = (35 \times 35)cm^2 \Rightarrow G = 25 \times 0,35^2 \times 2,89 = 8,85KN$

- **Poids des doubles cloisons :**

➤ **Niveau 7 :**

– **Sous poutre principale :**

$$G = 2,76 \times 0,57 \times 2,49 = 3,92 KN$$

– **Sous poutre chaînage :**

$$G = 2,76 \times 1,9 \times 2,59 = 13,58 KN$$

- **Poids de l'acrotère :**

$$G = 3,23 \times 2,67 = 8,62 KN \quad \text{Tel que : } L = 4,5m$$

$$Q = 1 \times 2,67 = 2,67 KN$$

- **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- ❖ **La loi de dégression :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..... n numérotés à partir du sommet du bâtiment. *DTR BC 2.2 (article.6.3)*

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

$$\text{Terrasse : } Q_0 = 16,59 \text{ Kn}$$

$$\text{Etage 07 : } Q_1 = 16,59 + 20,88 = 37,47 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 06 : } Q_2 = 16,59 + 0,95(20,88 + 22,51) = 57,81 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 05 : } Q_3 = 16,59 + 0,9(20,88 + 22,51 \times 2) = 75,90 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 04 : } Q_4 = 16,59 + 0,85(20,88 + 22,51 \times 3) = 91,73 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 03 : } Q_5 = 16,59 + 0,8(20,88 + 22,51 \times 4) = 105,32 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 02 : } Q_6 = 16,59 + 0,75(20,88 + 22,51 \times 5) = 116,66 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 01 : } Q_7 = 16,59 + 0,71(20,88 + 22,51 \times 6) = 127,30 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } Q_8 = 16,59 + 0,69(20,88 + 22,51 \times 6 + 75,05) = 175,97 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau P1 sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.11.** Descente de charge du poteau P1.

niveaux	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	72,80	16,59
	Acrotère	8,62	
	Poutres	22,06	
	Poteau	8,85	
	Poutre de chaînage	3,94	
	<b>Total</b>	<b>116,27</b>	
N2	Venant de N1	116,27	37,47
	Plancher E7	72,52	
	Cloison doubles	17,50	
	Poutres	22,06	
	Poteau	11,56	
	Poutre de chaînage	3,94	
<b>Total</b>	<b>243,85</b>		
N3	Venant de N2	243,85	57,81
	Plancher E6	78,20	
	Poutres	22,06	
	Poteau	11,56	
	<b>Total</b>	<b>355,67</b>	

N4	Venant de N3	355,67	75,90
	Plancher E5	78,20	
	Poutres	22,06	
	Poteau	11,56	
	<b>Total</b>	<b>467,49</b>	<b>75,90</b>
N5	Venant de N4	467,49	91,73
	Plancher E4	78,20	
	Poutres	22,06	
	Poteau	14,63	
	<b>Total</b>	<b>582,38</b>	<b>91,73</b>
N6	Venant de N5	582,38	105,32
	Plancher E3	78,20	
	Poutres	22,06	
	Poteau	14,63	
	<b>Total</b>	<b>697,27</b>	<b>105,32</b>
N7	Venant de N6	697,27	116,66
	Plancher E2	78,20	
	Poutres	22,06	
	Poteau	14,63	
	<b>Total</b>	<b>812,16</b>	<b>116,66</b>
N8	Venant de N7	812,16	127,30
	Plancher E1	78,20	
	Poutres	22,06	
	Poteau	21,25	
	<b>Total</b>	<b>933,67</b>	<b>127,30</b>
N9	Venant de N8	933,67	175,97
	Plancher RDC	78,20	
	Poutres	22,15	
	Poteau	19,12	
	<b>Total</b>	<b>1053,14</b>	<b>175,97</b>

L'effort normal ultime :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1053,14 + 1,5 \times 175,97 = 1685,69 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que  $N_u = 1,1 \times (1,35G + 1,5Q)$

$$\text{Donc } N_u = 1,1 \times 1685,69 = 1854,26 \text{ KN}$$

## II.11. Vérification

### ❖ Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec B : section du poteau}$$

$$B \geq \frac{N_u}{14,16} \Rightarrow B \geq \frac{1854,26 \times 10^{-3}}{14,16} = 0,13 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$B = 0,25 \text{ m}^2 > 0,13 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

**Tableau II.12.** Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	$N_u$	Section	Conditions $B > B \text{ calculé}$		Observation
			B	B calculé	
Sous-sol et RDC	1854,26	50×50	0,25	0,13	Vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	1398,54	45×45	0,2025	0,098	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	819,45	40×40	0,16	0,058	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	200,03	35×35	0,1225	0,014	Vérifiée

### ❖ Vérification au flambement :

D'après le CBA93, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (article B.8.2.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des Armatures.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de béton.

$\alpha$  : Coefficient de fonction de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

#### ❖ Vérification du poteau au RDC

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times (3,4 - 0,4) = 2,1\text{m}$$

$$B = 0,5 \times 0,5 = 0,25\text{m}^2$$

$$I = \frac{0,5 \times 0,5^3}{12} = 5,20 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{5,2 \times 10^{-3}}{0,25}} = 0,144$$

$$\lambda = \frac{2,1}{0,144} = 14,58 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{14,58}{35}\right)^2} = 0,82$$

D'après le **BAEL 91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{1854,26 \times 10^{-3}}{0,82 \times \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,102\text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0,50 - 0,02) \times (0,50 - 0,02) = 0,23\text{m}^2$$

$0,23 > 0,104$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

**Tableau II.13.** Vérifications des poteaux au flambement.

Niveaux	$N_u$	Section	Conditions $B_r > B_r \text{ calculé}$		Observation
			$B_r$	$B_r \text{ calculé}$	
Sous-sol et RDC	1877,46	50×50	0,23	0,102	Vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	1398,54	45×45	0,184	0,077	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	819,45	40×40	0,144	0,045	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	200,03	35×35	0,108	0,011	Vérifiée

## ❖ Vérification de l'effort normal réduit

Selon RPA99/2003 (article 7.1.3.3) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow v = \frac{1,68569}{0,25 \times 25} = 0,27 < 0,3 \text{ Condition vérifiée}$$

**Tableau II.14.** Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées.

Niveau	Section	$v$	Observation
Sous-sol et RDC	50×50	0,27	Vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	45×45	0,25	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	40×40	0,20	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	35×35	0,06	Vérifiée

## II.12. Conclusion

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

- ✓ Plancher corps creux sont des planchers (16+4).
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine est de  $e = 15\text{cm}$ .
- ✓ Poutre principale :  $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$ .
- ✓ Poutre secondaire :  $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$ .
- ✓ Pour le sous-sol et RDC :  $(a \times b) = (50 \times 50)\text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les étages (1, 2, 3) :  $(a \times b) = (45 \times 45)\text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les étages (4, 5, 6) :  $(a \times b) = (40 \times 40)\text{cm}^2$ .
- ✓ Pour l'étage 7 :  $(a \times b) = (35 \times 35)\text{cm}^2$ .
- ✓ Pour les voiles :  $e = 20\text{cm}$ .

# Chapitre III

Les éléments non structuraux

### III.1. Introduction :

Les éléments secondaires (non structuraux) sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie ou en béton. Les éléments à étudier sont : les planchers, l'escalier, l'acrotère et ainsi que l'ascenseur.

### III.2. Etude du plancher

#### III.2.1. Plancher à corps creux

##### ➤ Disposition des poutrelles

Le choix de la disposition dépend de deux critères qui sont :

- ✓ *Critère de la plus petite portée* : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ✓ *Critère de continuité* : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

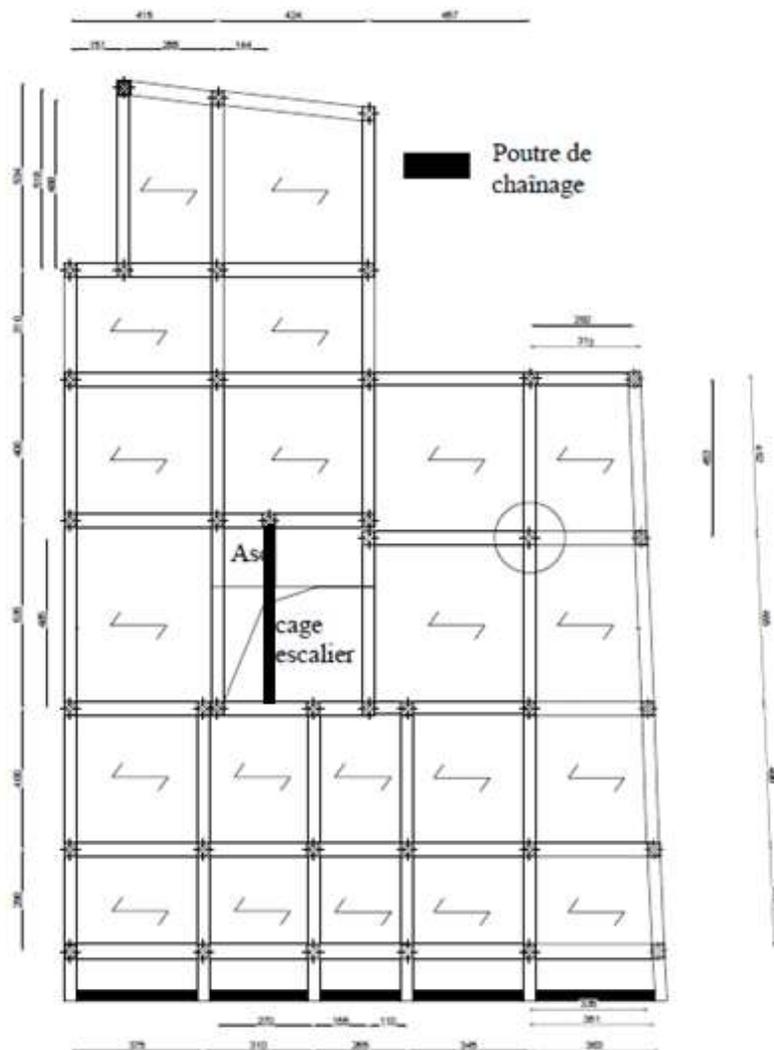


Figure III.1. Disposition des poutrelles étage courant (1, 2, 3, 4, 5).

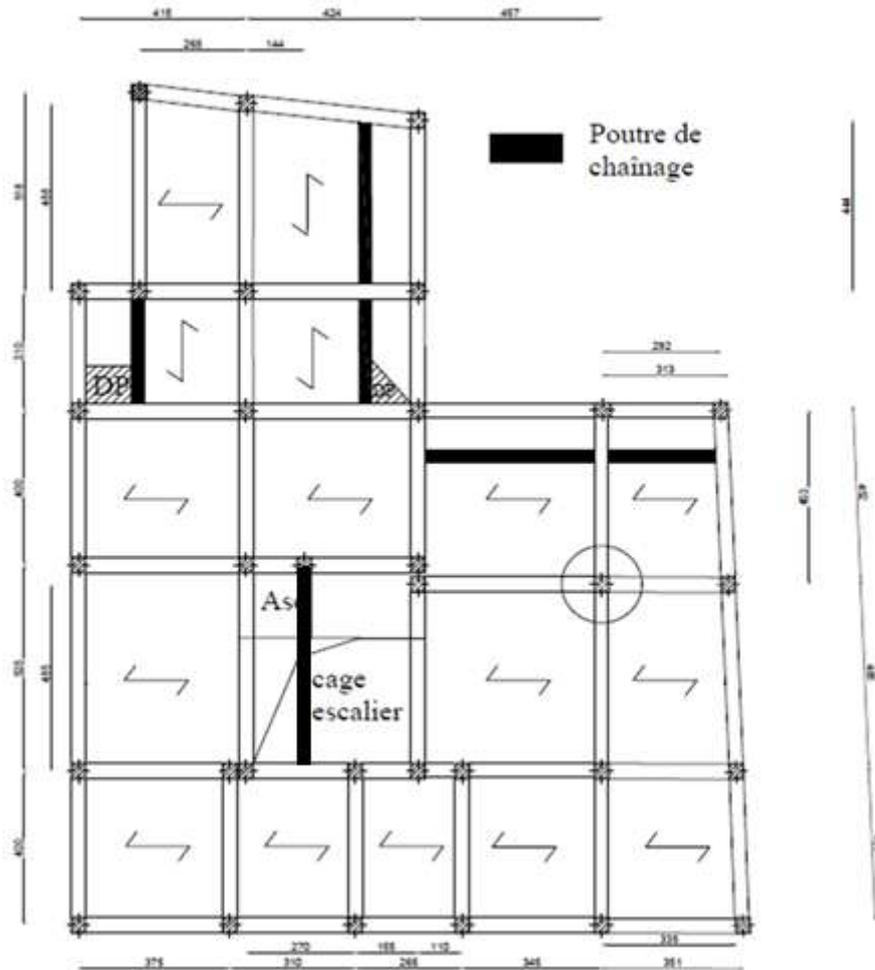


Figure III.2. Disposition des poutrelles pour l'étage 6.

### ➤ Méthode de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode Caquot.

### ❖ La méthode forfaitaire

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- 1<sup>er</sup> Plancher à surcharges modérées :  $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{ Kn/m}^2$
- 2<sup>eme</sup> Le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
- 3<sup>eme</sup> Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- 4<sup>eme</sup> Fissuration peu nuisible.

– **Principe de la méthode forfaitaire : [BAEL 91]**

➤ **Les moments fléchissant :**

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

$M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.

$L_i$  : Portée de la travée.

Les conditions à vérifier sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Avec :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

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.
- $0,15 \times M_0$  : pour les appuis de rive.

➤ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

$$V_0 = \frac{qL}{2}$$

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

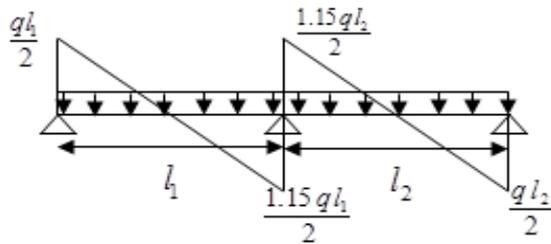


Figure III.3. Effort tranchant sur une poutre sur 2 travées.

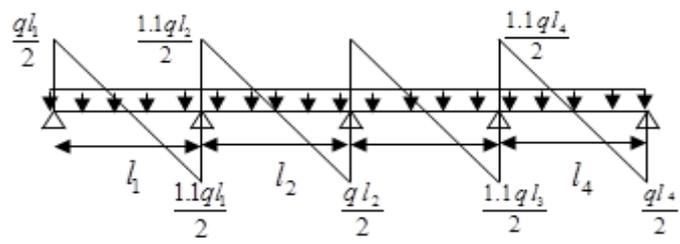


Figure III.4. Effort tranchant sur plusieurs travées.

### ❖ La méthode de Caquot : [BAEL91]

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées, si la 1<sup>er</sup> conditions de la méthode forfaitaire précédente n'est pas vérifiée.

#### ➤ Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$L' = L$  Pour une travée de rive.

$L' = 0,8 \times L$  Pour une travée intermédiaire.

$q_g, q_d$ : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

#### ➤ Moments en travée :

$$M_x = M_0(x) + M_g \times \left[1 - \frac{x}{L}\right] + M_d \times \left[\frac{x}{L}\right] \text{ Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (L - x)$$

$$x = \frac{L_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times L_i}$$

#### ➤ Effort tranchant :

$$V = q \times \frac{L}{2} - q \times x - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

### ❖ Remarque

La méthode de Caquot minorée s'applique pour les planchers à surcharge modérée dont la 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Avec cette méthode, on calcule les moments sur les appuis  $M_a$  de la même manière qu'avec la méthode de Caquot en remplaçant la charge permanente du plancher par :

$$G = \frac{2}{3} G$$

Pour le calcul des moments en travée  $M_t$  et les efforts tranchants, on utilise directement  $G$ .

III.2.1.1. Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.

Types	Schéma statique
1 <sup>er</sup> (commerce)	
2 <sup>eme</sup> (habitation)	
3 <sup>eme</sup> (commerce, habitation)	
4 <sup>eme</sup> (commerce, habitation et terrasse)	
5 <sup>eme</sup> (habitation et terrasse)	
6 <sup>eme</sup> (commerce, habitation et terrasse)	
7 <sup>eme</sup> (commerce, habitation)	
8 <sup>eme</sup> (habitation, étage 6)	
9 <sup>eme</sup> (habitation, étage 6)	
10 <sup>eme</sup> (terrasse)	
11 <sup>eme</sup> (terrasse)	
12 <sup>eme</sup> (commerce)	
13 <sup>eme</sup> (commerce)	

III.2.1.2. Les différentes charges sur les poutrelles :

Tableau III.2. Les différentes charges sur les poutrelles.

Nature	G (kn/m <sup>2</sup> )	Q (kn/m <sup>2</sup> )	ELU 1,35G+1,5Q		ELS G+Q	
			q <sub>u</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (kn/m)	q <sub>s</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	p <sub>s</sub> (kn/m)
Habitation	5,21	1,5	9,28	6,03	6,71	4,36
Terrasse inaccessible	6,33	1	10,04	6,52	7,33	4,76
Commerce	5,21	5	14,53	9,42	10,21	6,63

III.2.1.3. Calcul des sollicitations :

– Exemple illustratif :

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode de Caquot minorée (le type 6) du plancher courant, et les autres types seront résumés dans des tableaux.

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BA.E.L91 artB6.2.21).

- plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,42 ; 5) \text{ KN/m}^2$ .....condition vérifiée.
- le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$   
 $\frac{4,55}{3,15} = 1,44 > 1,25$ .....condition non vérifiée.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

L'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot minorée.

❖ Méthode de Caquot minorée :

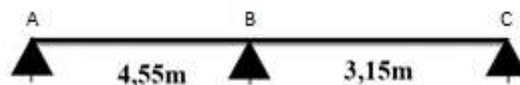


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 5.

$$G' = \frac{2}{3} \times G$$

On a :

$$\begin{cases} G' = 3,47 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} p'_u = 4,51 \text{ KN/m} \\ p'_s = 3,23 \text{ KN/m} \end{cases} \quad P' : \text{ charge sur le plancher.}$$

- **Moments aux appuis :**

- **Appuis de rive :**

$M_A = M_C = 0$ , mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif  $M = -0,15 \times M_0$ . Tel que :

$$M_0 = \frac{p' \times L_{max}^2}{8} ; L_{max} = \max(L_{AB}; L_{BC}) = 4,55 \text{ m}$$

$$M_0^u = \frac{4,51 \times 4,55^2}{8} = 11,67 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = \frac{3,23 \times 4,55^2}{8} = 8,35 \text{ KN.m}$$

**A L'ELU :**  $M_A = M_C = 0$  mais  $M_A = M_C = -0,15 \times 11,67 = -1,75 \text{ KN.m}$

**A L'ELS :**  $M_A = M_C = -1,25 \text{ KN.m}$

- **Appuis intermédiaire**

$$\text{A'ELU : } M_i = -q' \left( \frac{l_g^3 + l_d^3}{8,5(l_g + l_d)} \right)$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_B^u = -4,51 \times \left( \frac{4,55^3 + 3,15^3}{8,5(4,55 + 3,15)} \right) = -8,64 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_B^s = -3,23 \times \left( \frac{4,55^3 + 3,15^3}{8,5(4,55 + 3,15)} \right) = -6,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées:**

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

On a :

$$\begin{cases} G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} p'_u = 6,03 \text{ KN/m} \\ p'_s = 4,36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Travée (AB) :**  $L = 4,55m$

$$\diamond \text{ A L'ELU : } x = \frac{4,55}{2} - \frac{0 - (-8,64)}{6,03 \times 4,55} = 1,96m$$

$$M_{AB}^U = \frac{6,03 \times 1,96}{2} \times (4,55 - 1,96) + 0 + (-8,64) \times \left( \frac{1,96}{4,55} \right) = 11,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^u = 11,59 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \text{ A L'ELS : } x = \frac{4,55}{2} - \frac{0 - (-6,19)}{4,36 \times 4,55} = 1,96m$$

$$M_{AB}^S = \frac{4,36 \times 1,96}{2} \times (4,55 - 1,96) + 0 + (-6,19) \times \left( \frac{1,96}{4,55} \right) = 8,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^s = 8,4 \text{ KN.m}$$

**Travée (BC) :**  $L = 3,15m$

$$\diamond \text{ A L'ELU : } x = \frac{3,15}{2} - \frac{(-8,64) - 0}{6,03 \times 3,15} = 2,03m$$

$$M_{BC}^U = \frac{6,03 \times 2,03}{2} \times (3,15 - 2,03) + (-8,64) \times \left( 1 - \frac{2,03}{3,15} \right) + 0 = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^u = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \text{ A L'ELS : } x = \frac{3,15}{2} - \frac{(-6,19) - 0}{4,36 \times 3,15} = 2,03m$$

$$M_{BC}^S = \frac{4,36 \times 2,03}{2} \times (3,15 - 2,03) + (-6,19) \times \left( 1 - \frac{2,03}{3,15} \right) + 0 = 2,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^s = 2,75 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des Efforts tranchants :**

$$V = V_0 - \left( \frac{M_g - M_d}{L} \right)$$

**Travée (AB) :**  $L = 4,55m$

$$V_A = \frac{6,03 \times 4,55}{2} - \left[ \frac{0 - (-8,64)}{4,55} \right] = 11,82 \text{ KN}$$

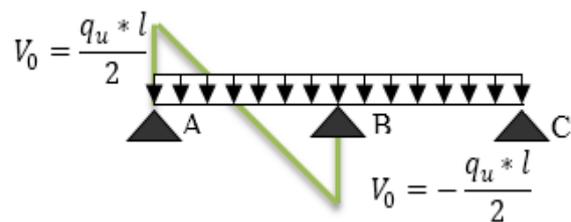
$$V_B = -\frac{6,03 \times 4,55}{2} - \left[ \frac{0 - (-8,64)}{4,55} \right] = -15,62 \text{ KN}$$

**Travée (BC) :**

$L = 3,15m$

$$V_B = \frac{6,03 \times 3,15}{2} - \left[ \frac{(-8,64) - 0}{3,15} \right] = 12,21 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6,03 \times 3,15}{2} - \left[ \frac{(-8,64) - 0}{3,15} \right] = -6,75 \text{ KN}$$



**Figure III.6.** Schéma des efforts tranchants pour deux travées.

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

– **Plancher habitation**

**Tableau III.3.** Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.

types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
Type 2	-7,33	-1,53	10,20	14,54	-5,25	-1,09	7,39
Type 3	-7,78	-1,75	9,39	-14,39	-5,58	-1,25	6,81
Type 4	/	-1,95	12,99	-12,52	/	-1,4	9,39
Type 5	-8,64	-1,75	11,59	-15,62	-6,19	-1,25	8,40
Type 6	-5,03	-1,03	5,89	11,48	-3,61	-0,74	4,27
Type 7	-5,79	-1,19	7,90	-12,86	-4,15	-0,85	5,73
Type 8	-9,92	-2,06	13,78	16,91	-7,11	-1,47	9,98
Type 9	/	-1,08	7,24	9,35	/	-0,78	5,24

– **Plancher terrasse inaccessible :**

**Tableau III.4.** Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	$V_{\text{max}}$ (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
Type 4	/	-1,79	11,97	-11,54	/	-1,3	8,71
Type 5	-7,73	-1,56	10,79	-14,35	-5,58	-1,13	7,87
Type 6	-4,50	-0,92	5,48	-10,54	-3,25	-0,67	4
Type 10	/	-0,73	4,88	-7,37	/	-0,53	3,55
Type 11	-8,37	-1,36	8,72	13,79	-6,05	-0,98	6,36

**Tableau III.5.** Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce.

types	ELU				ELS		
	M <sub>a int</sub> (KN.m)	M <sub>a rive</sub> (KN.m)	M <sub>t max</sub> (KN.m)	V <sub>max</sub> (KN)	M <sub>a int</sub> (KN.m)	M <sub>a rive</sub> (KN.m)	M <sub>t max</sub> (KN.m)
Type 1	-11,59	-3,07	13,55	21,79	-8,06	-2,13	9,6
Type 3	-13,67	-3,07	14,07	-22,90	-9,50	-2,13	9,93
Type 4	/	-3,05	20,34	-19,60	/	-2,14	14,29
Type 6	-8,84	-3,07	8,82	18,27	-6,15	-2,13	6,22
Type 7	-10,17	-2,09	11,90	20,42	-7,07	-1,45	8,40
Type 12	-9,96	-2,49	14,06	-20,37	-7	-1,75	9,88
Type 13	-8,93	-2,23	12,6	-19,28	-6,27	-1,57	8,85

**III.2.1.4. Ferrailages des poutrelles**

- Exemple de calcul plancher habitation :

**Tableau III.6.** Sollicitation maximales pour le calcul du ferrailage.

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	12,99	9,39
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-1,95	-1,4
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-8,64	-6,19
Effort tranchant (KN)	-15,62	

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple.

– **Ferrailages des travées :**

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

$$\checkmark f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} ;$$

$\theta$ : Influence négative de la durée d'application de la charge (durée > 24h  $\Rightarrow \theta = 1$ ).

$$\checkmark M_u = 12,99 \text{ KN.m} : \text{Moment sollicitant de calcul}$$

$$\checkmark d = 0,9 \times h_t = 18 \text{ cm.}$$

$$M_{Tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 12,99 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  { la table de compression n'est pas entièrement comprimée.  
l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h_t$ )

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{12,99 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,043 < 0,186$  (pivot A),  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$
- $\mu_l = 0,8 \times \alpha_l \times (1 - 0,4 \times \alpha_l)$ ,  $\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l}$ ,  $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$ .

Acier FeE400  $\Rightarrow \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3}$ ,  $\alpha_l = 0,668$ ,  $\mu_l = 0,3916$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,043 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0 ; \text{ pas d'armature comprimée}$$

Dans ce cas :  $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10\text{‰}$

La section d'armature en travée est définie par :  $A_T = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$

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

$$\checkmark z = d(1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\checkmark \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055$$

$$\checkmark z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,055)$$

$$\Rightarrow z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_T = \frac{12,99 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,12 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_T = 2,12 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_T = 1,89 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillages aux appuis intermédiaires :**

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

$$M_u = 8,64 \text{ KN.m}$$

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{8,64 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,187 > 0,186$  (pivot B)
- $\mu_l = 0,8 \times \alpha_l \times (1 - 0,4\alpha_l)$ ,  $\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l}$ ;  $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$

Acier FeE400  $\Rightarrow \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3}$ ,  $\alpha_l = 0,668$ ,  $\mu_l = 0,3916$

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,187 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$ , pas d'armature comprimée

La section d'armature en travée est définie par :  $A_T = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$

- ✓  $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- ✓  $z = d(1 - 0,4\alpha)$
- ✓  $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,187}) = 0,26$
- ✓  $z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,26) \Rightarrow z = 0,161 \text{ m}$

$$A_T = \frac{8,64 \times 10^{-3}}{0,161 \times 348} = 1,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_T = 1,54 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Une HA10 est un chapeau et une HA10 filante.

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_T = 1,54 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

– **Ferraillages aux appuis de rives :**

$$M_u = 1,95 \text{ KN.m}$$

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,95 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,042 < 0,186$  (pivot A)
- $\mu_l = 0,8 \times \alpha_l \times (1 - 0,4\alpha_l)$ ,  $\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l}$ ;  $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$

Acier FeE400  $\Rightarrow \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3}$ ,  $\alpha_l = 0,668$ ,  $\mu_l = 0,3916$

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,042 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$ , pas d'armature comprimée

La section d'armature en travée est définie par :  $A_T = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$

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

$$\checkmark z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$\checkmark \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}) = 0,053$$

$$\checkmark z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,053)$$

$$\Rightarrow z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_T = \frac{1,95 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 3,18 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_T = 0,318 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_T = 0,318 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Résumé du ferrailage des différents planchers :

**Tableau III.7.** Ferrailage des poutrelles des planchers d'habitation.

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	12,99	0,043	0,056	0,176	2,12	1,41	2,36 3HA10
Appuis Intermédiaire	-8,64	0,188	0,262	0,161	1,54	0,217	1,57 2HA10
Appuis de rive	-1,95	0,042	0,054	0,176	0,318	0,217	0,79 1HA10

Tableau III.8. Ferrailage de la poutrelle type 8.

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	13,78	0,046	0,059	0,176	2,25	1,41	2,36 3HA10
Appuis Intermédiaire	-9,92	0,216	0,307	0,158	1,81	0,217	1,92 1HA10+1HA12
Appuis de rive	-2,06	0,045	0,057	0,176	0,337	0,217	0,79 1HA10

Tableau III.9. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	11,97	0,040	0,051	0,176	1,95	1,41	2,36 3HA10
Appuis Intermédiaire	-8,37	0,182	0,253	0,161	1,49	0,217	1,92 1HA10+1HA12
Appuis de rive	-1,79	0,048	0,062	0,176	0,362	0,217	0,79 1HA10

Tableau III.10. Ferrailage des poutrelles des planchers commerce.

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	20,34	0,068	0,088	0,173	3,37	1,41	3,39 3HA12
Appuis Intermédiaire	-13,67	0,297	0,453	0,147	2,67	0,217	2,67 1HA12+1HA14
Appuis de rive	-3,07	0,066	0,086	0,173	0,510	0,217	1,13 1HA12

### III.2.1.5. Vérifications à ELU

#### – Vérification au cisaillement :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right] = 3,33 \text{MPa}$$

$$V_u = 15,62 \text{KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{15,62 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,87 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,87 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

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

Il n'y a pas de risque de rupture vis-à-vis du cisaillement.

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

**Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = -2,75 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_l = 3,93 \text{cm}^2 \geq -2,75 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u = 0,45 \text{cm}^2 \quad \text{Avec : } A_l = 3,15 \text{cm}^2$$

$$A_l = 3,15 \text{cm}^2 \geq 0,45 \text{cm}^2$$

❖ **Résumé des vérifications nécessaires pour les sollicitations les plus défavorables**

➤ **En travée :**

**Tableau III.11.** Vérification de l'effort tranchant en travée.

Plancher	$V_u$ (kn)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	14,35	0,79	3,33	Vérifiée
Habitation	15,62	0,87	3,33	Vérifiée
commerce	22,9	1,27	3,33	Vérifiée

**Tableau III.12.** Vérification de l'effort tranchant en travée (type 8).

Plancher	$V_u$ (kn)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Habitation (type 8)	16,94	0,941	3,33	Vérifiée

➤ **En appuis intermédiaire :**

**Tableau III.13.** Vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.

Plancher	$V_u(kn)$	$M_u^a(kn. m)$	$A_l \text{ adoptée}(cm^2)$	$A_l(cm^2)$	Observation
Terrasse inaccessible	14,35	-8,97	4,28	-1,07	Vérifiée
Habitation	15,62	-8,64	3,93	-1,08	Vérifiée
commerce	22,9	-13,67	6,47	-1,76	Vérifiée

**Tableau III.14.** Vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.

Plancher	$V_u(kn)$	$M_u^a(kn. m)$	$A_l \text{ adoptée}(cm^2)$	$A_l(cm^2)$	Observation
Habitation (type 8)	16,94	-9,95	4,62	-1,27	Vérifiée

• **En appuis de rive :**

**Tableau III.15.** Vérification de l'effort tranchant en appuis rive.

Plancher	$V_u(kn)$	$A_l \text{ adoptée}(cm^2)$	$A_l(cm^2)$	Observation
Terrasse inaccessible	14,35	3,15	0,48	Vérifiée
Habitation	15,62	3,15	0,45	Vérifiée
commerce	22,90	4,18	0,66	Vérifiée

**Tableau III.16.** Vérification de l'effort tranchant en appuis rive (type 8).

Plancher	$V_u(kn)$	$M_u^a(kn. m)$	$A_l \text{ adoptée}(cm^2)$	$A_l(cm^2)$	Observation
Habitation (Type 8)	16,94	-2,06	3,15	0,12	Vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{0,275 \times 15,62 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de rupture vis-à-vis du cisaillement.

❖ **Résumé des vérifications nécessaires pour les sollicitations les plus défavorables****Tableau III.17.** Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure.

Plancher	$V_u(kn)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Observation
<b>Terrasse inaccessible</b>	14,35	0,93	3,33	<b>Vérifiée</b>
<b>Habitation</b>	15,62	1,02	3,33	<b>Vérifiée</b>
<b>commerce</b>	22,90	1,49	3,33	<b>Vérifiée</b>

**Tableau III.18.** Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure (type 8).

Plancher	$V_u(kn)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Observation
<b>Habitation (type 8)</b>	16,83	1.1	3,33	<b>Vérifiée</b>

– **Vérification de la bielle :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \end{cases} \Rightarrow V_u \leq 0,267 a b_0 f_{c28}$$

$$\checkmark a = \min[0,9 d ; \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$$

$$\mathbf{A.N : } a = 16,2\text{cm}$$

$$V_u = 15,62 \text{ KN} \leq 108,135 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Résumé des vérifications nécessaires pour les sollicitations les plus défavorables****Tableau III.19.** Vérification de la bielle.

Plancher	$V_u$ (kn)	$0,267 a b_0 f_{c28}$ (kn)	Observation
<b>Terrasse inaccessible</b>	14,35	108,135	<b>Vérifiée</b>
<b>Habitation</b>	15,62	108,135	<b>Vérifiée</b>
<b>commerce</b>	22,90	108,135	<b>Vérifiée</b>

Tableau III.20. Vérification de la bielle (Type 8).

Plancher	$V_u$ (kn)	$0,267 a b_0 f_{c28}$ (kn)	Observation
Habitation (Type 8)	16,94	108,135	Vérifiée

### III.2.1.6. Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- état limite de compression du béton.
- état limite de déformation.

#### ➤ Vérification à l'état limite de compression du béton:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \text{CBA (Art A.5.3.3)}$$

**En travée :**

- ✓ Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = 2,44 \times 10^{-5}m$$

$$H = 2,44 \times 10^{-5}m > 0$$

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

- ✓ Calcul de l'axe neutre y :

Calcul de y :

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

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

Après résolution de l'équation :  $y = 3,91cm$

- ✓ Calcul de I :

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

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 8323,05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,40 \times 10^{-3}}{8323,05 \times 10^{-8}} \times 3,91 \times 10^{-2} = 3,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En appuis :**

✓ Calcul de l'axe neutre y :

Calcul de y :

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

$$5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0$$

Après résolution de l'équation :  $y = 7,15 \text{ cm}$

✓ Calcul de I :

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

$$\Rightarrow I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,19 \times 10^{-3}}{3990,78 \times 10^{-8}} \times 7,15 \times 10^{-2} = 11,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les autres types de plancher.**

✓ **Plancher habitation Types 8**

**Tableau III.21.** Vérification de l'état limite de compression du béton (type 8).

Localisation	$M_{ser}$ [kn. m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	y [cm]	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	10,02	2,36	3,91	8323,05	4,7	15	Vérifiée
En appui	-7,13	1,92	3,57	6982,7	3,65	15	Vérifiée

## ✓ Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.22. Vérification de l'état limite de compression du béton pour le plancher terrasse inaccessible.

Localisation	$M_{ser}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	8,71	2,36	3,91	8323,05	4,09	15	Vérifiée
En appui	-6,05	1,92	3,57	6982,7	3,09	15	Vérifiée

## ✓ Plancher commerce

Tableau III.23. Vérification de l'état limite de compression du béton pour le plancher commerce.

Localisation	$M_{ser}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	14,29	3,39	4,6	11236	5,86	15	Vérifiée
En appui	-9,50	2,67	4,13	9231	4,25	15	Vérifiée

## ✓ Vérification de la flèche

D'après le BAEL91 (Art.6.5) et le CBA93, on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{B_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,043 < 0,054 \text{ condition non vérifiée} \\ 0,013 > 0,01 \text{ condition vérifiée} \\ 4,55m < 8m \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

L'une des conditions n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left( \frac{L}{500} \right) = \frac{4550}{500} = 9,1mm$$

$f_{gv}$ ,  $f_{gi}$  : 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**

$q_{jser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 1,85 \text{ kn/m}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times G = 3,38 \text{ kn/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 4,36 \text{ kn/m}$$

**Remarque :**

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

• **Propriété de la section**

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = 3,91 \text{ cm}$$

✓ Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$v = 5,81 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :

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

$$I_0 = 18517 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)}$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b \times 3b_0) \times \rho} = 3,25 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,3 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

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

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32456,59 \text{MPa}$  ..... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10818,86 \text{MPa}$  ..... Module de déformation longitudinale différée du béton.

– Les contraintes :

$\sigma_s$  : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 65,64 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I_0} = 119,93 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 154,71 \text{MPa}$$

– Inerties fictives ( $I_f$ ) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0,336$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0,561$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,640$$

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

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9,71 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7,2 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6,6 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1,17 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

• Calcul des moments

$$M_{serg} = 0,54 \frac{q_g \times L^2}{8} = 4,72 \text{ kn.m}$$

$$M_{serj} = 0,54 \frac{q_j \times L^2}{8} = 2,58 \text{ kn.m}$$

$$M_{serp} = 0,54 \frac{q_p \times L^2}{8} = 6,09 \text{ kn.m}$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 1,69 \text{ mm} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 4,18 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 5,88 \text{ mm} ; f_{gv} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fvg}} = 7,68 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{pi} - f_{ij} - f_{gi} = 7,68 + 5,88 - 1,69 - 4,18 = 7,68 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 7,68 \text{ mm} < 9,1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Résumé des vérifications de la flèche pour chaque type de plancher**

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher habitation (type 8) :**

**Tableau III.24.** Vérification de la flèche pour plancher habitation (type 8).

$Y$ (mm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)
3,91	8323,05	18517	2,2	5,34	7,48	9,74	9,68	9,88

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible :**

**Tableau III.25.** Vérification de la flèche pour plancher terrasse inaccessible.

$Y$ (mm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)
3,91	8323,05	18517	1,48	3,66	4,64	6,72	6,22	8,5

✓ **Vérifications de la flèche pour plancher commerce :**

**Tableau III.26.** Vérification de la flèche pour le plancher commerce.

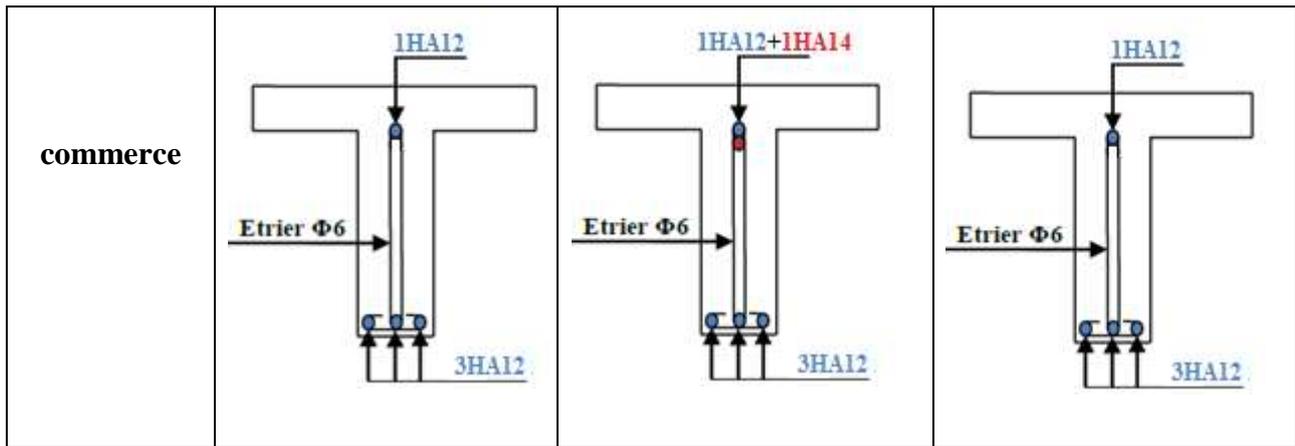
$Y$ (mm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)
3,91	8323,1	20405	1,53	3,37	7,45	6,47	9,01	9,1

Pour tous les types de poutrelles on a les mêmes armatures transversales :

$A_t = \text{étrier HA6} = 0,57 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

Tableau III.27. Schémas de ferrailage des poutrelles.

Plancher	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Type 8			
Habitation			
Terrasse inaccessible			



**III.2.1.7. Ferrailage de dalle de compression**

- Armatures perpendiculaires à la nervure :

Selon le **CBA93** (Art B.6.8.2.3) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures parallèles à la nervure :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après l'article cité ci-dessous les espacements ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5/ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- ✓ 33 cm (3/ml) pour les armatures parallèles aux nervures

D'où on opte pour un treillis à soudés :  $\emptyset_5 150 \times 150$

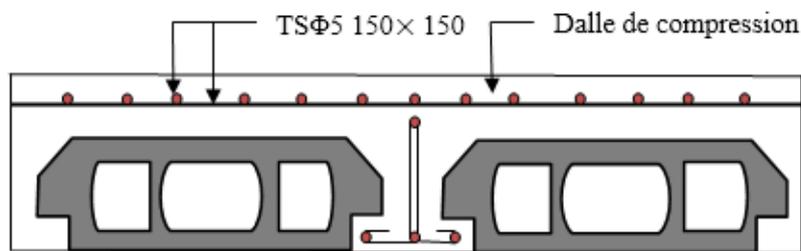


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.2.2. Planchers à dalles pleines**

Pour cette structure, on a trois types de dalles pleines, sur deux et trois appuis  $D_1$  et  $D_2$ .

$D_3$  est une dalle sur trois appuis qui représente la dalle pleine autour de l'ascenseur.  $D_4$  est une dalle sur quatre appuis qui représente le panneau le plus sollicité au niveau du plancher RDC

## III.2.2.1. Etude des dalles

❖ Panneau  $D_1$  :

Dalles sur deux appuis, d'épaisseur 15 cm.

$$G=5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1,5 \text{ KN/m}^2$$

## • Charges sur la dalle :

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- LS :  $q_s = G + Q$
- $L_x = 1,3 \text{ m}$ .
- $L_y = 2,05 \text{ m}$ .

$$\begin{cases} q_u = 9,14 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 6,61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

## • Les moments

## ✓ En travée :

$$\begin{cases} M_0^X = \mu_x \times P_U \times L_x^2 \\ M_0^Y = \mu_y \times M_0^X \end{cases}$$

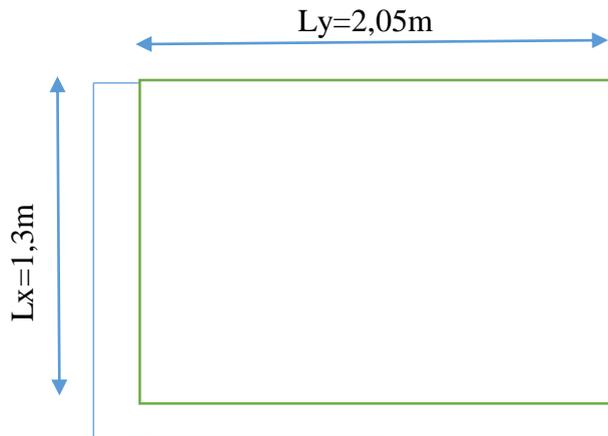


Figure III.8. Dalle sur quatre appuis.

D'après le tableau de l'annexe (II) on a :

$$\begin{cases} ELU : \vartheta = 0 \quad \rho = 0,63 \Rightarrow \mu_x = 0,0779 \text{ et } \mu_y = 0,3338 \\ ELS : \vartheta = 0,2 \quad \rho = 0,63 \Rightarrow \mu_x = 0,0831 \text{ et } \mu_y = 0,5004 \end{cases}$$

Donc :

## ❖ A L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0779 \times 9,14 \times 1,3^2 = 1,2 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 0,3338 \times 1,2 = 0,4 \text{ kn.m} \end{cases}$$

## ❖ A L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0831 \times 6,61 \times 1,3^2 = 0,92 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 0,5004 \times 0,92 = 0,46 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigés :

## • En travée :

## ❖ A L'ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 1,2 = 1,02 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 0,4 = 0,34 \text{ kn.m} \end{cases}$$

## ❖ A L'ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 0,92 = 0,78 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 0,46 = 0,39 \text{ kn.m} \end{cases}$$

## • En appuis de rive

## ❖ A L'ELU :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 1,2 = -0,6 \text{ kn.m}$$

## ❖ A L'ELS :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 0,92 = -0,46 \text{ kn.m}$$

## – Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur  $e = 15\text{cm}$ , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.28. Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis.

En travée					
Sens	$M_t$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	1,02	0,0042	0,005	0,129	0,22
y-y	0,34	0,0014	0,0017	0,129	0,075
En appuis					
Sens	$M_a$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-y	-0,6	0,0025	0,0031	0,129	0,13

## – Condition de non fragilité

## • En travée

## ❖ Sens x-x :

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \left( \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \right) \times (3 - 0,63) \times 100 \times 15 = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A_{cal}$$

On ferraille avec :  $A_{min}$

On adopte : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>/ml

## ❖ Sens y-y

$$A_{min} = \rho \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A_{cal}$$

On ferraille avec :  $A_{min}$

On adopte : 3HA8 = 1,51cm<sup>2</sup>/ml

• **En appuis**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A_{cal}$$

On ferraille avec  $A_{min}$

On adopte : 3HA8 = 1,51cm<sup>2</sup>/ml

– **Espacement des barres**

• **Sens x-x :**

On opte pour  $St = 25\text{cm} < \min(3e, 33\text{cm})$

• **Sens y-y :**

On opte pour  $St = 33 \text{ cm} < \min(4e, 45\text{cm})$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma b} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = 5,11 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = 1,3 \text{ KN}$$

• **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{5,11}{1 \times 0,13} \times 10^{-3} = 0,039 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \text{ Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

✓ **En travée :**

**Tableau III.29.** Vérification des contraintes.

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	Observation
x-x	0,78	2,01	2,51	3844,8	0,51	15	Vérifiée
y-y	0,39	1,51	2,21	2996,8	0,29	15	vérifiée

<b>Appuis x-y</b>	0,46	1,51	2,21	2996,8	0,29	15	<b>vérifiée</b>
-------------------	------	------	------	--------	------	----	-----------------

➤ **Vérification a l'état limite de déformation**

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

$$\begin{cases} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases} \quad \text{BAEL93 (article.IV.10)}$$

- **Sens x-x :**

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} > \max[(0,0375 L_x ; 0,0424 L_x)] = 0,0425 \text{ cm} \\ A_t^x = 2,01 < 6,5 \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Panneau D<sub>2</sub> :**

Dalles sur trois appuis, d'épaisseur 15 cm.

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Charges sur la dalle :**

- L<sub>x</sub> = 1,10m
- L<sub>y</sub> = 1,21m

$$\begin{cases} q_u = 9,14 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 6,61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Les moments :**

$$\text{On a : } l_x = 1,10 \text{ m} > \frac{l_y}{2} = 0,605 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_0^x = \frac{q \times L_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q \times L_y^2}{8} \left( L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{q \times L_y^3}{48} \end{cases}$$

$$\text{ELU } \begin{cases} M_0^x = \frac{9,14 \times 1,21^3}{24} = 0,67 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \frac{9,14 \times 1,21^2}{8} (1,1 - 0,605) + \frac{9,14 \times 1,21^3}{48} = 1,16 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS } \begin{cases} M_0^x = \frac{6,61 \times 1,21^3}{24} = 0,48 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \frac{6,61 \times 1,21^2}{8} (1,1 - 0,605) + \frac{6,61 \times 1,21^3}{48} = 0,84 \text{ kn.m} \end{cases}$$

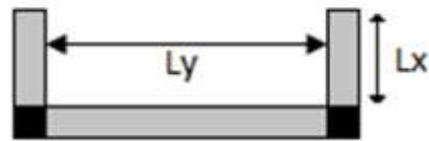


Figure III.9. Dalle sur trois appuis.

## ❖ En travée :

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 0,57 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,99 \text{ kn.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 0,41 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,71 \text{ kn.m} \end{cases}$$

## ❖ Au niveau des appuis :

## – Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -0,58 \text{ kn.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -0,42 \text{ kn.m} \end{cases}$$

## ❖ Effort tranchant :

On a :

$$\rho = \frac{1,1}{1,21} = 0,9 > 0,4$$

Donc :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 2,98 \text{ kn} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 3,28 \text{ kn} \end{cases}$$

## • Ferrailage du panneau

Tableau III.30. Ferrailages de la dalle D<sub>2</sub>.

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
En travée	Selon x	0,57	0,002	0,003	0,129	0,12
	Selon y	0,99	0,004	0,005	0,129	0,22
En appuis	Selon x-y	0,58	0,002	0,003	0,029	0,12

## – Condition de non fragilité :

$$e \geq 15 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e = 1,26 \text{ cm}^2/ml \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1,26 \text{ cm}^2/ml > A_{cal} = 0,12 \text{ cm}^2/ml \text{ Condition non vérifiée} \\ A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2/ml > A_{cal} = 0,22 \text{ cm}^2/ml \text{ condition non vérifiée} \end{cases}$$

On prend :

$$A^x = 1,26 \text{ cm}^2/ml$$

$$A^y = 1,2 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte :

- En travée :  $\begin{cases} A_x = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$
- En appuis :  $A = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Calcul de l'espacement des armatures :

$$L_x : St \leq \min[3e ; 33\text{cm}]$$

On a :

$$St \leq \min[45 ; 33]\text{cm} \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$L_y : St \leq \min[4e ; 45\text{cm}]$$

On a :

$$St \leq \min[60 ; 45]\text{cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification du panneau

❖ A L'ELU

• Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau III.31. Vérification de l'effort tranchant de panneau.

Panneaux	$V_u(\text{kn})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Observation
$D_2$	3,28	0,025	1,16	Vérifiée

❖ A L'ELS

• Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible, on vérifie la contrainte de compression dans le béton.

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

• Sens x-x et y-y :

✓ Calcul de l'axe neutre y :

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

✓ Calcul de I :

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

• En travée

Tableau III.32. Vérification des contraintes du béton en travée.

panneaux	sens	$M_{ser}$ [kn. m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
$D_2$	x-x	0,41	2,01	2,51	3844,8	0,27	15	Vérifier
	y-y	0,71	1,51	2,21	2996,8	0,52	15	

• En appuis :

Tableau III.33. Vérification des contraintes du béton en appuis.

panneaux	$M_{ser}$ [kn. m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
$D_2$	0,42	1,51	2,21	2996,8	3,1	15	vérifier

– Etat limite de déformation du panneau :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 0,15m > 0,047m \\ A_t^x = 2,01cm^2 < 6,5cm^2 \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.2.1.1. Panneau  $D_3$  :

Dalles sur trois appuis, d'épaisseur 15 cm.

G = 5,11 KN/m<sup>2</sup>

Q = 2,5KN/m<sup>2</sup>

• Charges sur la dalle :

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS :  $q_s = G + Q$
- $L_x = 1,30m$
- $L_y = 3,55m$

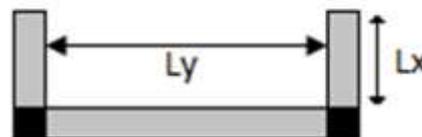


Figure III.10. Dalle sur trois appuis.

$$\begin{cases} q_u = 10,64 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 7,61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Les moments**

On a :  $l_x = 1,40 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1,775 \text{ m}$ . Donc :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{10,64 \times 1,3^2 \times 3,55}{2} - \frac{2 \times 10,64 \times 1,3^3}{3} = 16,34 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{10,64 \times 1,3^3}{6} = 3,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{7,61 \times 1,3^2 \times 3,55}{2} - \frac{2 \times 7,61 \times 1,3^3}{3} = 11,68 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7,61 \times 1,3^3}{6} = 2,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

panneau de rive

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 13,89 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 3,31 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 9,92 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Au niveau des appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x .$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -8,17 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -5,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Appuis de rive :**

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -2,45 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -1,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

On a :

$$\rho = \frac{1,3}{3,55} = 0,37 < 0,4$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \Rightarrow V_u = 6,91 \text{ kn}$$

❖ Ferrailage de panneau  $D_3$  :Tableau III.34. Ferrailages de la dalle  $D_3$ .

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
En travée	Selon x	13,89	0,058	0,074	0,126	3,16
	Selon y	3,31	0,013	0,017	0,129	0,73
En appuis	Selon x-y	-8,17	0,034	0,043	0,127	1,84

## – Condition de non fragilité :

$$e \geq 15cm \text{ et } \rho < 0,4 \Rightarrow A_{min}^x = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_{min}^x = 1,2 \text{ cm}^2/ml \quad \text{Condition vérifiée}$$

## On adopte :

- En travée :  $\begin{cases} A_x = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ A_y = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$
- En appuis :  $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$

## ❖ Calcul de l'espacement des armatures :

## ➤ En travée

$$L_x : St \leq \min[3e ; 33cm]$$

On a :

$$St \leq \min[45 ; 33]cm \Rightarrow St \leq 33cm$$

$$St = \frac{100}{5} = 20cm \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$L_y : St \leq \min[4e ; 45cm]$$

On a :

$$St \leq \min[60 ; 45]cm \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## ➤ En appuis :

$$St = \frac{100}{4} = 25cm$$

– Vérification du panneau :

❖ A L'ELU

- Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{adm} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau III.35. Vérification de l'effort tranchant du panneau.

Panneaux	$V_u(kn)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Observation
$D_3$	6,91	0,053	1,17	Vérifiée

❖ A L'ELS :

- Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible, on vérifiée la contrainte de compression dans le béton.

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

Sens x-x et y-y :

- ✓ Calcul de l'axe neutre y :

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

- ✓ Calcul de I :

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

- En travée

Tableau III.36. Vérification des contraintes du béton en travée.

panneaux	sens	$M_{ser}$ [kn. m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	y [cm]	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
$D_3$	x-x	9,90	3,93	3,36	67426,6	4,96	15	Vérifier
	y-y	2,36	1,51	2,21	29968	1,74	15	

• **En appuis :**

**Tableau III.37.** Vérification des contraintes du béton en appuis.

panneaux	$M_{ser}$ [kn. m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
$D_3$	5,84	2,01	2,5	38448,1	3,82	15	Vérifier

– **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 0,15m > 0,055m \\ A_t^x = 3,93cm^2 < 6,5cm^2 \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Panneau D4 :**

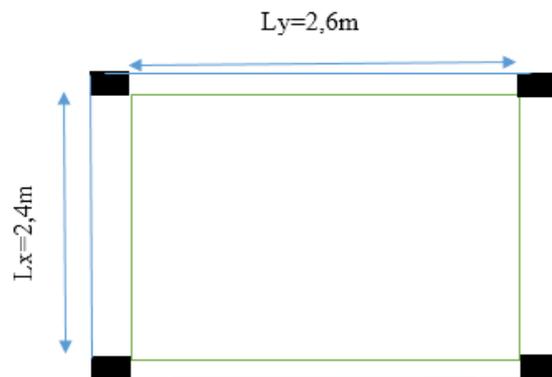
Dalles sur quatre appuis, d'épaisseur 15 cm.

$G = 5,11 \text{ KN/m}^2$

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

• **Charges sur la dalle :**

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS :  $q_s = G + Q$
- $L_x = 2,40m$
- $L_y = 2,60m$



**Figure III.11.** Dalle sur quatre appuis.

$$\begin{cases} q_u = 14,40 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 10,11 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• **Les moments**

✓ **En travée :**

$$\begin{cases} M_0^X = \mu_x \times P_U \times L_x^2 \\ M_0^Y = \mu_y \times M_0^X \end{cases}$$

D'après le tableau de l'annexe (II) on a :

$$\begin{cases} ELU : \vartheta = 0 \quad \rho = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0437 \text{ et } \mu_y = 0,8251 \\ ELS : \vartheta = 0,2 \quad \rho = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0509 \text{ et } \mu_y = 0,8799 \end{cases}$$

❖ A L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0437 \times 14,40 \times 2,4^2 = 3,62 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,8251 \times 3,62 = 2,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ A L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0509 \times 10,11 \times 2,4^2 = 2,96 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,8799 \times 2,96 = 2,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Calcul des moments corrigés :

• En travée :

❖ A L'ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 3,62 = 2,72 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 2,99 = 2,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ A L'ELS :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times 2,96 = 2,22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times 2,60 = 1,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• En appuis intermédiaire :

❖ A L'ELU :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 3,96 = -1,81 \text{ KN.m}$$

❖ A L'ELS :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -0,5 \times 2,96 = -1,48 \text{ KN.m}$$

– Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple pour une bande de largeur 1m et d'épaisseur e= 15cm, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.38. Ferrailage de panneau D4 en travée et en appuis.

En travée					
Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-x	2,71	0,011	0,014	0,129	0,61
y-y	2,24	0,009	0,011	0,129	0,5
En appuis					

Sens	$M_a$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)
x-y	-1,81	0,007	0,009	0,129	0,4

– **Condition de non fragilité**

• **En travée**

❖ **Sens x-x :**

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \left( \frac{8 \times 10^{-4}}{2} \right) \times (3 - 0,92) \times 100 \times 15 = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A_{cal}$$

On ferraille avec :  $A_{min}$

On adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>/ml

❖ **Sens y-y**

$$A_{min} = \rho \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A_{cal}$$

On ferraille avec :  $A_{min}$

On adopte : 3HA8=1,51cm<sup>2</sup>/ml

• **En appuis**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A_{cal}$$

On ferraille avec :  $A_{min}$

On adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>/ml

– **Espacement des barres**

• **Sens x-x :**

On opte pour  $St = 25\text{cm} < \min(3e, 33\text{cm})$

• **Sens y-y :**

On opte pour  $St = 33 \text{ cm} < \min(4e, 45\text{cm})$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = 10,01KN$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = 7,27KN$$

- **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{10,01}{1 \times 0,13} \times 10^{-3} = 0,077 MPa < 1,16 MPa \text{ Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Après tout calcul fait les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.39.** Vérification des contraintes.

Sens	M <sub>t</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	Observation
x-x	2,22	2,01	2,51	3844,8	1,45	15	Vérifiée
y-y	1,96	1,51	2,21	2996,8	1,44	15	vérifiée
Appuis x-y	-1,48,	2,01	2,51	3844,8	0,97	15	vérifiée

➤ **Vérification a l'état limite de déformation**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right] \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

- **Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > \max[(0,09 ; 0,09)] = 9\text{cm} \\ A_t^x = 2,01 < 6,5 \end{array} \right. \text{ Condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

- Panneau D1 :

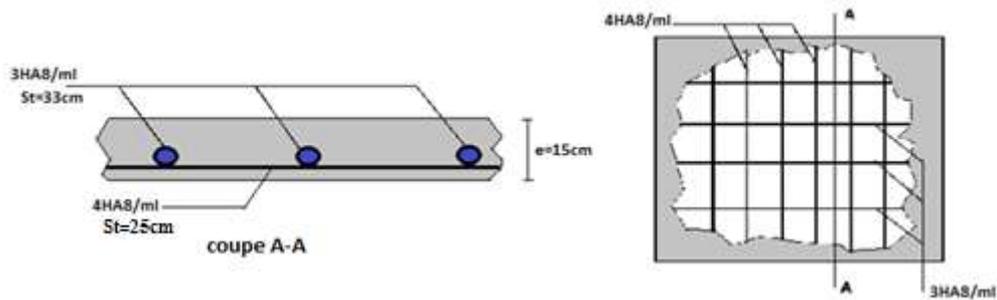


Figure III.12. Schéma de ferrailage du panneau D<sub>1</sub>.

- Panneau D<sub>2</sub> :

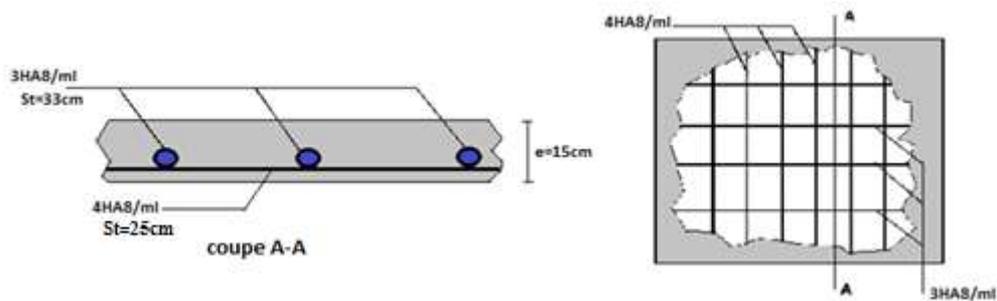


Figure III.13. Schéma de ferrailage du panneau D<sub>2</sub>.

- Panneau D<sub>3</sub> :

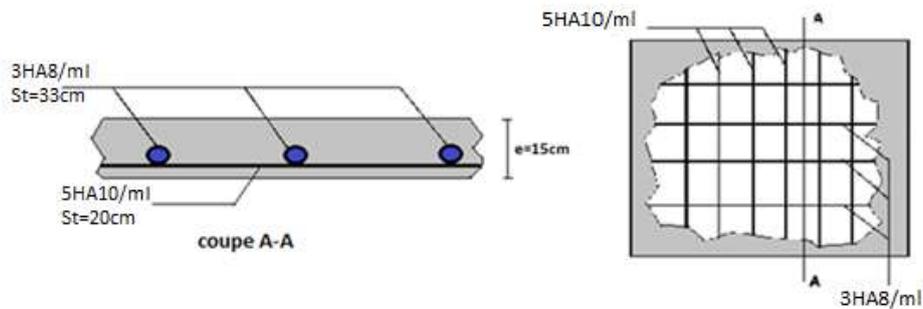


Figure III.14. Schéma de ferrailage du panneau D<sub>3</sub>.

- Panneau D<sub>4</sub> :

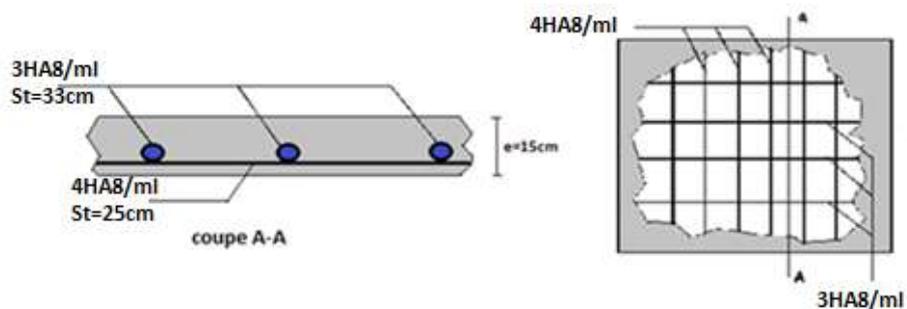


Figure III.15. Schéma de ferrailage du panneau D<sub>4</sub>.

### III.3. Etude de la dalle de la cage d'ascenseur

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

On a :  $L_x = 160\text{cm}$

$L_y = 180\text{cm}$

$$\Rightarrow S = 1,60 \times 1,80 = 2,88 \text{ m}^2$$

Soit alors son épaisseur est  $e=15\text{cm}$ .

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$G_1$  : Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 25 \times 0,05 = 1,25 \text{ KN/m}^2$$

$G_2$  : Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2,88} = 35,41 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G + G' = 35,41 + 5 = 40,41 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Cas de charge répartie :**

❖ **A P'ELU**

✓ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 40,41 + 1,5 \times 1 = 56,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$\rho = 0,89 \Rightarrow$  D'après le tableau de l'annexe (II) on a :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0466 \times 56,05 \times 1,6^2 = 6,68 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0,7635 \times 6,68 = 5,1 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments réelles :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 6,68 = 5,68 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 5,1 = 4,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0,4 \times M_x^0 = -0,4 \times 6,68 = -2,67 \text{ KN.m}$$

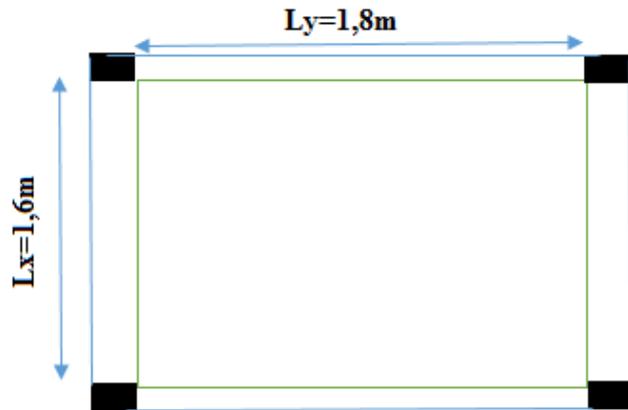


Figure III.16. La dalle de la cage d'ascenseur.

- **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. Le diamètre des barres utilisé doit être :  $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.40.** Ferrailages de la dalle d'ascenseur.

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
En travée	Selon x	5,68	0,027	0,035	0,118	1,38
	Selon y	4,33	0,021	0,026	0,118	1,04
En appuis	Selon x-y	-2,67	0,013	0,016	0,119	0,64

- **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

On a des HA  $f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Avec :  $h_0 = e = 20\text{ cm}$ ,  $b = 100\text{cm}$  et  $\rho = 0,89$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,89 \\ e = 20\text{ cm} > 12\text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0,89}{2} \right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{\min} = 1,68\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 1,38\text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^{\min} = 1,68\text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 1,04\text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\min} = 1,6\text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

On ferraille avec :  $A_{min}$

- ❖ **Sens x-x :**

On adopte : 4HA8=2,01 $\text{cm}^2/\text{ml}$

- ❖ **Sens y-y :**

On adopte : 4HA8=2,01 $\text{cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^y = 4\text{HA8}/\text{ml} = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0,5025\text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^{\text{min}} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a^y = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

❖ **Sens x-y :**

On adopte :  $4HA8=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**On adopte :**

- **En travée :**  $\begin{cases} A_x = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$
- **En appuis :**  $A = 3HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Espacement des armatures :**

**Sens x-x :**  $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$  on adopte :  $St = 25 \text{ cm}$

**Sens y-y :**  $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$  on adopte :  $St = 25 \text{ cm}$

❖ **Effort tranchant :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,89 > 0,4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 29,89 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 31,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{31,03 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,25 \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} = 1,75 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **A L'ELS**

$q_s = G_{total} + Q = 40,41 + 1 = 41,41 \text{ KN/m}^2$ , on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,89 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (II)}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0,0537 \times 41,41 \times 1,6^2 = 5,69 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0,8216 \times 5,69 = 4,75 \text{ KN.m}$$

• **Calcul les moments réels :**

- En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^0 = 4,83 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^0 = 4,04 \text{ KN.m} \end{cases}$

- En appuis :  $M_a = -0,4 \times M_x^0 = -2,27 \text{ KN.m}$

➤ Vérification des contraintes :

Tableau III.41. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

	sens	$M_{ser}$ [kn. m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	4,83	2,01	2,4	3239,4	3,58	15	vérifier
	y-y	4,04	2,01	2,4	3239,4	2,99	15	Vérifier
En appuis	x-y	-2,27	2,01	2,4	3239,4	1,68	15	Vérifier

➤ Schéma de ferrailage :

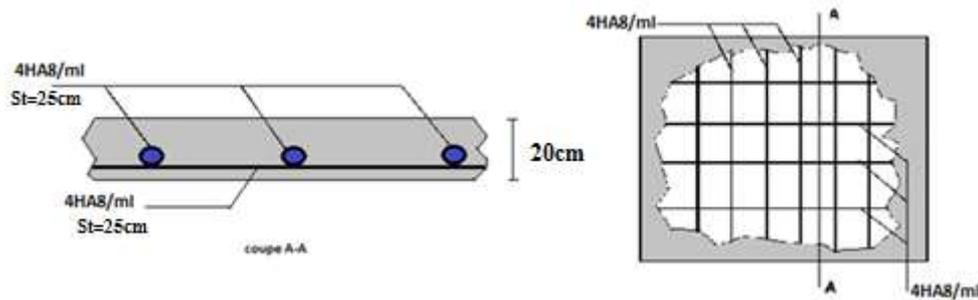


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur (charge répartie).

➤ Cas d'une charge concentrée :

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

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

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

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

$b_0$  et  $v$  : Dimension suivant y-y.

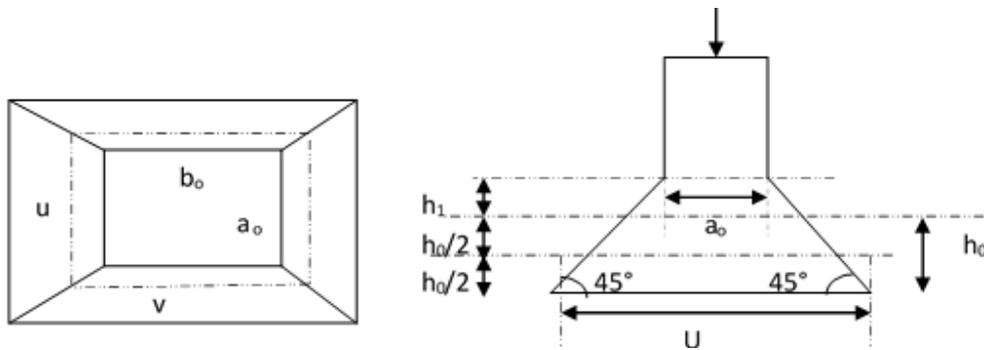


Figure III.18. Charge concentrée sur la dalle de l'ascenseur.

➤ **Calcul du rectangle d'impact :**

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

Avec :

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

$h_0 = 15\text{cm}$  : Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton).

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1,05\text{m} \end{cases}$$

– **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0,2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

- $M_1$  est en fonction de  $\frac{u}{L_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0,656$  et  $\rho = 0,89$
- $M_2$  est en fonction de  $\frac{u}{L_y}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,583$  et  $\rho = 0,89$

En se référant à l'Annexe (III), on trouve :  $M_1 = 0,077 \text{ kn.m}$  et  $M_2 = 0,062 \text{ kn.m}$

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

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

On a :

$$G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ kn}$$

$$q_u = 1,35G = 139,455 \text{ kn}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139,455 \times 0,077 = 10,73 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139,455 \times 0,062 = 8,64 \text{ kn.m} \end{cases}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ kn}$$

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0466 \times 8,25 \times 1,6^2 = 0,98 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0,7635 \times 0,98 = 0,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,73 + 0,98 = 11,71 \text{ kn.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,64 + 0,75 = 9,39 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ Les moments réels :

- ✓ En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^0 = 9,95 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^0 = 7,98 \text{ kn.m} \end{cases}$
- ✓ En appuis :  $M_a = -0,4 \times M_x^0 = -4,68 \text{ kn.m}$

Tableau III.42. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	Selon x	9,95	0,049	0,062	0,117	2,44
	Selon y	7,98	0,039	0,05	0,118	1,95
En appuis	Selon x-y	-4,68	0,023	0,029	0,119	1,13

➤ Condition de non fragilité :

✓ En travée :

On a des HA  $f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Avec :  $h_0 = e = 20 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,89$

$$\begin{cases} \rho = 0,89 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,89}{2}\right) \times 100 \times 20$$

$$A_x^{\min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\begin{cases} A_t^x = 2,44 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{cases}$$

On ferraille avec :  $A_{min}$

❖ Sens x-x :

On adopte : 4HA10=3,14cm<sup>2</sup>/ml

❖ Sens y-y :

On adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>/ml

$$A_t^y = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **En appuis :**

$$\begin{cases} A_a^x = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^{\text{min}} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a^y = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

❖ **Sens x-y :**

On adopte :  $4HA8=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

On adopte :

– **En travée :**  $\begin{cases} A_x = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$

– **En appuis :**  $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement des armatures :**

❖ **Sens x-x :**

$$St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte :

$$St = 25 \text{ cm}$$

❖ **Sens y-y :**

$$St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$$

On adopte :

$$St = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à L'ELU :**

• **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article H.III.10)}$$

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : Épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v)$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139,455 \text{ kn} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,20 \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 630 \text{ KN}$$

$$q_u = 139,455 \text{ KN} < 630 \text{ KN} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement}$$

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

On à:

$$u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{139,455}{3,15} = 44,27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

**Le moment engendré par le moment de levage :**  $M_1 = 0,077 \text{ KN.m}$  et  $M_2 = 0,062 \text{ KN.m}$

$$q_{ser} = g = 103,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103,3 \times (0,077 + 0,2 \times 0,062) = 9,23 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103,3 \times (0,062 + 0,2 \times 0,077) = 7,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Le moment dû au poids propre de la dalle :**

$$Q_{ser} = G + Q = 6 \text{ kn/m}$$

D'après le tableau de l'annexe (II) on a :  $ELS : \rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$

➤ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0,0537 \times 6 \times 1,6^2 = 0,82 \text{ kn.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,8358 \times 0,82 = 0,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– **Superposition des moments :**

**Les moments agissants sur la dalle sont :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,23 + 0,82 = 10,05 \text{ kn.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,99 + 0,69 = 8,68 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

En travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,05 = 8,54 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,68 = 7,38 \text{ kn.m} \end{cases}$

En appuis :  $M_a = -0,4 \times M_x = -0,4 \times 10,05 = -4,02 \text{ kn}$

– **Vérification des contraintes :**

**Tableau III.43.** Vérification de la contrainte de compression.

	sens	$M_{ser}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	8,54	3,14	2,9	4713,1	5,29	15	Vérifiée
	y-y	7,38	2,01	2,4	3239,4	5,47	15	Vérifiée

<b>En appuis</b>	<i>x-y</i>	-4,02	2,01	2,4	3239,4	2,98	15	<b>Vérifiée</b>
------------------	------------	-------	------	-----	--------	------	----	-----------------

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1,6} = 0,125 > \frac{3}{80} = 0,0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{1,8} = 0,11 > \frac{3}{80} = 0,0375 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,2}{1,6} = 0,125 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,042 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,2}{1,8} = 0,11 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,042 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 2,61 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

• **Schéma de ferrailage :**

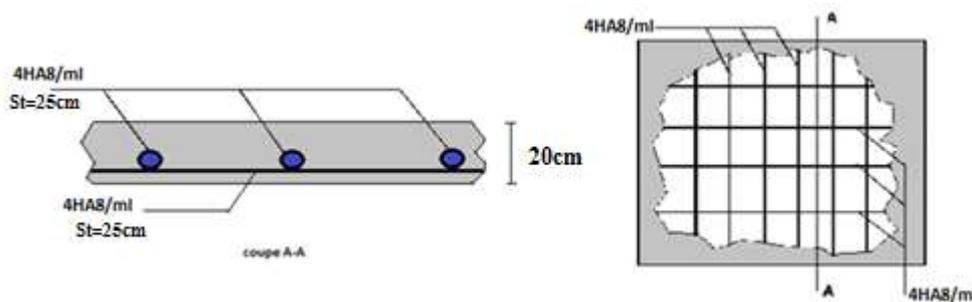


Figure III.19. Schéma de ferrailage dalle ascenseur (charge concentré).

III.4. Etude de l'acrotère

III.4.1. Hypothèses de calcul

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

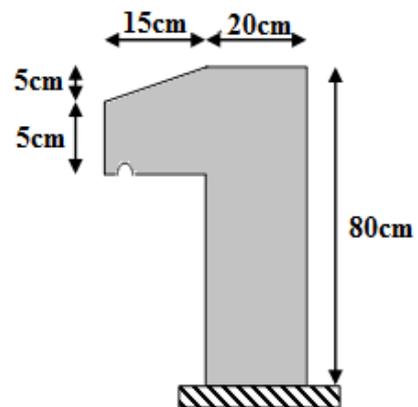


Figure III.20. Schéma de l'acrotère.

## III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

- Verticales :

Tableau III.44. Charges et surcharges.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (kn/ml)	Enduit ciment (kn/ml)	G total (kn/ml)	Q (kn/ml)
80	(10-20)	0,12125	3,03	0,2	3,23	1

- Horizontales : (dues au séisme)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à :

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

$F_p$  : Une force horizontale due au séisme

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (TAB. 6.1 du RPA99).

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.
- Zone II<sub>a</sub>.

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 3,23 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,23 = 1,55 \text{ kn}$$

**Remarque :** La section de calcul en flexion composée sera de (100×20) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

## III.4.3. Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de pression :

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$x_c = \frac{\sum(A_i \times x_i)}{\sum A_i} \quad y_c = \frac{\sum(A_i \times y_i)}{\sum A_i}$$

$$\sum A_i = S$$

$$\begin{cases} x_c = 11,09 \text{ cm} \\ y_c = 42,23 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

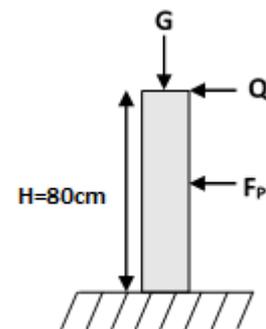


Figure III.21. Les sollicitations sur l'acrotère.

– **Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 3,23 \text{ kn/ml} \Rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ kn/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,8 \Rightarrow M_Q = 0,8 \text{ kn.m}$$

$$F_p = 1,55 \text{ kn} \Rightarrow M_{Fp} = F_p \times y_c = 1,55 \times 0,4223 = 0,65 \text{ kn.m}$$

**Remarque :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

**Tableau III.45.** Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	L'ELU accidentelle	ELU	ELS
		G + Q + F <sub>p</sub>	1,35G + 1,5Q
<b>N (KN)</b>	3,23	4,36	3,23
<b>M (KN.m)</b>	1,45	1,2	0,8

#### III.4.4. Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,2}{4,36} = 27,52 \text{ cm} \\ \frac{H}{6} &= \frac{80}{6} = 13,33 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a \quad \text{Tel que : } e_a : \text{Excentricité additionnelle.}$$

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250}\right) = \max(2 ; 0,32) \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e_2 = 27,52 + 2 = 29,52 \text{ cm}$$

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

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \emptyset)}{10^4 \times h} \quad \text{CBA93 (article A.4.3.5)}$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

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

$$e_3 = \frac{3 \times (2 \times 80)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 20} = 0,77 \text{ cm}$$

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

D'où :  $e_t = e_2 + e_3 = 30,29\text{cm}$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 4,36\text{ KN} ; M_u = N_u \times e_t = 1,32\text{ KN.m}$$

### III.4.5.Ferraillage

$h = 20\text{ cm}$ ;  $d = 17\text{ cm}$ ;  $b = 100\text{ cm}$

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

- ✓  $M_{UG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓  $M_{UA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{UA} = 1,32 + 4,36 \times \left(0,17 - \frac{0,2}{2}\right) = 1,62\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17^2 \times 14,2} = 0,0039 < \mu_l = 0,392 \text{ pour } F_e E400$$

D'où :

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}}{0,8} = 0,0049$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,169\text{m}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 2,75 \times 10^{-5}\text{m}^2$$

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,149\text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,05\text{cm}^2$$

$$A_{min} > A_s$$

On adopte :

$$A_s = 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$$

– **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,627\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1,13\text{cm}^2/\text{ml}$$

– **Espacement :**

**Armatures principales :**  $St \leq \frac{100}{5} = 20cm$

**Armatures de répartitions :**  $St \leq \frac{80}{4} = 20cm$

On maintient  $St = 20cm$  pour toutes les armatures.

• **Vérification a L'ELU**

– **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau \leq \min(0,13 \times f_{c28} ; 4) MPa \Rightarrow \tau \leq (3,33 ; 4)MPa \Rightarrow \tau \leq 3,33MPa$$

$$V_u = F_p + Q = 1,55 + 1 = 2,55kn$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,015MPa$$

$$\tau_u = 0,015MPa < \bar{\tau} = 3,33MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

– **Vérification de d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{2,55 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,17 \times 12,56 \times 10^{-2}} = 0,132 MPa$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 MPa$$

$$\tau_s = 0,208 MPa < \bar{\tau}_s = 2,83 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **A L'ELS :**

– **Vérification des contraintes :**

$$d = 0,17m$$

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

✓ **Position de l'axe neutre :**

$C = d - e_A$  Tel que  $e_A$  : distance du centre de pression  $C$  a la fibre la plus comprimée  $B$  de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,8}{3,23} = 0,247m > \frac{h}{2} = 0,1m$$

$$c = d - e_A = -0,077m$$

$C = -0,077m$  donc :  $C < 0$  et  $y_c > 0 \Rightarrow C$  à l'extérieur de la section.

Tel que : 
$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 90 \times \frac{A_s}{b} \\ q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times 90 \times \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0,077)^2 + (0,17 + 0,077) \times 90 \times \frac{2,51 \times 10^{-4}}{1} = -0,012 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0,077)^3 - (0,17 + 0,077)^2 \times 90 \times \frac{2,51 \times 10^{-4}}{1} = -0,0046 \text{ m}^2 \end{cases}$$

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

$$y_c^3 - 0,012 \times y_c - 0,0046 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0,077 \leq y_c \leq 0,277$$

$$y_c = 0,126 \text{ m}$$

$$y = y_c + c = 0,049 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7,49 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} y = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} (d - y) = 7,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Condition vérifiée

– Schéma de ferrailage

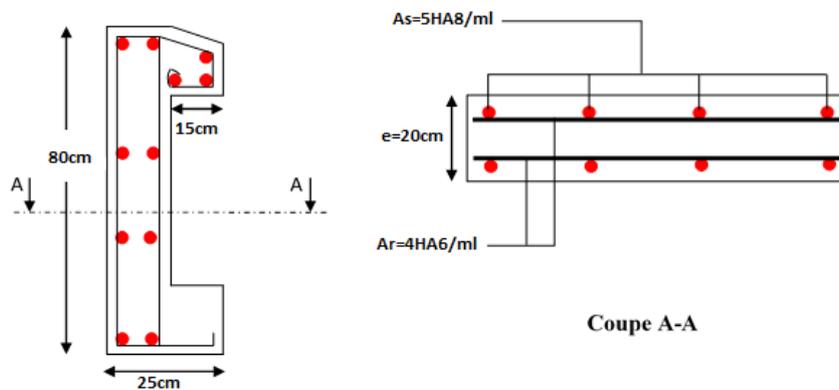


Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Poutre de chaînage

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
  - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
  - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.

- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

On a :

$$L_{max} = 4,50 \text{ m}$$

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

➤ **Sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

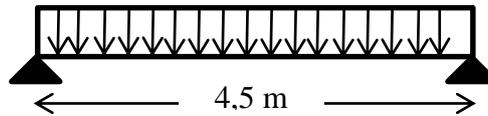


Figure III.23. Schéma statique de la poutre de chaînage.

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

- ✓  $G_{p.c} = 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN/ml}$ .
- ✓  $G_{mur} = 2,76 (2,89 - 0,3) = 7,15 \text{ KN/ml}$ .

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = 1,35 \times (G_{p.c} + G_{mur}) = 21,18 \text{ kn/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 30,83 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 47,65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 9,02 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 22,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– **Correction des moments :**

$$\text{Travée : } \begin{cases} M_T^u = 0,85 M_u = 26,20 \text{ kn.m} \\ M_T^s = 0,85 M_s = 19,40 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis : } \begin{cases} M_a^u = -0,5 M_u = -15,41 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,5 M_s = -11,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.46. Ferraillage de la poutre de chaînage.

	$M^u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculé}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	26,20	0,101	0,134	0,255	2,94	$0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,81$	3HA12 = 3,39
Appuis	-15,41	0,059	0,076	0,261	1,69	$0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,81$	3HA10 = 2,36

## ❖ A L'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{1,5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Calcul des armatures transversales

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b} = 84,4 \text{ cm}; S_t \leq \min[0,9d; 40 \text{ cm}] = 24,3 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})} = 36,75 \text{ cm} ; k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

Le RPA 2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25) \text{ cm}$

On prend :

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

## ❖ A L'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton :

Tableau III.47. Vérification de la contrainte de compression.

	$M^s$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
Travée	19,40	8,64	22516	7,44	15	vérifiée
Appuis	-11,41	7,44	16976	5	15	vérifiée

- Vérification de la contrainte d'acier :

Tableau III.48. Vérification de la contrainte d'acier.

	$M_{ser}$ [kn.m]	$y$ [cm]	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_s$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
Travée	19,40	8,64	22516	237,26	201,63	Non vérifier
Appuis	-11,41	7,44	16976	197,18	201,63	vérifier

On adopte :

$$A_t = 3HA14 = 4,62\text{cm}^2$$

– **Etat limite de déformation :**

• **Evaluation de la flèche**

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{condition vérifiée}$$

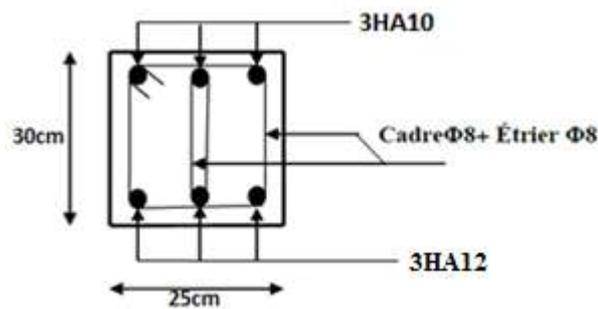
L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, implique que la vérification de la flèche est nécessaire.

**Tableau III.49.** Vérification de la flèche.

$Y$ (mm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{jt}$ (mm)	$f_{gt}$ (mm)	$f_{pt}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)
9,77	28345	65385	0,33	4,89	4,89	9,29	8,96	9

La flèche est vérifiée.

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.24.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.6. Etude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée (L) uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

### III.6.1. Étude de type d'escalier sous-sol :

- **Volée 1 :**

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse  $e = 20$ , le calcul se fait pour une bande de 1m.

➤ **Evaluation des charges**

➤ **Volée :**

$$G_{volée} = 9,48 \times 1 = 9,48 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{volée} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Palier :**

$$G_{palier} = 6 \times 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{palier} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**

❖ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 16,55 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11,85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

❖ **L'ELS :**

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11,98 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8,50 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

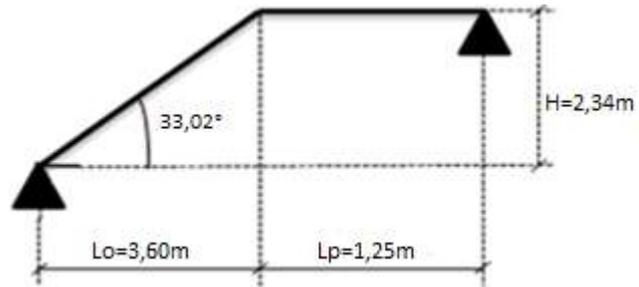


Figure III.25. Schéma de l'escalier à une seule volée.

#### III.6.1.1. Calcul des sollicitations :

❖ **ELU**

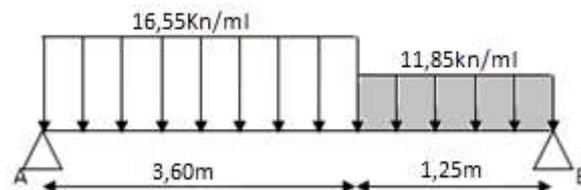


Figure III.26. Schéma statique de l'escalier à L'ELU.

- **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 17,02 \times (3,6) - 11,85 \times (1,25) = 0 \\ R_A + R_B = 74,40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/B} = \begin{cases} 17,02 \times (4,5) \times (3,5) + 11,85 \times (1,25) \times (0,625) - R_A \times (5,75) = 0 \\ R_A = 39,38 \text{ KN} \\ R_B = 35,02 \text{ KN} \end{cases}$$

- Les efforts internes :

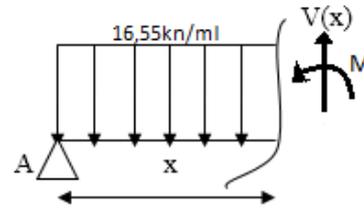
➤ **Tronçon** :  $0 \leq x \leq 3,6m$

$$V_x = 16,55x - 39,38$$

$$\begin{cases} V(0) = -39,38 \text{ KN} \\ V(3,6) = 20,20 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8,275x^2 + 38,38x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,6) = 34,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$



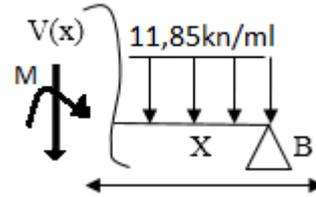
➤ **Tronçon** :  $0 \leq x \leq 1,25$

$$V_x = -11,85x + 35,02$$

$$\begin{cases} V(0) = 35,02 \text{ kn} \\ V(1,25) = 20,20 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -5,92x^2 + 35,02x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,25) = 34,51 \text{ kn.m} \end{cases}$$



- Calcul du moment  $M_{Max}$  :

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

Dans notre cas il se trouve sur la travée  $0 \leq x \leq 3,6$

$$V(x) = 16,55x - 39,38 = 0 \Rightarrow x = 2,38m$$

$$M_{max}(x) = M(2,38) = -8,275(2,38)^2 + 39,38(2,38) = 46,84 \text{ kn.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 46,84 = 35,13 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 46,84 = -23,42 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 39,38 \text{ kn} \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :

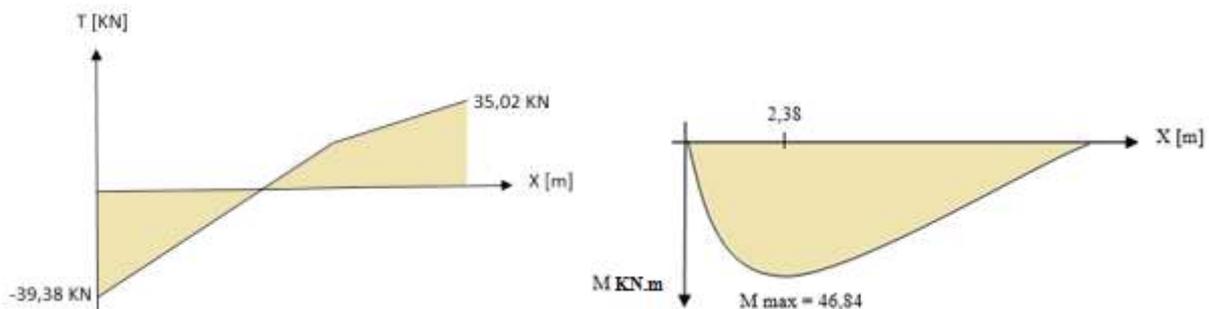


Figure III.27. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

❖ ELS :

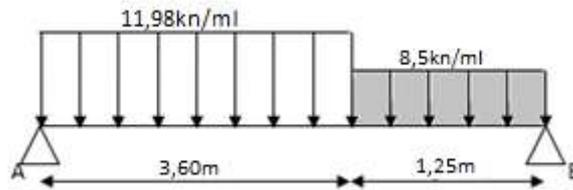


Figure III.28. Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

• Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 28,49 \text{ KN/ml} \\ R_B = 25,26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

• Les efforts internes :

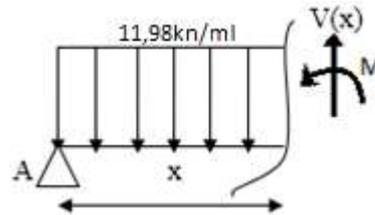
➤ **Tronçon :  $0 \leq x \leq 3,6\text{m}$**

$$V_x = 11,98x - 28,49$$

$$\begin{cases} V(0) = -28,49 \text{ KN} \\ V(3,6) = 14,64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5,99x^2 + 28,49x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,6) = 24,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$



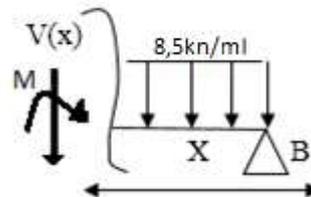
➤ **Tronçon :  $0 \leq x \leq 1,25\text{m}$**

$$V_x = -8,5x + 25,26$$

$$\begin{cases} V(0) = 25,26 \text{ KN} \\ V(1,25) = 14,64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4,25x^2 + 25,26x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,25) = 24,94 \text{ kn.m} \end{cases}$$



• Calcul du moment  $M_{Max}$  :

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$V(x) = 11,98x - 28,49 = 0 \Rightarrow x = 2,38\text{m}$$

$$M_{max}(x) = M(2,38) = -5,99(2,38)^2 + 28,49(2,38) = 33,88 \text{ kn.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 33,88 = 25,41 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 33,88 = -16,94 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 28,49 \text{ kn} \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELS :

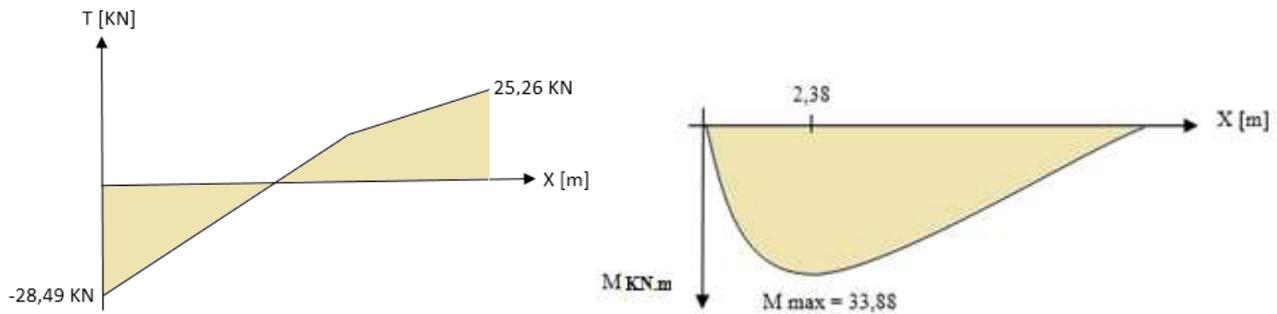
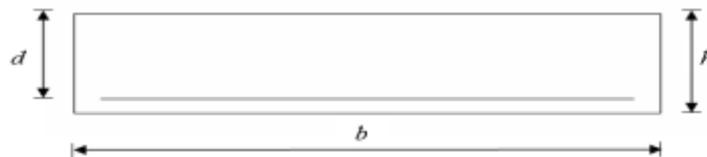


Figure III.29. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### III.6.1.2. Ferrailage

La fissuration est peu préjudiciable.



- ❖ En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35,13}{1 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,076 < \mu_{lu} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,099$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} = \frac{35,13 \times 10^{-3}}{0,18(1-0,4 \times 0,099)348} \Rightarrow A_s = 5,84 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

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

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,42}{1 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,051 < \mu_{lu} = 0,186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

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

$$\alpha = 0,065$$

$$A_s = \frac{M_a^u}{d(1 - 0,4\alpha)f_{st}} = \frac{23,42 \times 10^{-3}}{0,18(1 - 0,4 \times 0,065)348} \Rightarrow A_s = 3,84 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$5\text{HA}10 \Rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3\text{HA}8 \Rightarrow A_s = 1,51 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

➤ **Verifications ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{39,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espacement des armatures : [BAEL91]**

❖ **En travée :**

Les armatures principales :

$$St = 16 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Les armatures secondaires :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

❖ **En appuis :**

Les armatures principales :

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Les armatures secondaires :

$$St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Verifications ELS :**

• **Vérifications des contraintes de béton :**

**Tableau III.50.** Vérifications des contraintes de béton.

	$M^s$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	25,41	5,12	21370	6,09	15	<b>vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	-16,94	4,05	13686	5,02	15	<b>vérifiée</b>

• **Vérifications de l'état limite de déformation**

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

$$e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

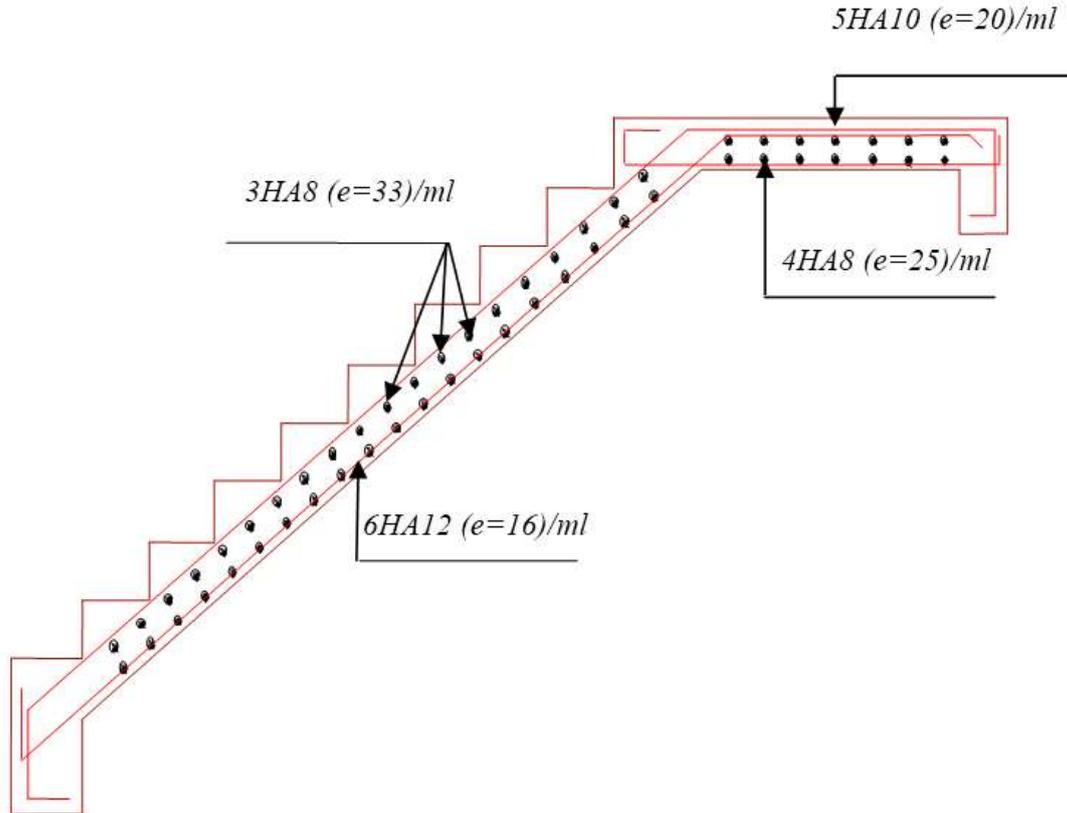
$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$e = 20 \text{ cm} \geq \max[(0,0375 ; 0,0375) \times 4,85] = 18,18 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

$A_t^x = 6,79 < 9 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

– **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.30.** Schéma de ferrailage de la volée 1.

• **Volée 2 et 3 :**

Pour le ferrailage de ce type d'escalier, on a pris le cas le plus défavorable qui est la volée 3. D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse  $e = 16$ , le calcul se fait pour une bonde de 1m.

➤ **Volée :**

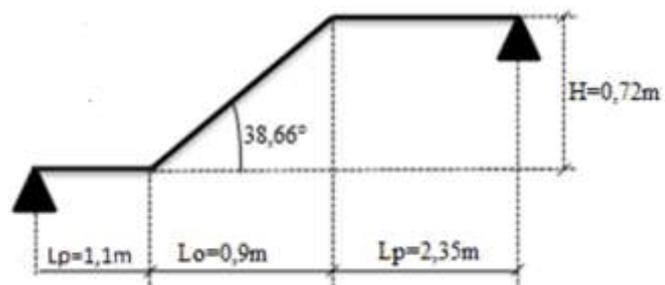
$$G_{volée} = 8,64 \times 1 = 8,64 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{volée} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kn/ml}$$

➤ **Palier :**

$$G_{palier} = 6 \times 1 = 6 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{palier} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kn/ml}$$



**Figure III.31.** Schéma de l'escalier à une seule volée.

➤ **Combinaison des charges :**

❖ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 15,41 \text{KN/ml} \\ q_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11,85 \text{KN/ml} \end{cases}$$

❖ **L'ELS :**

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11,14 \text{KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8,50 \text{KN/ml} \end{cases}$$

**III.6.1.3. Calcul des sollicitations :**

❖ **ELU**

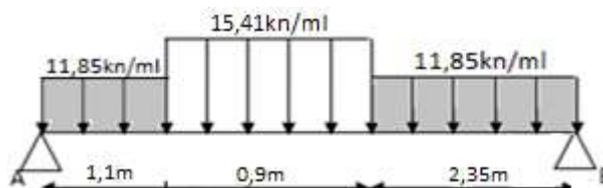


Figure III.32. Schéma statique de l'escalier à L'ELU.

• **Les réactions d'appuis :**

$$\begin{cases} R_A = 27,84 \text{ KN} \\ R_B = 26,92 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Les efforts internes :**

➤ **Tronçon :  $0 \leq x \leq 1,1\text{m}$**

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -27,84 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1,1 \Rightarrow \begin{cases} V = -14,80 \text{ KN} \\ M = 23,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon :  $1,1 \leq x \leq 2\text{m}$**

$$x = 1,1 \Rightarrow \begin{cases} V = -14,80 \text{ KN} \\ M = 23,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 2 \Rightarrow \begin{cases} V = -0,93 \text{ KN} \\ M = 30,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon :  $0 \leq x \leq 2,35\text{m}$**

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = 26,92 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 2,35 \Rightarrow \begin{cases} V = -0,93 \text{ KN} \\ M = 30,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment  $M_{Max}$  :**

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$x = 2,08\text{m} \Rightarrow M_{Max} = 30,57 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 30,57 = 22,93 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 30,57 = -15,28 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 27,84 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :**

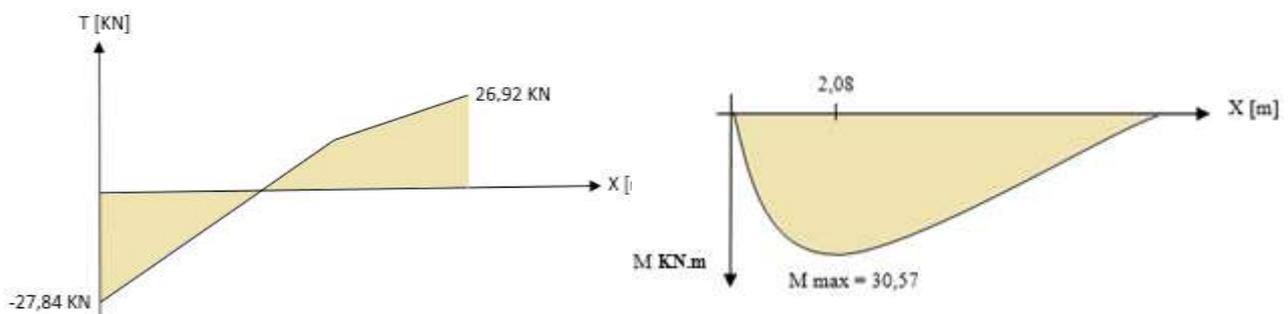


Figure III.33. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

- ❖ **ELS :**

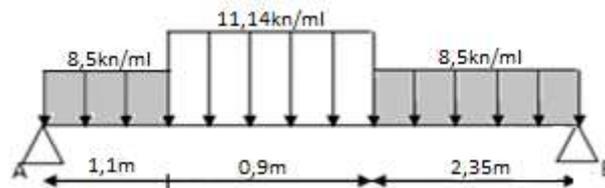


Figure III.34. Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

- **Les réactions d'appuis :**

$$\begin{cases} R_A = 20,01 \text{ KN/ml} \\ R_B = 19,33 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Les efforts internes :**

➤ **Tronçon :  $0 \leq x \leq 1,1\text{m}$**

$$\begin{cases} V(0) = -20,01 \text{ KN} \\ V(1,1) = -10,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,1) = 16,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon :**  $1,1 \leq x \leq 2m$

$$\begin{cases} V(1,1) = -10,66 \text{ Kn} \\ V(2) = -0,64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(1,1) = 16,87 \text{ Kn.m} \\ M(2) = 21,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon :**  $0 \leq x \leq 2,35m$

$$\begin{cases} V(0) = 19,33 \text{ Kn} \\ V(2,35) = -0,64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ Kn.m} \\ M(2,35) = 21,96 \text{ KNm} \end{cases}$$

• **Calcul du moment  $M_{Max}$  :**

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$x = 2,08 \text{ m} \Rightarrow M_{Max} = 21,99 \text{ Kn.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 21,99 = 16,49 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 21,99 = -10,99 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 20,01 \text{ Kn} \end{cases}$$

• **Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELS :**

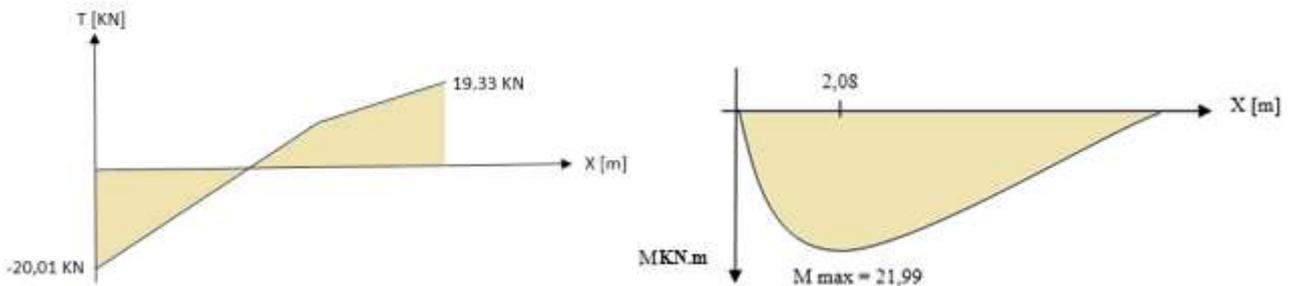
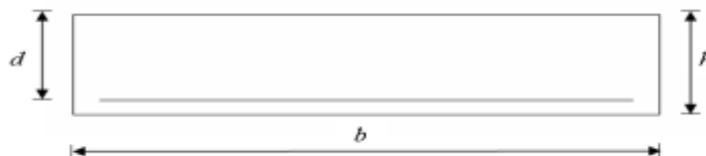


Figure III.35. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

#### III.6.1.4. Ferrailage

La fissuration est peu préjudiciable.



❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,93}{1 \times 0,14^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,082 < \mu_{lu} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,107$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} = \frac{22,93 \times 10^{-3}}{0,14(1-0,4 \times 0,107)348} \Rightarrow A_s = 4,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$5\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 1,51 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,28}{1 \times 0,14^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,055 < \mu_{lu} = 0,186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s' = 0).$$

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

$$\alpha = 0,07$$

$$A_s = \frac{M_a^u}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} = \frac{15,28 \times 10^{-3}}{0,14(1-0,4 \times 0,07)348} \Rightarrow A_s = 3,23 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,23\text{cm}^2 > A_{min} = 1,69\text{cm}^2$$

On adopte :

$$5\text{HA}10 \Rightarrow A_s = 3,93\text{cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,98\text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3\text{HA}8 \Rightarrow A_s = 1,51\text{cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm}$$

➤ **Verifications ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{27,84 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,02\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16\text{MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

❖ **En travée :**

Les armatures principales :

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Les armatures secondaires :

$$S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

❖ **En appuis :**

Les armatures principales :

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Les armatures secondaires :

$$S_t = 33\text{ cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

➤ **Verifications ELS :**

• **Vérifications des contraintes de béton :**

**Tableau III.51.** Vérifications des contraintes de béton.

	$M^s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	16,49	4,09	10604	6,37	15	<b>vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	-10,99	3,51	7928,3	4,87	15	<b>vérifiée</b>

• **Vérifications de l'état limite de déformation**

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

$$e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

AN :

$$e = 16 \text{ cm} < \max[(0,0375 ; 0,0375) \times 4,35] = 16,30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^x = 6,79 < 7 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche est nécessaire.

**Tableau III.52.** Vérification de la flèche.

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
4,09	10604	216384	0,58	0,84	1,45	1,61	1,64	8,7

La flèche est vérifiée.

– Schéma de ferrailage :

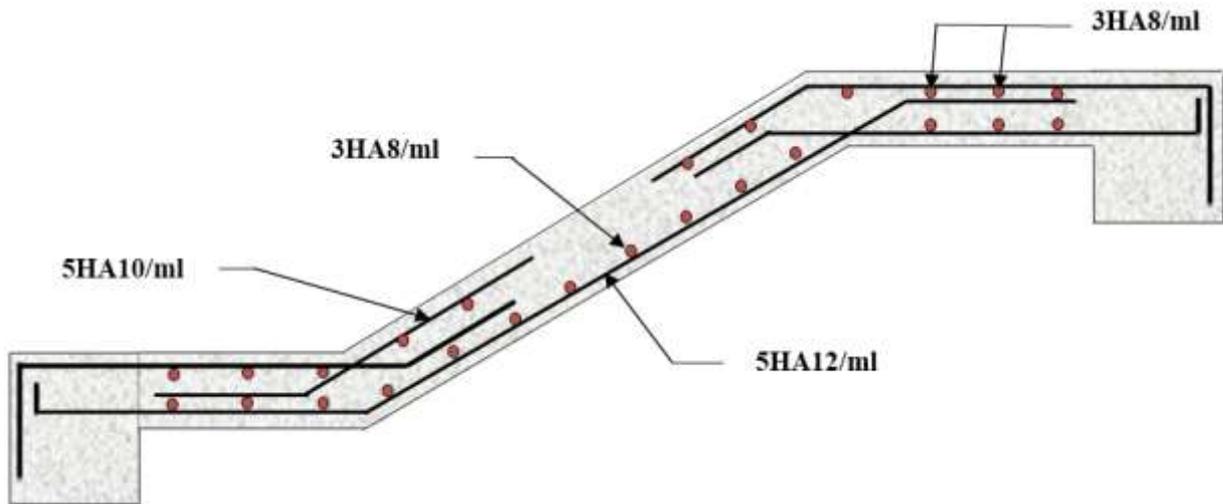


Figure III.36. Schéma de ferrailage des volées 2 et 3.

### III.6.2. Etude de type d'escalier pour étage courant :

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse  $e = 20$ , le calcul se fait pour une bande de 1m.

**Volée 1 :**

#### ➤ Evaluation des charges

➤ **Volée :**

$$G_{volée} = 9,33 \times 1 = 9,33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{volée} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Palier :**

$$G_{palier} = 6 \times 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{palier} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Combinaison des charges :

❖ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 16,34 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11,85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

❖ **L'ELS :**

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11,83 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8,50 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

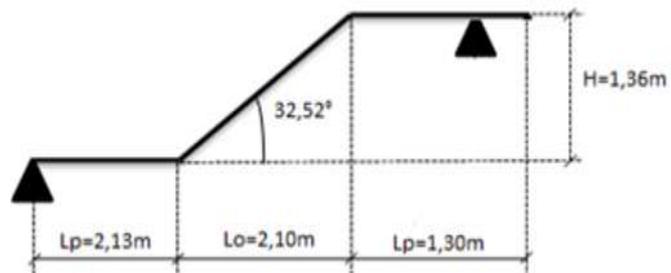


Figure III.37. Schéma de l'escalier à deux volées.

## III.6.2.1. Calcul des sollicitations :

## ❖ ELU

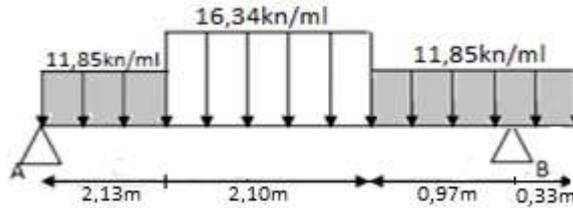


Figure III.38. Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

## • Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 34,35 \text{ KN} \\ R_B = 40,61 \text{ KN} \end{cases}$$

## • Les efforts internes :

➤ **Tronçon** :  $0 \leq x \leq 2,13\text{m}$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -34,35 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 2,13 \Rightarrow \begin{cases} V = -9,11 \text{ KN} \\ M = 46,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon** :  $2,13 \leq x \leq 4,23\text{m}$

$$x = 1,83 \Rightarrow \begin{cases} V = -9,11 \text{ KN} \\ M = 46,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 4,23 \Rightarrow \begin{cases} V = 25,21 \text{ KN} \\ M = 29,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon** :  $4,23 \leq x \leq 5,2\text{m}$

$$x = 4,23 \Rightarrow \begin{cases} V = 25,21 \text{ KN} \\ M = 29,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 5,2 \Rightarrow \begin{cases} V = 36,70 \text{ KN} \\ M = -0,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçons** :  $0 \leq x \leq 0,33\text{m}$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -3,91 \text{ kn} \\ M = -0,65 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$x = 0,33 \Rightarrow \begin{cases} V = 0 \text{ kn} \\ M = 0 \text{ kn.m} \end{cases}$$

• Calcul du moment  $M_{Max}$  :

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$x = 2,69\text{m} \Rightarrow M_{Max} = 48,82 \text{ kn.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 48,82 = 36,61 \text{ kn.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 48,82 = 24,41 \text{ kn.m} \\ V_{max} = 40,61 \text{ kn} \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :

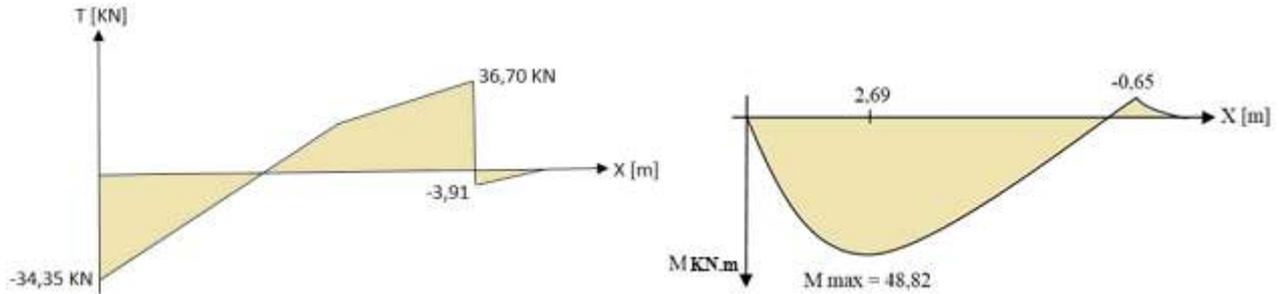


Figure III.39. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

- ❖ ELS :

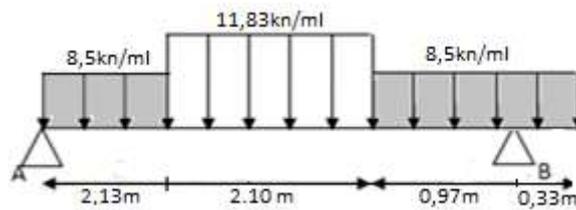


Figure III.40. Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

- Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 24,73 \text{ KN/ml} \\ R_B = 29,27 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Les efforts internes :

➤ **Tronçon :**  $0 \leq x \leq 2,13\text{m}$

$$\begin{cases} V(0) = -24,73 \text{ KN} \\ V(2,13) = -6,62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,13) = 33,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon :**  $2,13 \leq x \leq 4,23\text{m}$

$$\begin{cases} V(2,13) = -6,62 \text{ KN} \\ V(4,23) = 18,22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(2,13) = 33,39 \text{ KN.m} \\ M(4,23) = 21,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon** :  $4,23 \leq x \leq 5,2m$

$$\begin{cases} V(4,23) = 18,22 \text{ KN} \\ V(5,2) = 26,47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(4,23) = 21,21 \text{ KN.m} \\ M(5,2) = -0,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçons** :  $0 \leq x \leq 0,33m$

$$\begin{cases} V(0) = -2,80 \text{ Kn} \\ V(0,33) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = -0,46 \text{ KN.m} \\ M(0,33) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul du moment  $M_{Max}$**  :

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$x = 2,69 \text{ m} \Rightarrow M_{Max} = 35,24 \text{ kn.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 35,24 = 26,43 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 35,24 = 17,62 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 29,27 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELS** :

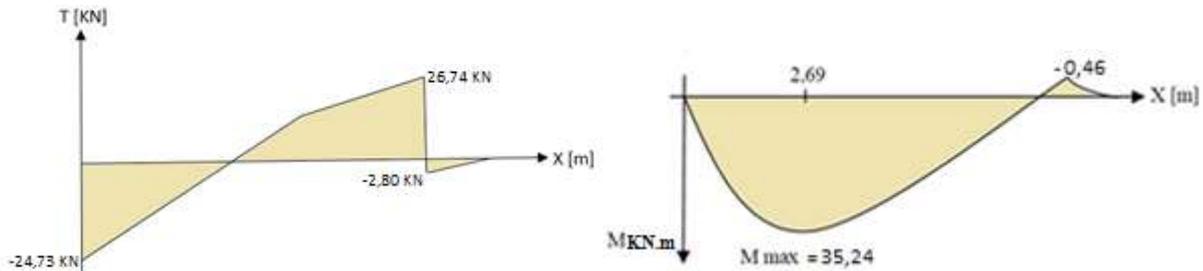
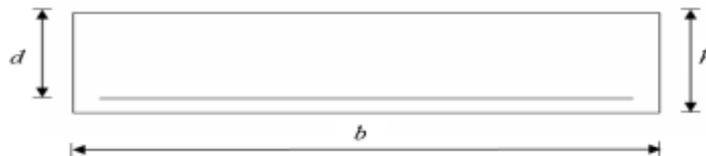


Figure III.41. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### III.6.2.2. Ferrailage

La fissuration est peu préjudiciable.



❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36,61}{1 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,079 < \mu_{lu} = 0,186 \Rightarrow (As' = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,104$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} = \frac{36,61 \times 10^{-3}}{0,18(1-0,4 \times 0,104)348} \Rightarrow A_s = 6,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,10 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

On adopte  $S_t = 14 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

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

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24,41}{1 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,053 < \mu_{lu} = 0,186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

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

$$\alpha = 0,068$$

$$A_s = \frac{M_a^u}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} = \frac{24,41 \times 10^{-3}}{0,18(1-0,4 \times 0,068)348} \Rightarrow A_s = 4 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4HA12 \Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

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

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3HA8 \Rightarrow A_s = 1,51 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

➤ **Verifications ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{40,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,225 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

❖ **En travée :**

Les armatures principales :

$$S_t = 14 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Les armatures secondaires :

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

❖ **En appuis :**

Les armatures principales :

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

Les armatures secondaires :

$$S_t = 33,33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications ELS :**

- **Vérifications des contraintes de béton :**

**Tableau III.53.** Vérifications des contraintes de béton.

	$M^s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	26,43	5,12	21370	6,33	15	<b>vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	-17,62	4,30	15375	4,94	15	<b>vérifiée</b>

- **Vérifications de l'état limite de déformation**

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

$$e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

AN :

$$e = 20 \text{ cm} < \max[(0,0375 ; 0,0375) \times 5,53] = 20,74 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$A_t^x = 6,79 < 9 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche est nécessaire.

**Tableau III.54.** Vérification de la flèche.

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
5,12	21370	339852	1,37	1,92	3,03	3,48	3,22	5,235

La flèche est vérifiée.

- Schéma de ferrailage :

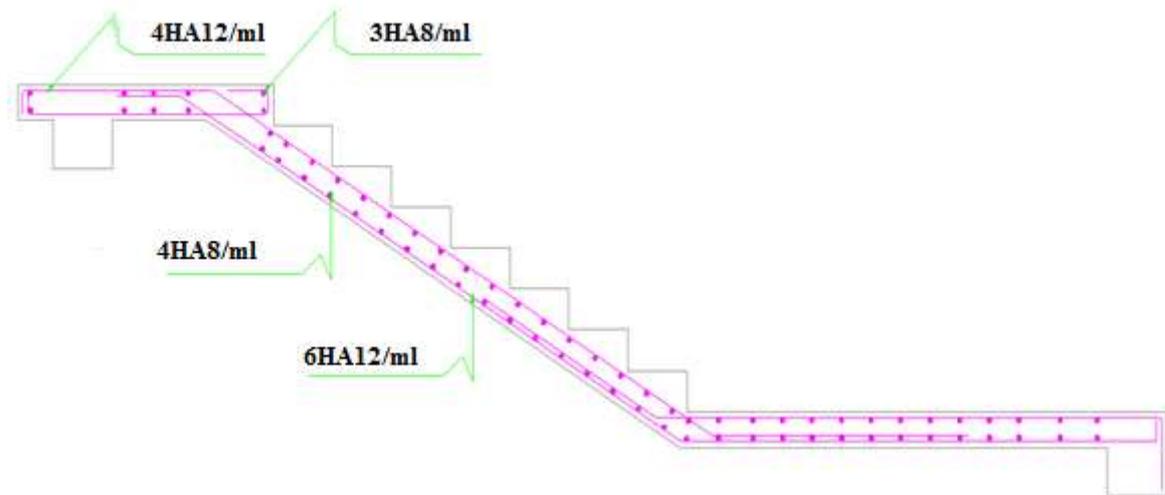


Figure III.42. Schéma de ferrailage de la volée 1 (étage courant).

**Volée 2 :**

➤ **Evaluation des charges**

➤ **Volée :**

$$G_{volée} = 9,33 \times 1 = 9,33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{volée} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Palier :**

$$G_{palier} = 6 \times 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{palier} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**

❖ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 16,34 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11,85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

❖ **L'ELS :**

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11,83 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8,50 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

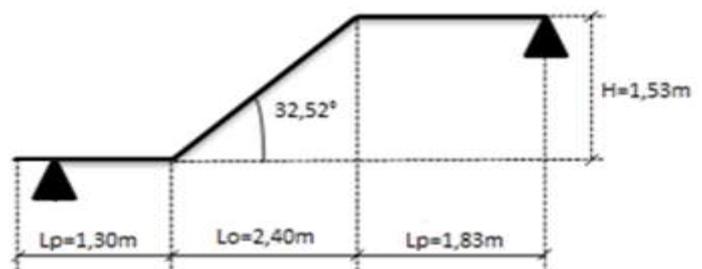


Figure III.43. Schéma de l'escalier à deux volées.

## III.6.2.3. Calcul des sollicitations :

## ❖ ELU

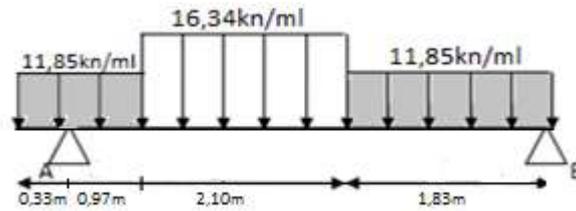


Figure III.44. Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

## • Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 38,62 \text{ KN} \\ R_B = 32,79 \text{ KN} \end{cases}$$

## • Les efforts internes :

➤ Tronçon :  $0 \leq x \leq 0,33\text{m}$ 

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = 0 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 0,33 \Rightarrow \begin{cases} V = 3,91 \text{ KN} \\ M = -0,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Tronçon :  $0,33 \leq x \leq 1,3\text{m}$ 

$$x = 0,3 \Rightarrow \begin{cases} V = -34,71 \text{ KN} \\ M = -0,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 4,23 \Rightarrow \begin{cases} V = -23,21 \text{ KN} \\ M = 27,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Tronçon :  $1,3 \leq x \leq 3,4\text{m}$ 

$$x = 1,3 \Rightarrow \begin{cases} V = -23,21 \text{ KN} \\ M = 27,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 5,2 \Rightarrow \begin{cases} V = -11,10 \text{ KN} \\ M = -40,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Tronçons :  $3,4 \leq x \leq 5,23\text{m}$ 

$$x = 3,4 \Rightarrow \begin{cases} V = -11,10 \text{ KN} \\ M = -40,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 5,23 \Rightarrow \begin{cases} V = 32,79 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul du moment  $M_{Max}$  :

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$x = 2,72\text{m} \Rightarrow M_{Max} = 43,93 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 43,93 = 32,94 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 43,93 = -21,96 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 38,62 \text{ KN} \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :

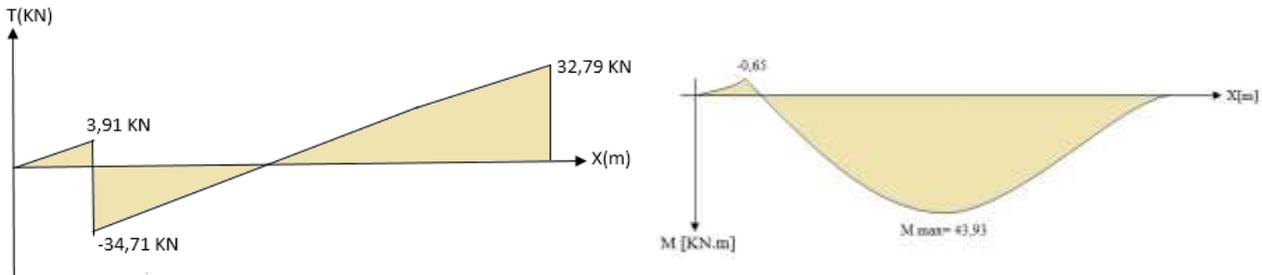


Figure III.45. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

### ❖ ELS

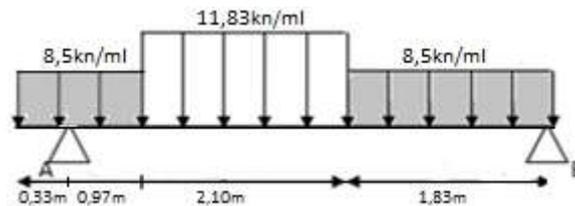


Figure III.46. Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

- Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 27,83 \text{ kn/ml} \\ R_B = 23,61 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

- Les efforts internes :

➤ Tronçon :  $0 \leq x \leq 0,33\text{m}$

$$\begin{cases} V(0) = 0 \text{ KN} \\ V(0,33) = 2,80 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,13) = -0,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Tronçon :  $0,33 \leq x \leq 1,3\text{m}$

$$\begin{cases} V(0,33) = -25,03 \text{ KN} \\ V(1,3) = -16,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0,33) = -0,46 \text{ KN.m} \\ M(1,30) = 19,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon** :  $1,3 \leq x \leq 3,40m$

$$\begin{cases} V(1,3) = -16,78 \text{ KN} \\ V(3,40) = 8,06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(1,3) = 19,82 \text{ KN.m} \\ M(3,40) = 28,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon** :  $0 \leq x \leq 1,83m$

$$\begin{cases} V(0) = 23,61 \text{ KN} \\ V(1,83) = 8,06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,83) = 28,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul du moment  $M_{Max}$**  :

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$x = 2,72 \text{ m} \Rightarrow M_{Max} = 31,72 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 31,72 = 23,79 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 31,72 = 15,86 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 27,83 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELS** :

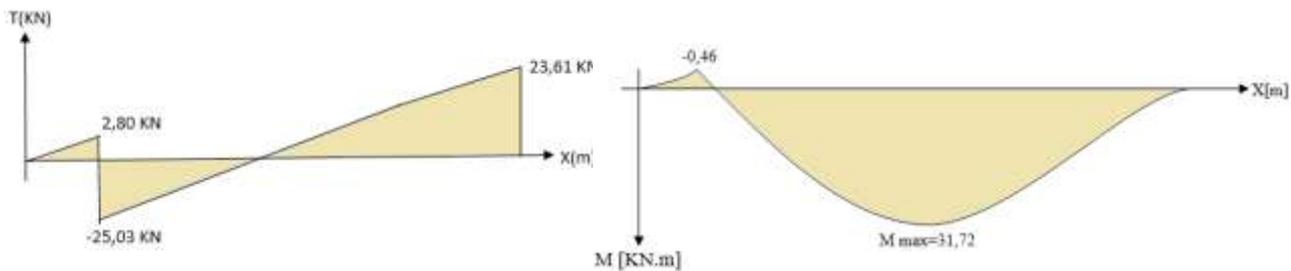
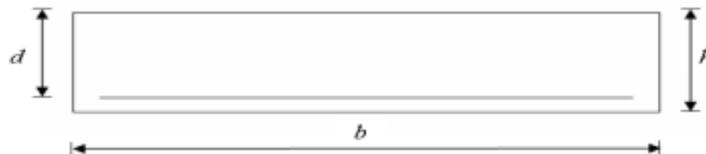


Figure III.47. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

#### III.6.2.4. Ferrailage

La fissuration est peu préjudiciable.



❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32,94}{1 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,071 < \mu_{lu} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,093$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} = \frac{32,94 \times 10^{-3}}{0,18(1-0,4 \times 0,093)348} \Rightarrow A_s = 5,46 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$5\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 1,51 \text{ cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21,96}{1 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < \mu_{lu} = 0,186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

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

$$\alpha = 0,061$$

$$A_s = \frac{M_a^u}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} = \frac{21,96 \times 10^{-3}}{0,18(1-0,4 \times 0,061)348} \Rightarrow A_s = 3,6 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,6 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $5\text{HA}10 \Rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20cm$$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,98 cm^2$$

On adopte :

$$3HA8 \Rightarrow A_s = 1,51cm^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33cm$$

➤ **Verifications ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{38,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,214 MPa < \bar{\tau}_u = 1,16MPa$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

❖ **En travée :**

Les armatures principales :

$$S_t = 20cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$$

Les armatures secondaires :

$$S_t = 33cm \leq \min(4e; 45cm) = 45cm$$

❖ **En appuis :**

Les armatures principales :

$$S_t = 20cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$$

Les armatures secondaires :

$$S_t = 33 cm \leq \min(4e; 45cm) = 45cm$$

➤ **Verifications ELS :**

- **Vérifications des contraintes de béton :**

**Tableau III.55.** Vérifications des contraintes de béton.

	$M^s$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	23,79	4,74	18451	6,11	15	<b>vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	-15,86	4,05	13686	4,70	15	<b>vérifiée</b>

- **Vérifications de l'état limite de déformation**

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

$$e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

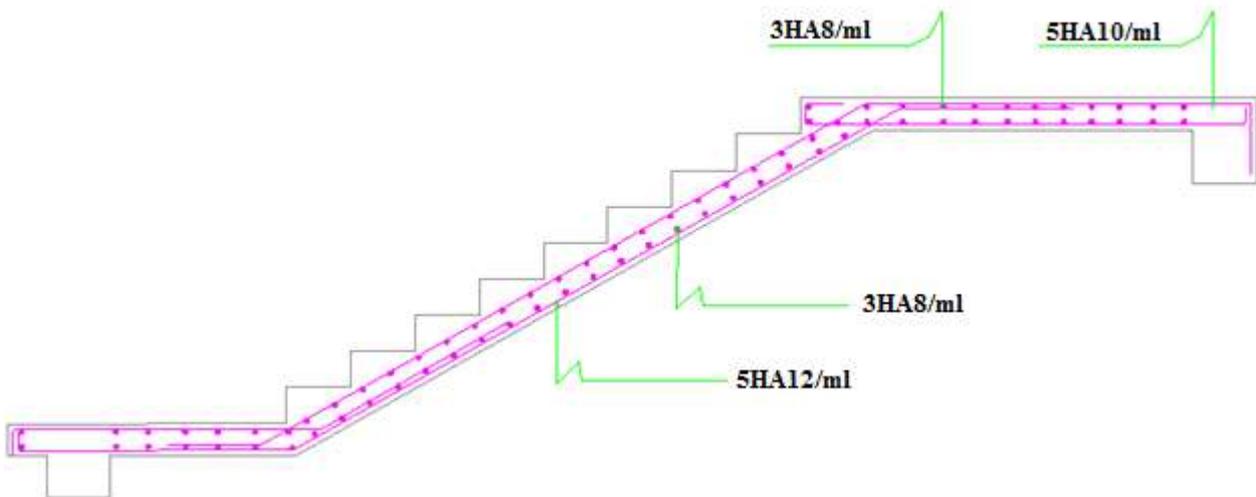
AN :

$$e = 20 \text{ cm} \geq \max[(0,0375 ; 0,0375) \times 5,23] = 19,6 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^x = 6,79 < 9 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

– **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.48.** Schéma de ferrailage de la volée 2 (étage courant).

## III.6.3. Etude de type d'escalier pour RDC

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse  $e = 20$ , le calcul se fait pour une bande de 1m.

## Volée 1 :

## ➤ Evaluation des charges

## ➤ Volée :

$$G_{volée} = 9,59 \times 1 = 9,59 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{volée} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

## ➤ Palier :

$$G_{palier} = 6 \times 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{palier} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

## ➤ Combinaison des charges :

## ❖ L'ELU :

$$\begin{cases} q_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 16,69 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11,85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

## ❖ L'ELS :

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 12,09 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8,50 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

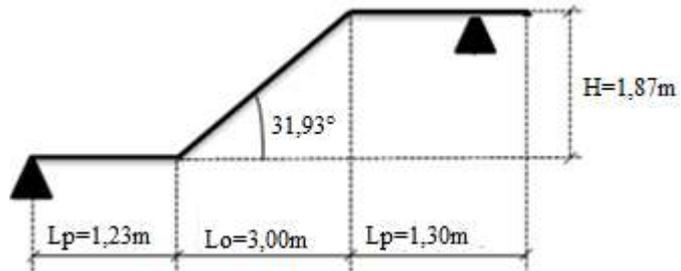


Figure III.49. Schéma de l'escalier à deux volées.

## III.6.3.1. Calcul des sollicitations :

## ❖ ELU

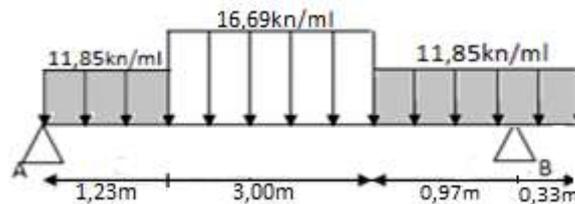


Figure III.50. Schéma statique de l'escalier à L'ELU.

## • Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 37,58 \text{ kn} \\ R_B = 42,47 \text{ kn} \end{cases}$$

- Les efforts internes :

➤ **Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,23m$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -37,58 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 1,23 \Rightarrow \begin{cases} V = -23,01 \text{ Kn} \\ M = 37,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon :**  $1,23 \leq x \leq 4,23m$

$$x = 1,23 \Rightarrow \begin{cases} V = -23,01 \text{ KN} \\ M = 37,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 4,23 \Rightarrow \begin{cases} V = 27,06 \text{ KN} \\ M = 31,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon :**  $4,23 \leq x \leq 5,2m$

$$x = 4,23 \Rightarrow \begin{cases} V = 27,06 \text{ Kn} \\ M = 31,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 5,2 \Rightarrow \begin{cases} V = 38,56 \text{ Kn} \\ M = -0,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon :**  $0 \leq x \leq 0,33m$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -3,91 \text{ KN} \\ M = -0,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x = 0,33 \Rightarrow \begin{cases} V = 0 \text{ Kn} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment  $M_{Max}$  :

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$x = 2,61m \Rightarrow M_{Max} = 53,12 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 53,12 = 39,84 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 53,12 = -26,56 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 42,47 \text{ KN} \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELU :

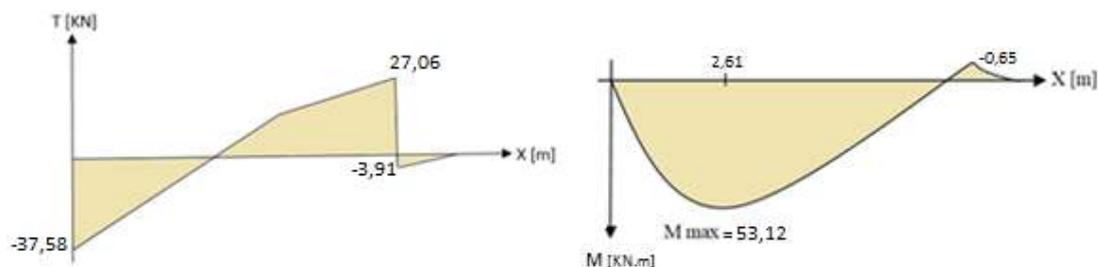


Figure III.51. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

## ❖ ELS :

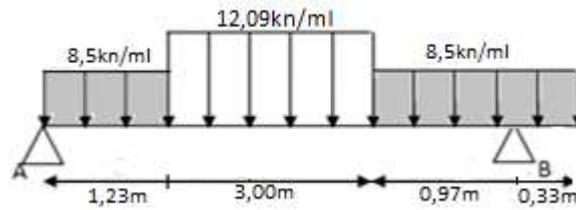


Figure III.52. Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

## • Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 27,13 \text{ KN/ml} \\ R_B = 30,65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

## • Les efforts internes :

➤ **Tronçon** :  $0 \leq x \leq 1,23\text{m}$

$$\begin{cases} V(0) = -27,13 \text{ KN} \\ V(1,23) = -16,67 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,23) = 26,94 \text{ kn.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon** :  $1,23 \leq x \leq 4,23\text{m}$

$$\begin{cases} V(1,23) = -16,67 \text{ KN} \\ V(4,23) = 19,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(1,23) = 26,94 \text{ Kn.m} \\ M(4,23) = 22,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon** :  $4,23 \leq x \leq 5,2\text{m}$

$$\begin{cases} V(4,23) = 19,60 \text{ KN} \\ V(5,2) = 27,84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(4,23) = 22,55 \text{ KN.m} \\ M(5,2) = -0,46 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

➤ **Tronçon** :  $0 \leq x \leq 0,33\text{m}$

$$\begin{cases} V(0) = -2,81 \text{ Kn} \\ V(0,33) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = -0,46 \text{ KN.m} \\ M(0,33) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul du moment  $M_{Max}$  :

Le moment max se trouve au point qui correspond à  $V(x) = 0$ .

$$x = 2,61 \text{ m} \Rightarrow M_{Max} = 38,43 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 38,43 = 28,82 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times M_{max} = -0,5 \times 38,43 = 19,21 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 30,65 \text{ KN} \end{cases}$$

- Diagrammes des moments et des efforts tranchant à L'ELS :

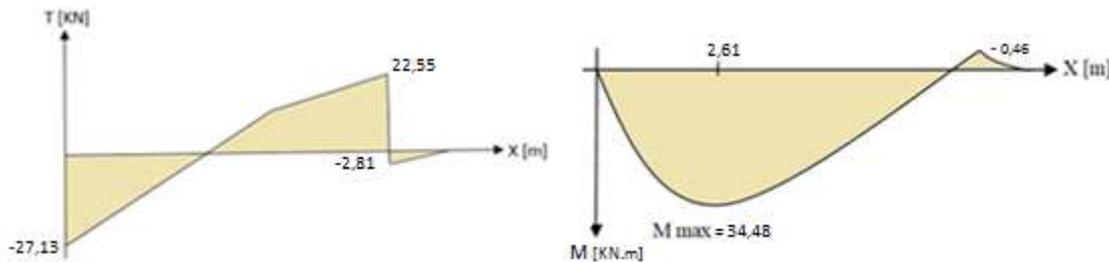
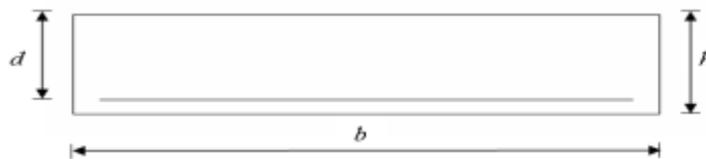


Figure III.53. Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### III.6.3.2. Ferrailage

La fissuration est peu préjudiciable.



- ❖ En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39,84}{1 \times 0,19^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,077 < \mu_{lu} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,101$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1 - 0,4\alpha)f_{st}} = \frac{39,84 \times 10^{-3}}{0,19(1 - 0,4 \times 0,101)348} \Rightarrow A_s = 6,28 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,19 \times \frac{2,1}{400} = 2,29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,29 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

On adopte  $S_t = 14\text{cm}$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,69\text{cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA8} \Rightarrow A_r = 2,01\text{cm}^2$$

– **Espacement :**

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

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26,56}{1 \times 0,19^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0,051 < \mu_{lu} = 0,186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A_s = 0).$$

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

$$\alpha = 0,066$$

$$A_s = \frac{M_a^u}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} = \frac{26,56 \times 10^{-3}}{0,19(1-0,4 \times 0,066)348} \Rightarrow A_s = 4,13\text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,19 \times \frac{2,1}{400} = 2,29\text{cm}^2$$

$$A_s = 4,13\text{cm}^2 > A_{min} = 2,29\text{cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA12} \Rightarrow A_s = 4,52\text{cm}^2$$

– **Espacement :**

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

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13\text{cm}^2$$

On adopte :

$$3\text{HA8} \Rightarrow A_s = 1,51\text{cm}^2$$

– **Espacement :**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm}$$

➤ **Verifications ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{42,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,19} = 0,223 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

❖ **En travée :**

Les armatures principales :

$$St = 14 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Les armatures secondaires :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

❖ **En appuis :**

Les armatures principales :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Les armatures secondaires :

$$St = 33,33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Verifications ELS :**

• **Vérifications des contraintes de béton :**

**Tableau III.56.** Vérifications des contraintes de béton.

	$M^s$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	28,82	5,28	24079	6,32	15	<b>vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	-19,21	4,44	17291	4,94	15	<b>vérifiée</b>

• **Vérifications de l'état limite de déformation**

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

$$e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

AN :

$$e = 21 \text{ cm} < \max[(0,0375 ; 0,0374) \times 5,53] = 20,74 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^x = 6,79 < 9,5 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

– Schéma de ferrailage :

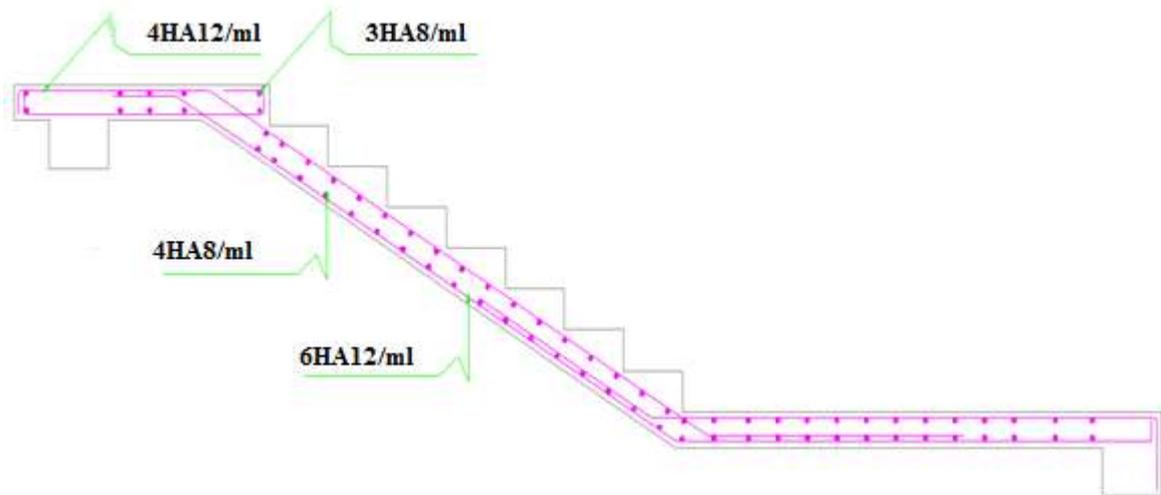


Figure III.54. Schéma de ferrailage de la volée 1 (RDC).

• Volée 2 :

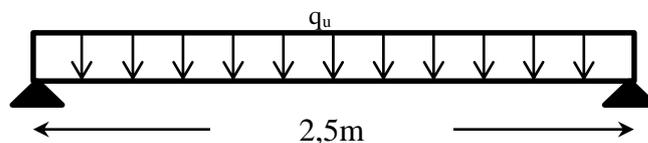
Pour la volée 2 du RDC on a pris les mêmes sollicitations et le même ferrailage de la volée 2 de l'étage courant.

### III.7. Poutre palière :

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Réactions du palier.
- Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).



**III.7.1. Dimensionnement :**

Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16,66 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm}$$

– **Vérification des conditions du RPA 99 version 2003**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,16 < 4 \end{cases}$$

Alors on opte pour :

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

**III.7.2. Calcul de la poutre palière :**

• **Charge revenant à la poutre palière**

– Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625 \text{ KN/ml.}$

– Charge revenant à l'escalier :  $\begin{cases} ELU: 42,47 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 30,65 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

$$\text{Alors : } \begin{cases} q_u = (1,35 \times 2,625) + 42,47 = 46,01 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2,625 + 30,65 = 33,27 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

• **Sollicitations :**

$$M^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 35,94 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = 57,51 \text{ KN}$$

En travée :  $M_t = 0,85 \times M^{max} = 30,55 \text{ KN.m}$

En appuis ;  $M_a = -0,4 \times M^{max} = -14,37 \text{ KN.m}$

– **Ferraillage :**

**Tableau III.57.** Ferrailages de la poutre palière.

	$M^u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	30,55	0,066	0,085	0,318	2,75	$0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19$
<b>Appuis</b>	-14,37	0,031	0,039	0,324	1,27	$0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19$

– **Armature transversal :**

$$A_t \geq (0,4 \times b \times S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

❖ **Vérification a L'ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,34 \text{ MPa}, \text{FPN}$$

– **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28} \quad ; \quad a = 0,9d$$

$$V^{max} = 57,51 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN}.$$

La bielle est vérifiée.

➤ **Ferraillage à la torsion :**

On définit l'aire de torsion  $\Omega$ , par une section Creuse à mi- épaisseur (e) tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e), e = b/6.$$

$$\text{Donc : } e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2$$

On définit «  $\mu$  » comme étant le périmètre de «  $\Omega$  » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110 \text{ cm}.$$

Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier droit (RDC). Donc  $M_{tor} = 26,56 \text{ KN.m}$

➤ **Armature longitudinale et transversale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_l \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega}$$

➤ **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26,56 \times 10^{-3} \times 110 \times 10^{-2} \times 1,15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$A_l = 5,59 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26,56 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$A_t = 1,02cm^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = 3,54 MPa$$

**Note :** La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion).

**Section d'armature finale :**

– **En travée :**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} = 2,75 + \frac{5,59}{2} = 6,03cm^2 \Rightarrow A^t = 5,545cm^2$$

Soit :

$$A^t = 6HA12 = 6,79cm^2$$

– **En appuis :**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} = 1,27 + \frac{5,59}{2} = 4,06cm^2 \Rightarrow A^t = 4,06cm^2$$

Soit :

$$A^a = 4HA12 = 4,52cm^2$$

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) < A = A^t + A^a$$

$$A_{min} = 5,25cm^2 < A = 11,31cm^2$$

– **Armature transversal :**

$$A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$$

$$St = 20cm$$

❖ **Vérification :**

– **ELU :**

– **Effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = 3,59 MPa > \bar{\tau}_u = 3,34 MPa \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On redimensionne la section de la poutre palière.

$$\text{En augmente notre section a } (b \times h) = (35 \times 40)cm^2$$

En calcule les dimensions : ( $\Omega$  ; e)

$$e = \frac{b}{6} = 5,83cm \Rightarrow \Omega = 996,73cm^2$$

Tableau III.58. Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	31,34	-14,74	26,56
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	2,43	1,13	4,85
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0,6		0,77
Contrainte de cisaillement (MPa)	0,44		2,3

Tableau III.59. Section d'armature en travée et aux appuis.

	Flexion simple		Torsion	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>adoptée</sub>	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	2,43	1,13	4,85	4,855	3,555	5HA12 = 5,65	3HA14 = 4,62
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0,6		0,72	0,6 + 0,77 = 1,37		4φ <sub>8</sub> = 2,01cm <sup>2</sup> (2 cadre φ <sub>8</sub> ) S <sub>t</sub> = 20cm	

## ❖ Vérification :

## – ELU :

## – Effort tranchant :

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = 2,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## – ELS :

## – Etat limite de compression de béton :

Tableau III.60. Etat limite de compression de béton.

	M <sup>s</sup> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Observation
Travée	22,67	11,35	77250	3,33	15	vérifiée
Appuis	- 10,67	10,44	65912	1,69	15	vérifiée

## – Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$h = 0,4 \text{ m} > 0,0849(2,5) = 0,212 \text{ m}$  Condition vérifiée.

$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 < 13,96 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée.

– Schéma de ferrailage :

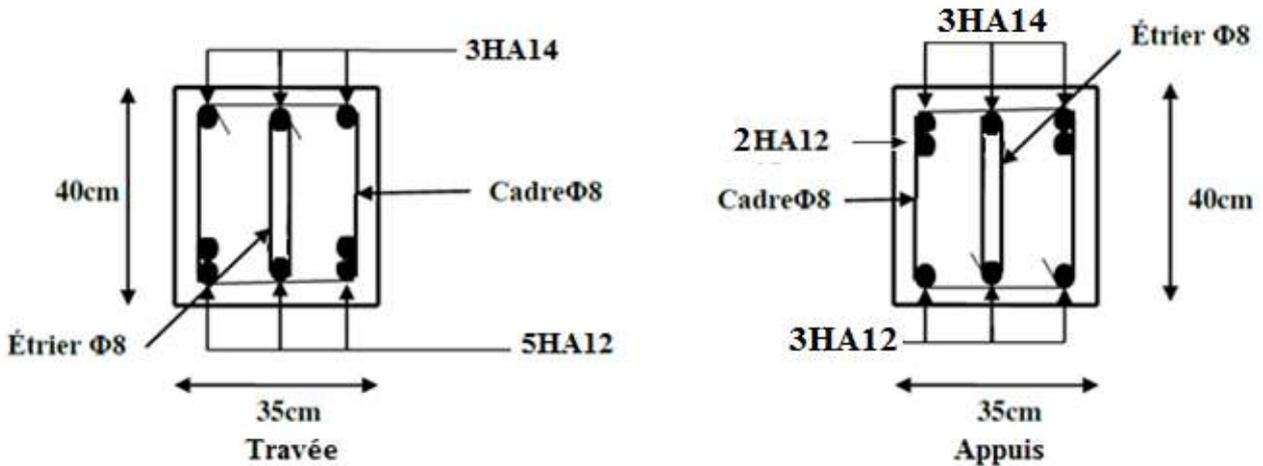


Figure III.55. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.8. Conclusion

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.

Après les avoir prédimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple. La méthode Caquot minorée s'est trouvée bien adaptée à notre cas. Les sections d'armatures ont donc été déterminées pour les différents types de poutrelles de notre structure. La dalle de compression d'épaisseur 4cm a été ferrillée avec un quadrillage d'armatures  $\Phi 5$ .

Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine.

Les chaînages situés au bord des décrochements ont été calculés et ferrillés.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux (RDM). Le ferrailage de ces dernières a été fait à la flexion simple.

Enfin on a étudié et donc calculé le ferrailage de la poutre palière.

# Chapitre IV

dynamique

Etude

## IV.1. Introduction

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

## IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de 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. Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels la stabilité doit être assurée à l'ELS.

## IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### IV.3.1. 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.

#### ✓ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

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 :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} w$$

❖  $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient "A" représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur 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 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :  $R = 5$

❖  $Q$  : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ Avec :}$$

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

**Tableau IV.1. Valeurs des pénalités  $Pq$ .**

" Critère q"	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	<b>0,05</b>	Non	<b>0,05</b>
2- Redondance en plan	Non	<b>0,05</b>	Non	<b>0,05</b>
3- Régularité en plan	Non	<b>0,05</b>	Non	<b>0,05</b>
4- Régularité en élévation	Non	<b>0,05</b>	Non	<b>0,05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,2$

❖  $W$  : poids total de la structure :

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).  $\beta = 0.2$  pour usage d'habitation

$$w = 29561,421KN$$

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

Le coefficient **D** est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (**T**), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure **T** (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de **T**).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_1 ; T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA 99/2003. (Tableau 4.7)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$$

### Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

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

On prend :  $\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$

Donc  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82 \geq 0,7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 26,69m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0,050$

$$T_c = 0,050 \times (26,69)^{3/4} = 0,587s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 16,93m, L_y = 25,08m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,583s \\ T_y = 0,479s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x ; T_c) = 0,583$$

$$T_y = \min(T_y ; T_c) = 0,479$$

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad \text{Car } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,82 \times (0,4/0,583)^{2/3} = 1,59 \\ D_y = 2,5 \times 0,82 \times (0,4/0,479)^{2/3} = 1,81 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times 0,583 = 0,7579s \\ T_{sy} = 1,3 \times 0,479 = 0,6227s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} w$$

$$V_{st-x} = \frac{0,15 \times 1,59 \times 1,2}{5} \times 29561,421 = 1692,09KN$$

$$V_{st-y} = \frac{0,15 \times 1,81 \times 1,2}{5} \times 29561,421 = 1926,22KN$$

### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 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 un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left[ 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right] \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s \end{cases} \quad RPA99 \text{ (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

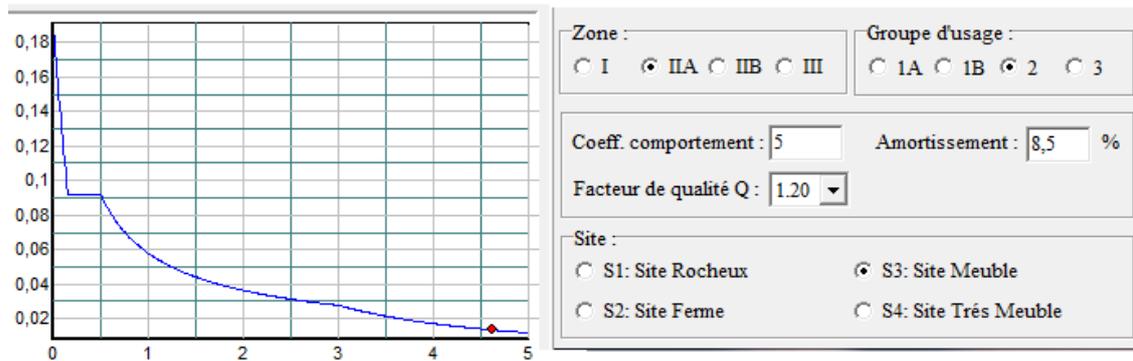


Figure IV.1. Spectre de réponse de la structure.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000 V15.

#### IV.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### IV.4. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

### IV.5. Modélisation de la structure

La forme architecturale de la structure à étudier, nous a poussé à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée ci-dessous, Cette disposition nous a permis d'éviter des modes de torsions aux deux premiers modes et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

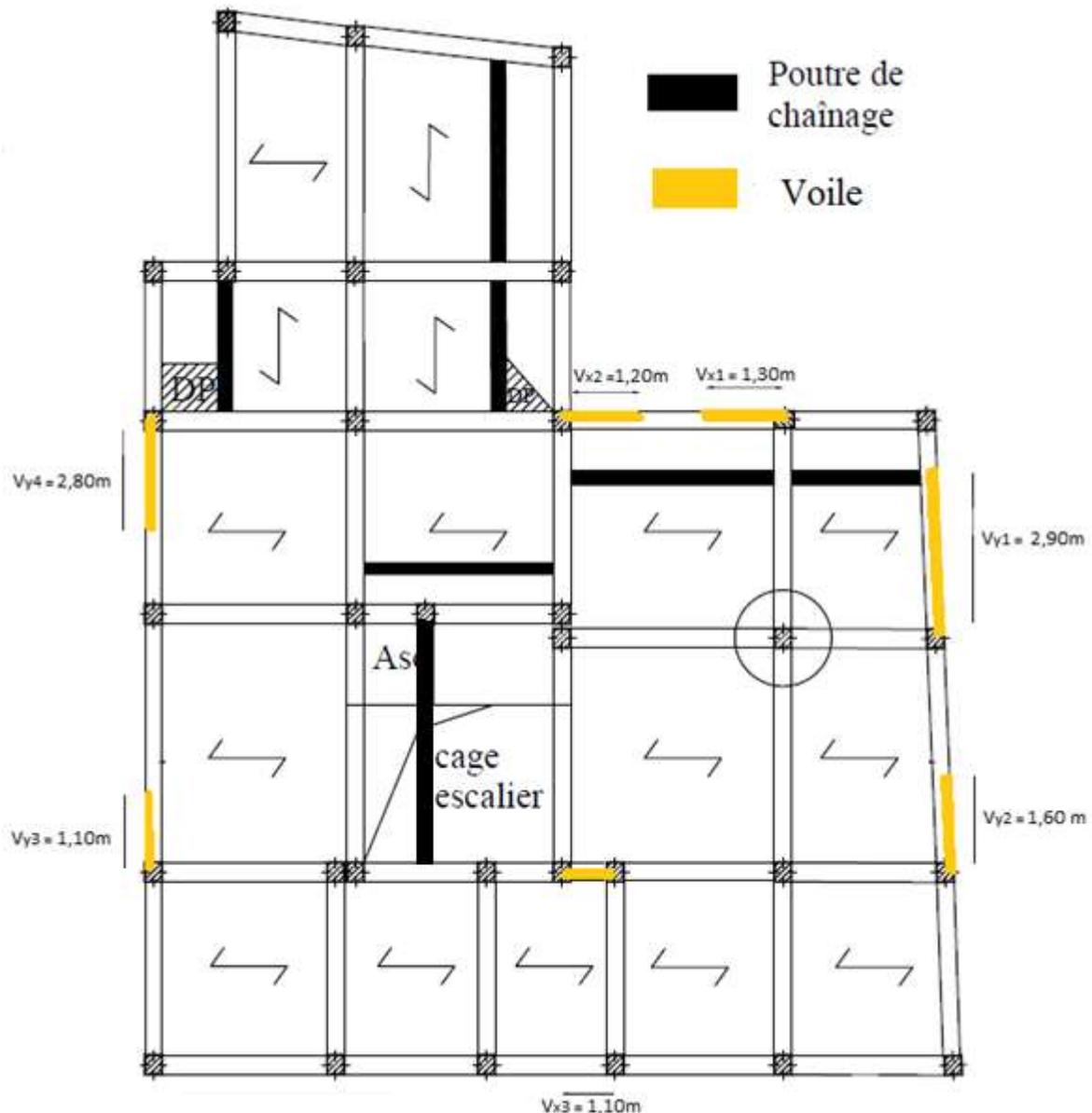


Figure IV.2. Dispositions des voiles.

**IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique**

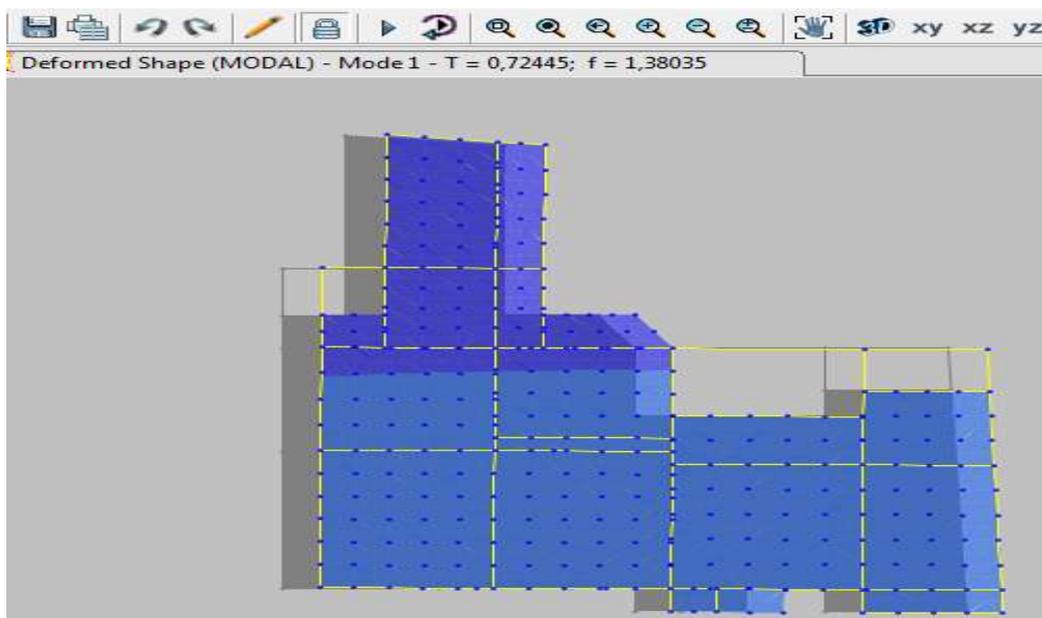
**IV.6.1. Mode de vibration et taux de participation des masses**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2.** Mode de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,724454	0,73858	0,00009671	0,00007901	0,73858	0,00009671	0,724454
2	0,607864	0,00016	0,72375	0,000001775	0,73874	0,72385	0,607864
3	0,563045	0,00453	0,00073	3,692E-07	0,74327	0,72458	0,563045
4	0,24356	0,11117	0,00001587	0,00005942	0,85444	0,72459	0,24356
5	0,192797	0,000001723	0,12541	0,000001996	0,85444	0,85	0,192797
6	0,17949	0,0007	0,00519	0,0001	0,85514	0,85519	0,17949
7	0,161586	1,028E-08	0,000001691	0,00121	0,85514	0,85519	0,161586
8	0,135496	0,04807	0,0000447	0,00006851	0,90321	0,85523	0,135496
9	0,100385	0,000007877	0,04529	0,0000152	0,90322	0,90053	0,100385
10	0,093398	0,00176	0,01118	0,00027	0,90497	0,91171	0,093398
11	0,088173	0,02943	0,00101	0,00301	0,93441	0,91272	0,088173
12	0,083659	0,00023	0,00006354	0,29404	0,93464	0,91279	0,083659

**IV.6.2. Comportement de la structure**



**Figure IV.3.** (Mode 1) translation suivant l'axe x-x.

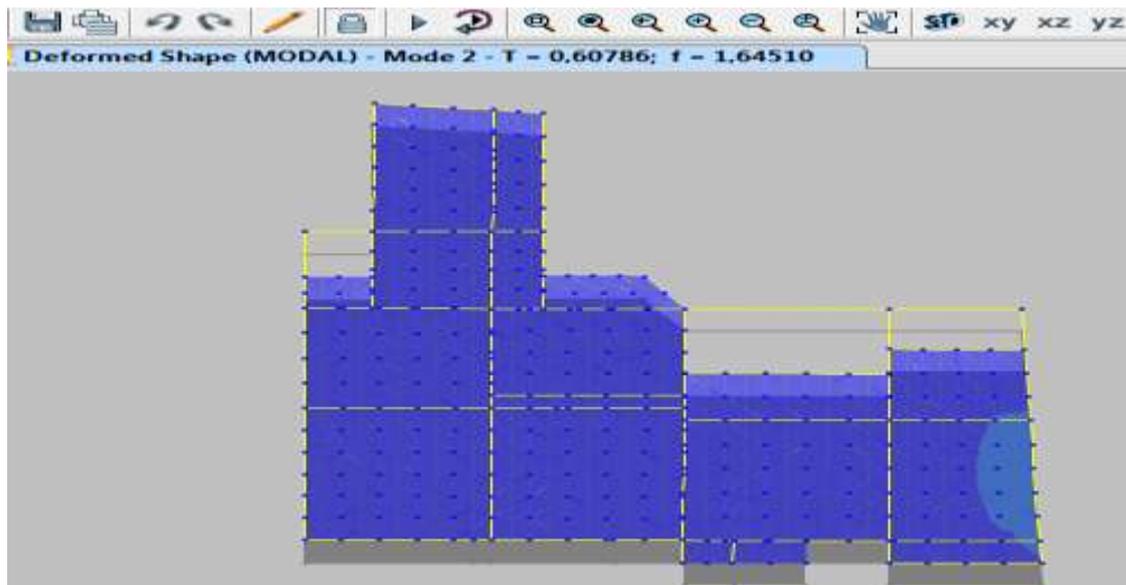


Figure IV.4. (Mode 2) translation suivant l'axe y-y.

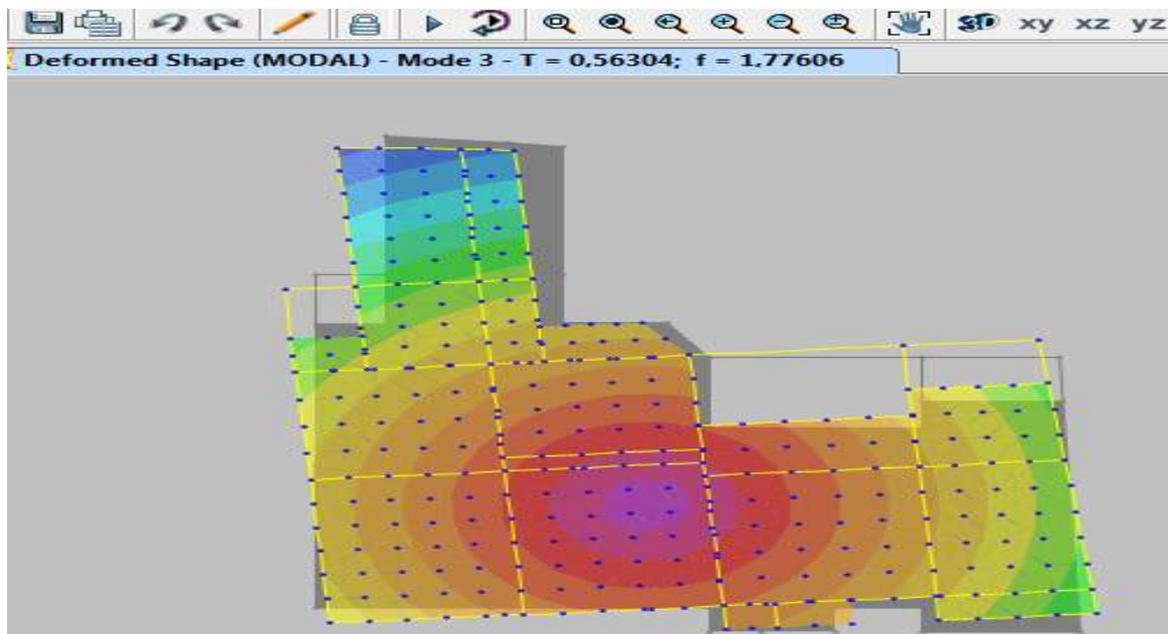


Figure IV.5. (Mode 3) rotation suivant l'axe z-z.

#### ❖ Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

- Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

✓ **Sous charges verticales**

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :  $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voile}} \geq 80\%$
- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :  $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voile}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.3.** Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
Sous-sol	30262,548	3164,702	90,53	9,47
RDC	23913,545	3673,131	86,69	13,31
1	19304,683	3392,044	85,06	14,94
2	15909,018	3012,371	84,08	15,92
3	12629,828	2534,87	83,29	16,71
4	9313,15	2100,492	81,60	18,40
5	6203,081	1578,893	79,71	20,29
6	3370,877	1024,853	76,68	23,32
7	1450,367	513,978	73,83	26,17

D'après le tableau IV.3, on voit bien que l'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée pour les trois derniers niveaux.

Car on est soumis à une contrainte architecturale (une diminution de portique).

✓ **Sous charges horizontales**

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques :  $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voile}} \geq 25\%$
- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles :  $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voile}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.4. Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	SENS (X-X)				SENS (Y-Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
Sous-sol	1167,875	255,566	82,04	17,96	948,527	520,996	64,55	35,45
RDC	1018,603	351,152	74,36	25,64	707,99	639,174	52,55	47,45
1	928,733	319,573	74,40	25,60	796,112	525,184	60,25	39,75
2	894,501	239,453	78,88	21,12	817,13	386,68	67,88	32,12
3	815,339	171,409	82,63	17,37	796,56	271,873	74,55	25,45
4	599,794	219,67	73,20	26,80	577,941	288,035	66,74	33,26
5	508,497	113,485	81,75	18,25	534,642	139,777	79,27	20,73
6	327,75	73,405	81,70	18,30	404,662	94,636	81,05	18,95
7	157,231	60,868	72,10	27,90	187,627	78,504	70,50	29,50

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

#### IV.6.3. Vérification de la résultante de la force sismique

Selon RPA99V2003 (Article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultats des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{sta}$ (KN)	$0,8 \times V_{sta}$	remarque
Sens x-x	1420,07	1692,09	1353,67	Vérifiée
Sens y-y	1553,351	1926,22	1540,97	Vérifiée

#### IV.6.4. Vérification de l'effort normale réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : (Article 7.1.3.3) RPA99V2003. (Pour notre cas on a augmenté la section du poteau du sous-sol).

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

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

**Tableau IV.6.** Vérification de l'effort réduit.

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	V	Remarque
Sous-sol	(55 × 55)	1707,599	0,225	Vérifiée
RDC	(50 × 50)	1380,502	0,220	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	(45 × 45)	1172,562	0,231	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	(40 × 40)	624,018	0,156	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	(35 × 35)	167,925	0,054	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

#### IV.6.5. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Formule (4-19)}$$

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Formule (4-20)}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Les résultats Vérification des déplacements relatifs (sens x-x). Ils sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.7.** Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveaux	Sens X - X						Observation
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	
Sous-sol	0,0007	0,0035	0	0,0035	3,06	0,001143791	<b>vérifiée</b>
RDC	0,0025	0,0125	0,0035	0,009	3,4	0,002647059	<b>vérifiée</b>
1	0,0042	0,021	0,0125	0,0085	2,89	0,002941176	<b>vérifiée</b>
2	0,0058	0,029	0,021	0,008	2,89	0,002768166	<b>vérifiée</b>
3	0,0073	0,0365	0,029	0,0075	2,89	0,002595156	<b>vérifiée</b>
4	0,0087	0,0435	0,0365	0,007	2,89	0,002422145	<b>vérifiée</b>
5	0,0098	0,049	0,0435	0,0055	2,89	0,001903114	<b>vérifiée</b>
6	0,0107	0,0535	0,049	0,0045	2,89	0,001557093	<b>Vérifiée</b>
7	0,0114	0,057	0,0535	0,0035	2,89	0,001211073	<b>Vérifiée</b>

Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	Sens Y -Y						Observation
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
Sous-sol	0,0006	0,003	0	0,003	3,06	0,000980392	vérifiée
RDC	0,0018	0,009	0,003	0,006	3,4	0,001764706	vérifiée
1	0,0031	0,0155	0,009	0,0065	2,89	0,002249135	vérifiée
2	0,0044	0,022	0,0155	0,0065	2,89	0,002249135	vérifiée
3	0,0056	0,028	0,022	0,006	2,89	0,002076125	vérifiée
4	0,0068	0,034	0,028	0,006	2,89	0,002076125	vérifiée
5	0,0078	0,039	0,034	0,005	2,89	0,001730104	vérifiée
6	0,0086	0,043	0,039	0,004	2,89	0,001384083	vérifiée
7	0,0094	0,047	0,043	0,004	2,89	0,001384083	vérifiée

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée dans les deux sens.

#### IV.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA99/V2003 (Article 5.9)

Les effets de second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. Formule (5.6).

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation 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 d'étage (k).

Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : 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.

La condition  $\theta \leq 0,10$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau IV.9.** Vérification des effets P- $\Delta$  (sens x-x).

Niveau	Sens X - X					Observation
	$\Delta k$ (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	$\theta$	
Sous-sol	0,0035	24663,69	1423,441	3,06	0,019818245	vérifiée
RDC	0,009	20284,78	1369,755	3,4	0,039200445	vérifiée
1	0,0085	16928,85	1248,306	2,89	0,039886643	vérifiée
2	0,008	13588,97	1133,954	2,89	0,033172885	vérifiée
3	0,0075	10253,79	986,748	2,89	0,026967556	vérifiée
4	0,007	7037,861	819,464	2,89	0,020802283	vérifiée
5	0,0055	4022,569	621,982	2,89	0,012308086	vérifiée
6	0,0045	1839,787	401,155	2,89	0,007141118	vérifiée
7	0,0035	0	218,099	2,89	0	vérifiée

**Tableau IV.10.** Vérification des effets P- $\Delta$  (sens y-y).

Niveau	Sens Y - Y					Observation
	$\Delta k$ (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	$\theta$	
Sous-sol	0,003	24663,69	1469,523	3,06	0,016454379	vérifiée
RDC	0,006	20284,78	1347,164	3,4	0,026571873	vérifiée
1	0,0065	16928,85	1321,296	2,89	0,028816607	vérifiée
2	0,0065	13588,97	1203,81	2,89	0,025388913	vérifiée
3	0,006	10253,79	1068,433	2,89	0,019924642	vérifiée
4	0,006	7037,861	865,976	2,89	0,016872842	vérifiée
5	0,005	4022,569	674,419	2,89	0,010319196	vérifiée
6	0,004	1839,787	499,298	2,89	0,005099996	vérifiée
7	0,004	0	266,131	2,89	0	vérifiée

On remarque que la condition  $\theta \leq 0,10$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.

**IV.8. Conclusion**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

# Chapitre V

## Etude

## 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 genres de sollicitations.

## V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 V15 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 :

- Effort normal maximal et le moment correspondant :  $N_{Max} \rightarrow M_{cor}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant :  $N_{Min} \rightarrow M_{cor}$
- Moment maximum et effort normal correspondant :  $M_{Max} \rightarrow N_{cor}$

### V.2.1. Recommandations

#### ❖ Les armatures longitudinales : RPA99/2003 (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  $\phi 40$  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).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm} \\ l' = 2 \times h \end{cases}$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1; h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

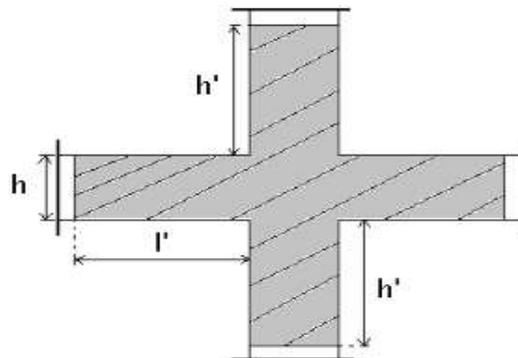


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	Amax (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol	55×55	24,2	121	181,5
RDC	50×50	20	100	150
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	16,2	81	121,5
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	40×40	12,8	64	96
7 <sup>ème</sup>	35×35	9,8	49	73,5

❖ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g > 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{L'élancement géométrique.}$$

Avec :

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$  Tel que : (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée).

$l_f$  : est la longueur de flambement du poteau.

$t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\min}$  (en zones IIa).

#### • La quantité d'armatures transversales minimales

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \text{ en \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_{min}^t = 0,3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_{min}^t = 0,8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\emptyset$  minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\emptyset$ ) >chempour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.2.** Sollicitation dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_{max}$
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
Sous-sol	-1803,40	-45,6674	98,14	-660,4	-4,067	80,21	108,6
RDC	-1380,50	10,926	91,958	-575,042	-24,906	35,524	93,02
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	-1172,56	7,147	-82,553	-959,627	-4,991	22,7211	115,5
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	-624,018	9,3393	-66,6933	-472,96	-7,816	13,8957	90,29
7 <sup>ème</sup> étage	-181,012	3,6314	40,331	-83,178	-1,033	10,676	-28,71

### V.2.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

#### ❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous-sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = -1803,40 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = -45,6674 \text{ KN.m}$
- $M_{max} = 98,14 \text{ KN.m} \Rightarrow N_{cor} = -660,4 \text{ KN}$
- $N_{min} = -4,067 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = 80,21 \text{ KN.m}$

#### • Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ :

$$(a \times b) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$$

$$d' = 0,05 \text{ m} ; d = 0,5 \text{ m}$$

$$N = 1803,40 \text{ (De compression) } \dots\dots (G+Q+EX)$$

$$M_{cor} = 45,6674 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{45,667}{1803,40} = 0,0253 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b)$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times h \times b \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 451,43 \text{ kn.m}$$

$$(a) = (0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,05) \times 0,55 \times 0,55 \times 18,48 = 0,809 \text{ Mn.m}$$

$$(b) = [1803,4 \times (0,5 - 0,05) - 451,43] \times 10^{-3} = 0,360 \text{ Mn.m}$$

$$(a) > (b) \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{451,43 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,5^2 \times 18,48} = 0,177$$

$$\mu_{bu} = 0,177 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \Rightarrow \varepsilon_{st} = 7,14 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,245$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,451m$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 25,02cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 20,51cm^2 \Rightarrow A_s = 20,51 cm^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,55 \times 0,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,32cm^2$$

$$A_s > A_{min}$$

$$\text{On prend : } A_s = 20,51cm^2$$

- **Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  :**

$$M = 98,14KN.m$$

$$N = 660,4KN \Rightarrow e_G = 0,148m < \frac{h}{2} = 0,275m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 245,73kn.m$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b)$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times h \times b \times f_{bu} = 0,809Mn.m$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{ua} = 0,051Mn.m$$

$$(a) > (b) \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{ua} = 245,73 KN.m \Rightarrow \mu_{bu} = 0,096 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0 cm^2$$

$$\alpha = 0,126 \Rightarrow Z = 0,474 \Rightarrow A_l = 12,96 \Rightarrow A_s = -3,55cm^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0cm^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,55 \times 0,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,32cm^2$$

$$A_s < A_{min}$$

$$\text{On prend : } A_s = 3,32cm^2$$

- **Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N = 4,067KN \Rightarrow M = 80,21KN.m \Rightarrow e_G = 19,72 > 0,275m$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 81,12 \text{ kn.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b)$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times h \times b \times f_{bu} = 0,809 \text{ Mn.m}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{ua} = -0,0079 \text{ Mn.m}$$

$(a) > (b) \Rightarrow$  La condition n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{ua} = 81,12 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,319 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0,04 \Rightarrow Z = 0,491 \Rightarrow A_l = 4,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 4,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,55 \times 0,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$

$$\text{On prend : } A_s = 4,11 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3. Ferrailage des poteaux.**

Niveau	sections	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
Sous-sol	55×55	0	20,51	24,2	24,89	4HA20+8HA14
RDC	50×50	0	2,71	20	20,36	4HA16+8HA14
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	45×45	0	2,17	16,2	18,47	12HA14
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étage	40×40	0	1,69	12,8	13,57	12HA12
7 <sup>eme</sup>	35×35	0	2,78	9,8	10,8	8HA10+4HA12

#### ❖ Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4. Calcul des armatures transversales.

Sections (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_l^{min}$ cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	barres
55×55	1.4	108,587	56	10	15	2,77	1,92	3,02	6HA8
50×50	1.4	93,026	56	10	15	2,61	2,142	3,02	6HA8
45×45	1.2	115,549	48	10	15	3,61	1,82	3,02	6HA8
40×40	1.2	90,294	48	10	15	2,11	1,8	3,02	6HA8
35×35	1,2	28,711	48	10	15	0,76	1,575	3,02	6HA8

Conformément au RPA99 version 2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = 5 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### V.2.4. Vérifications

##### ❖ Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie.

$B_r = (a - 0,02) \times (a - 0,02)$  pour un poteau rectangulaire

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

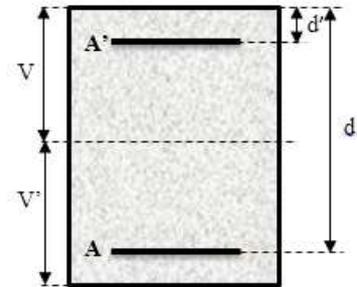
**Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol	<b>55×55</b>	266	186,2	11,68	0,831	24,89	0,2809	<b>6,47</b>	<b>1,803</b>	<b>vérifiée</b>
RDC	<b>50×50</b>	300	210	14,55	0,821	20,36	0,2304	<b>4,087</b>	<b>1,38</b>	<b>vérifiée</b>
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	<b>45×45</b>	249	174,3	13,33	0,826	18,47	0,1849	<b>3,359</b>	<b>1,172</b>	<b>vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	<b>40×40</b>	249	174,3	15,09	0,819	13,57	0,1444	<b>2,578</b>	<b>0,624</b>	<b>vérifiée</b>
7 <sup>ème</sup>	<b>35×35</b>	249	174,3	17,07	0,811	10,8	0,1089	<b>1,941</b>	<b>0,181</b>	<b>vérifiée</b>

❖ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \\ \sigma_s = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{array} \right.$$



**Figure V.2. Section d'un poteau.**

$S = b \times h + 15(A + A')$  (Section homogène)

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{12} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

**Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>1</sub> (MPa)	σ <sub>2</sub> (MPa)	σ <sub>sc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Sous-sol	55*55	50	24,89	54,45	0,55	0,0296	1238,721	37,9564	4,34	3,63	64,16	61,51
RDC	50*50	45	20,36	49,45	0,54	0,0202	1005,604	39,9716	4,56	3,57	66,94	63,44
1, 2, 3	45*45	40	18,47	44,4	0,60	0,013	854,213	50,2112	5,4	3,68	78,17	73,46
4, 5, 6	40*40	35	13,57	39,43	0,56	0,0082	455,142	48,4145	4,84	2,49	68,28	61,58
7 <sup>eme</sup>	35*35	30	10,8	34,41	0,58	0,0047	132,772	29,4483	3,07	0,92	41,5	31,25

❖ **Vérification aux sollicitations tangentes**

D’après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	I <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
Sous-sol	55×55	186,2	3,93	0,04	50	108,6	0,39	1	Vérifiée
RDC	50×50	210	4,76	0,04	45	93,02	0,413	1	Vérifiée
1 2 3	45×45	174,3	4,49	0,04	40	115,5	0,64	1	Vérifiée
4 5 6	40×40	174,3	5,05	0,75	35	90,29	0,645	1,875	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	35×35	174,3	5,78	0,04	30	28,71	0,27	1,875	Vérifiée

D’après tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

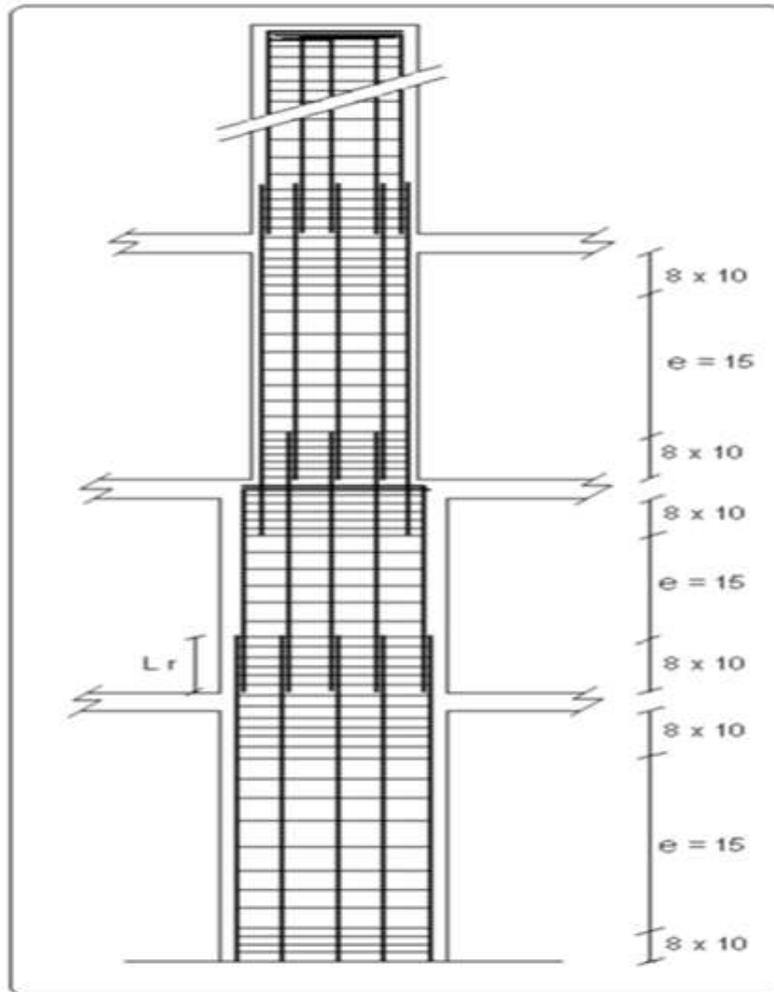
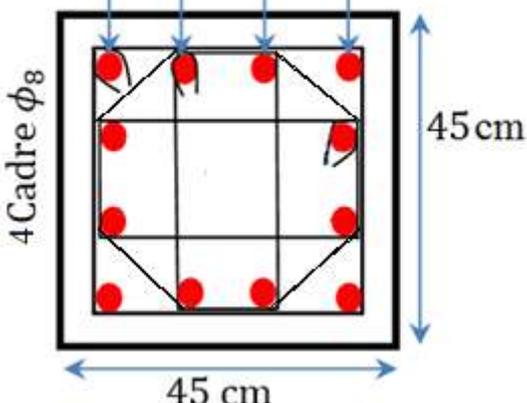
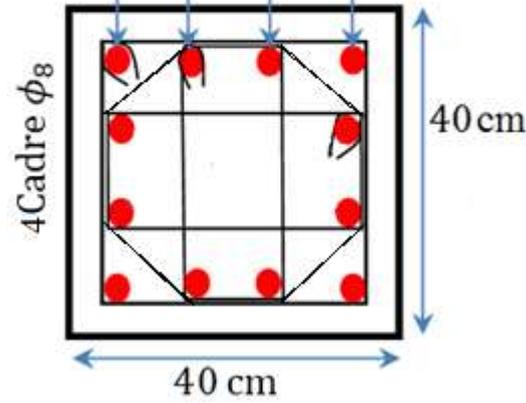
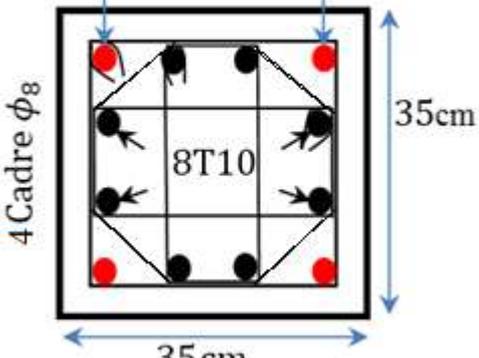


Figure V.3. Dispositions des armatures des poteaux.

➤ Schéma de ferrailage

Tableau V.7. Schéma de ferrailage.

Sous-sol	RDC
<p>4HA20+8HA14</p> <p>2T20/face</p> <p>55 cm</p>	<p>4HA16+8HA14</p> <p>2T16/face</p> <p>50 cm</p>

1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>
<p><b>12HA14</b></p> <p>4T14/face</p>  <p>45 cm</p>	<p><b>12HA12</b></p> <p>4T12/face</p>  <p>40 cm</p>
7 <sup>ème</sup>	
<p><b>4HA12+8HA10</b></p> <p>2T12/face</p>  <p>35 cm</p>	

### V.3. Etude des poutres

#### V.3.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

**V.3.2. Recommandation du RPA99/2003 :**• **Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b_{max} \leq 15h + b_1 \quad \text{RPA99/2003(article 7.5.1)} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

• **Ferraillage :**❖ **Les armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section de la poutre  $A_l^{min} = 0,5\% b \times h$ .
- ✓ 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 :
 
$$40\phi \text{ en zone II}_a$$

Avec :

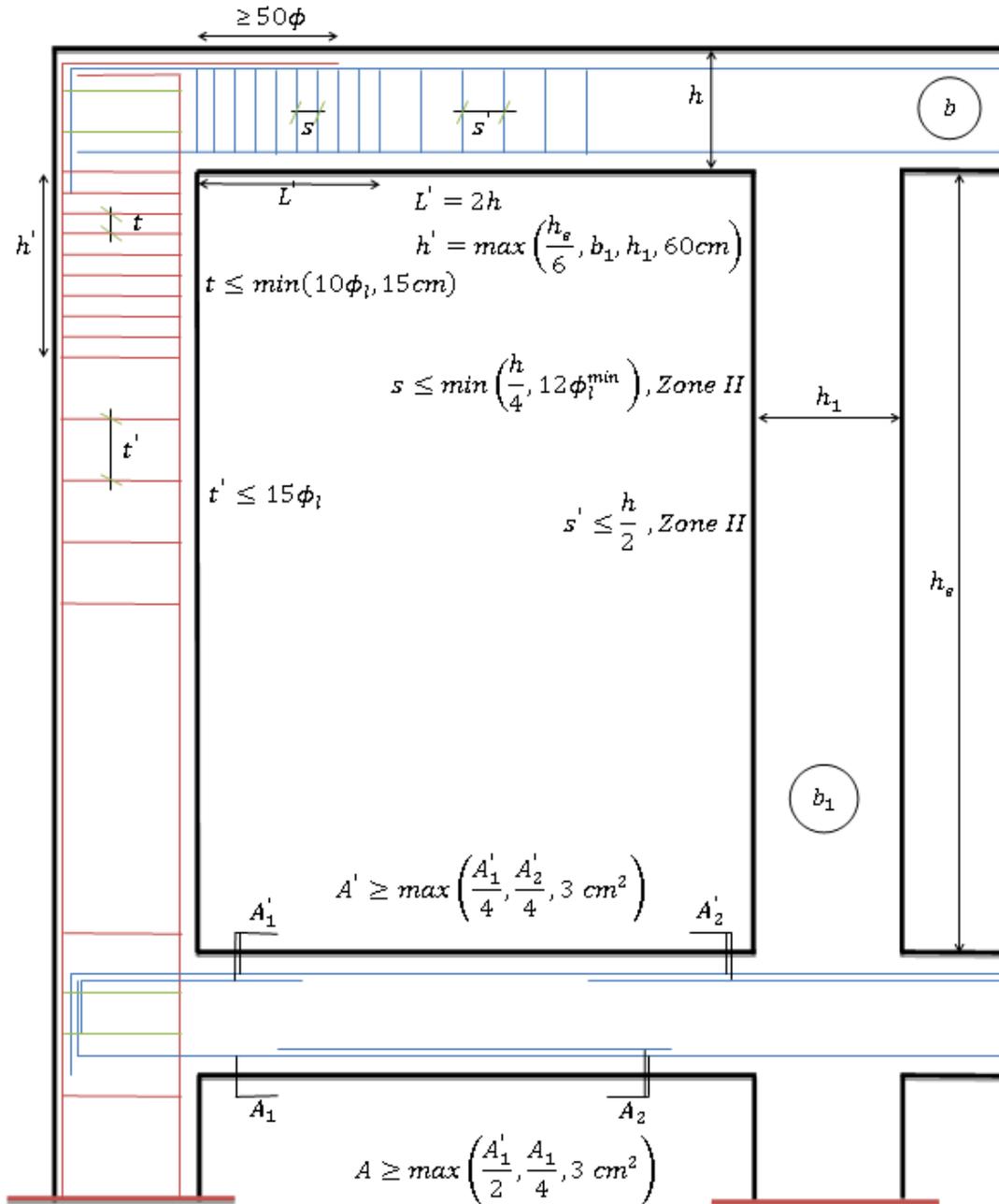
$\phi_{max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **Figure V.4**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ **Les armatures transversales 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 :
  - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ , 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.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternance dans l'orientation)

Figure V.4. Dispositions constructives des portiques.

### V.3.3. Ferrailage des poutres

#### V.3.3.1. Sollicitation de calculs

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.8.** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appuis}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{travé}$ (KN.m)	$M_{appuis}$ (KN.m)	V(KN)
RDC	41,0728	88,1425	151,815	61,9394	61,9157	80,485
Habitations	82,5925	91,8224	161,17	84,913	77,3343	115,694
Terrasse	39,6245	71,3978	120,609	32,9456	39,7515	46,376

#### V.3.3.2. Les armatures longitudinales

Pour le ferrailage longitudinal, nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau. Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9.** Les armatures longitudinales dans les poutres.

Planchers	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
RDC	Principale	30×40	Appui	7,46	6	6 HA 14 = 9,24
			Travée	3,36		6 HA 12 = 6,79
	Secondaire	30×35	Appui	5,13	5,25	6 HA 12 = 6,79
			Travée	5,13		6 HA 12 = 6,79
Habitations	Principale	30×40	Appui	7,80	6	6 HA 14 = 9,24
			Travée	6,95		6 HA 14 = 9,24
	Secondaire	30×35	Appui	6,52	5,25	6 HA 12 = 6,79
			Travée	7,22		6 HA 14 = 9,24
Terrasse	Principale	30×40	Appui	5,93	6	6 HA 12 = 6,79
			Travée	3,19		6 HA 12 = 6,79
	Secondaire	30×35	Appui	3,22	5,25	6 HA 12 = 6,79
			Travée	2,65		6 HA 12 = 6,79

#### ❖ Longueur de recouvrement :

- $L_r \geq 40\phi_l$  RPA/2003 Art (7.5.2.1).
- $\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56cm$ , on adopte:  $L_r=60cm$ .
- $\phi_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48cm$ , on adopte:  $L_r=50cm$ .

## ❖ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

## ✓ En zone courante :

$$6 \text{ HA14} = 9,24 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

## ✓ En zone de recouvrement :

$$(6\text{HA14}) + (6\text{HA14}) = 9,24 + 9,24 = 18,48 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

## V.3.3.3. Les armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

## ✓ Poutres principales

$$\emptyset \leq \min\left(1,4 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\emptyset \leq \min\left(1,4 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow 8 \text{ mm} < 11,4 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un \u00e9trier).

## ✓ Poutres secondaires :

$$\emptyset \leq \min\left(1,4 ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un \u00e9trier).

## ❖ Calcul des espacements des armatures transversales :

Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$ , On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l^{\text{min}}\right) = 10 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l' = 2h = 80 \text{ cm}$ .

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

## V.3.4. V\u00e9rifications \u00e0 l'ELU

## V.3.4.1. Condition de non fragilit\u00e9

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,45 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilit\u00e9 est v\u00e9rifi\u00e9e.

### V.2.3.2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$ , BAEL91 (Article H.III).

**Tableau V.10.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	161,17	1,45	Vérifiée
Secondaires	115,694	1,20	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

### Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- ✓ en appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ en appui intermédiaires :  $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11.** 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
Principale	9,24	161,17	91,8224	4,63	-3,29	Vérifiée
Secondaire	6,79	115,694	77,3343	3,32	-4,39	vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

### V.3.5. Vérifications à l'ELS

#### V.3.5.1. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

- $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).
- $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.
- $y$  : position de l'axe neutre.
- $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

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

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Poutres principales	Appuis	62,089	100650,3	14,43	8,9	15
	Travées	29,417	47023,2	9,63	6,02	15
Poutres secondaires	Appuis	51,18	57987,1	11,7	10,35	15
	Travées	24,07	57987,1	11,7	4,86	15

**V.2.4.2. Vérification de la flèche**

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales :**

$\frac{h}{l} = \frac{40}{535} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625$  .....Condition vérifiée.

$\frac{h}{l} = \frac{40}{535} = 0,075 = \frac{M_t}{10M_0} = 0,075$  .....Condition vérifiée.

$\frac{A}{bd} = 0,00832 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ .....Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

✓ **Poutres secondaires :**

$\frac{h}{l} = \frac{35}{455} = 0,0769 > \frac{1}{16} = 0,0625$  .....Condition vérifiée.

$\frac{h}{l} = \frac{35}{455} = 0,0769 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,075$  .....Condition vérifiée.

$\frac{A}{bd} = 0,00962 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ .....Condition vérifiée.

Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches n'est pas nécessaire.

**V.4. Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99/2003 (Art.7.6.2)* exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

❖ **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

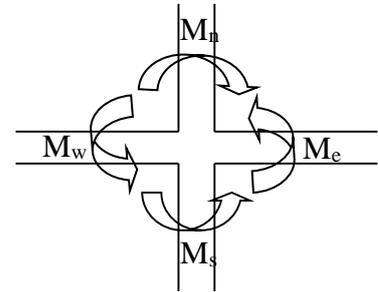


Figure V.5. La zone nodale.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0,85 \times h$  ( $h$  : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12. Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol	55×55	0,4675	24,89	404,93
RDC	50×50	0,425	20,36	301,12
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup>	45×45	0,3825	18,47	245,85
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup>	40×40	0,34	13,57	160,56
7 <sup>eme</sup>	35×35	0,2975	10,8	103,35

❖ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13. Vérification des zones nodales.

Niveau	Sens	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1.25×(M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> ) (KN.m)
RDC	PP	115,759	115,759	289,3975
	PS	74,432	74,432	186,08
habitation	PP	115,759	115,759	289,3975
	PS	74,432	74,432	186,08
Terrasse inaccessible	PP	85,065	85,065	212,6625
	PS	74,432	74,432	186,08

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale.

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	301,12	404,93	706,06	115,759	115,759	289,3975	vérifiée
				74,432	74,432	186,08	vérifiée
1, 2,3	245,85	301,12	546,97	115,759	115,759	289,3975	vérifiée
				74,432	74,432	186,08	vérifiée
4, 5,6	160,56	245,85	406,41	115,759	115,759	289,3975	vérifiée
				74,432	74,432	186,08	vérifiée
7	103,35	160,56	263,91	85,065	85,065	212,6625	vérifiée
				74,432	74,432	186,08	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.5. Dispositions constrictives des armatures dans les poutres

Exemple de ferrailage d'une poutre principale et secondaire du plancher habitation :

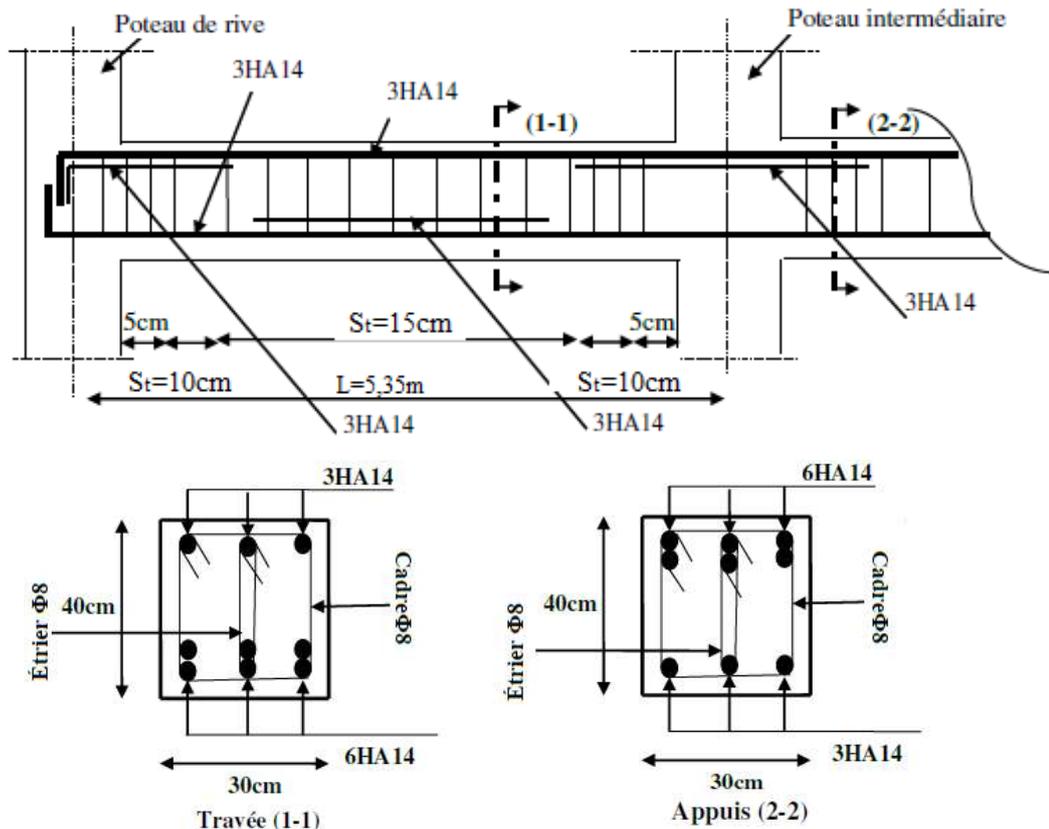


Figure V.6. Schéma de ferrailage de la poutre principale et secondaire (habitation).

## V.6. Etude des voiles

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II<sub>a</sub> (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- ✓ Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1,5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

### V.6.1. 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 ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  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° ayant une longueur de  $10\emptyset$ .

❖ **Armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m<sup>2</sup> 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 :

$$A_{ij} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \times V_u$$

❖ **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.

$\phi_l \leq \frac{e}{10}$  (Exception faite pour les zones d'about).

✓ L'espacement :  $S_t = \min(1,5e ; 30 \text{ cm})$ .

✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m<sup>2</sup>. 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.6.2. Ferrailage**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

✓  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

✓  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

✓  $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

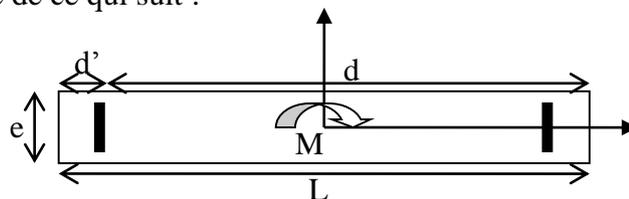


Figure V.7. Schéma d'un voile pleine.

❖ **Armatures horizontales**

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times K}{0,8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \quad \text{Tel que } \begin{cases} \text{flexion composé} \\ \text{(un effort N = compression)} \end{cases} \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b \times h} ; \text{contrainte moyenne de compression.}$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times e; 30) \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

❖ **La longueur de recouvrement  $L_r$  :**

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées.

❖ **Règles communes :**

$$A_{min} \begin{cases} 0,15\% (L \times e) ; \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0,10\% (L_c \times e) ; \text{en zone comprimé.} \\ 0,20\% (L_t \times e) ; \text{en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ **Diamètres des barres :**

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1,5e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓  $A_v^{cal} / \text{face}$  : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓  $A_{min}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓  $A_v^{adop} / \text{face}$  : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓  $Nbre / \text{face}$  : nombre de barres adaptées par face.
- ✓  $S_t$  : Espacement.
- ✓  $A_H^{min}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓  $A_H^{cal}$  : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.
- ✓  $A_H^{adop} / ml$  : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.
- ✓  $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adop}}{4}$
- ✓  $A_v^{adop} / ml$  : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15.** Sollicitations max de calcul dans les voiles.

Niveau	voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et RDC	V <sub>x1</sub>	-497,695	59,6496	272,4896	-258,578	-145,201	254,4375	93,175
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		-612,199	13,2524	178,3296	-388,177	-256,776	176,1732	117,597
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage		-328,636	13,5072	107,8051	-173,007	-106,089	104,9761	88,038
7 <sup>ème</sup> étage		-85,109	6,3591	33,7279	-16,038	-3,166	29,1059	29,594
Sous-sol et RDC	V <sub>x2</sub>	-926,781	122,8041	263,2712	-218,021	-20	234,9685	87,087
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		-658,18	21,8074	134,2745	-441,053	-300,786	129,8446	130,451
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage		-407,393	29,5947	87,2791	-242,222	-155,179	79,5365	106,024
7 <sup>ème</sup> étage		-127,826	34,6027	40,7407	-62,888	-37,316	32,8363	57,946
Sous-sol et RDC	V <sub>x3</sub>	-706,078	108,7394	201,7882	-201,331	-54,289	183,9463	160,086
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		-755,489	4,8892	77,0906	-228,15	-228,15	77,0906	115,724
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage		-491,349	6,2656	35,7597	-301,505	-191,739	35,3077	69,26
7 <sup>ème</sup> étage		-114,832	10,1433	19,1975	-69,742	-47,133	19,0015	31,48
Sous-sol et RDC	V <sub>y1</sub>	-1324,904	1321,6692	1321,6692	-1324,904	192,777	1064,1638	211,095
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		-1021,556	378,048	456,4758	-424,24	-221,268	445,4213	204,942
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage		-634,317	43,0704	211,2381	-380,178	-249,649	200,54	110,934
7 <sup>ème</sup> étage		-185,101	106,3694	175,6707	-112,231	-75,348	149,8427	37,483
Sous-sol et RDC	V <sub>y2</sub>	-798,011	349,2356	349,2356	-798,011	-98,495	274,0094	103,03
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		-713,356	26,0378	145,9865	-484,809	-248,569	37,8331	83,965
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage		-452,817	28,1875	73,4318	-272,325	-174,522	66,473	62,594
7 <sup>ème</sup> étage		-131,7	56,0249	64,146	-75,155	-48,265	50,9235	42,248

Sous-sol et RDC	$V_{y3}$	-610,705	125,5969	125,5969	-610,705	-60,859	121,1989	68,606
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		-539,038	17,8968	68,2671	-357,453	-240,712	63,6367	52,853
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage		-329,329	13,8454	47,6874	-211,906	-141,243	43,9997	48,843
7 <sup>ème</sup> étage		-64,775	17,2065	34,607	-36,118	-24,701	30,1023	44,585
Sous-sol et RDC	$V_{y4}$	-1330,524	1004,0116	1321,9717	-288,105	-69,754	1276,2727	325,917
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		-1085,57	3,3637	504,6655	-836,881	-505,376	72,3348	284,202
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage		-679,539	6,7889	165,7411	-571,261	-282,545	156,8694	157,486
7 <sup>ème</sup> étage		-138,521	9,6369	92,9979	-128,149	-50,377	81,6392	77,774

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile  $V_{x1}$  dans les autres niveaux :

**Tableau V.16.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1 <sup>ème</sup> , 2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,2×1,3	0,2×1,3	0,2×1,3	0,2×1,3
M(KN.m)	59,6496	13,2524	13,5072	6,3591
N(KN)	-497,695	-612,199	-328,636	-85,109
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimé	Entièrement tendue
V (KN)	93,175	117,597	88,038	29,594
$\tau$ (MPa)	0,56	0,7	0,52	0,17
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	9,13	9,24	5,18	1,24
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,2	5,2	3,9	5,2
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>11,31</b>	<b>11,31</b>	<b>7,85</b>	<b>7,85</b>
$N^{bre}$ /par face	10HA12	10HA12	10HA10	10HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2,827	2,827	1,962	1,962
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,9	3,9	0,6	3,9
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>4,52</b>	<b>4,52</b>	<b>1,57</b>	<b>4,52</b>
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	4HA12	2HA10	4HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1 <sup>ème</sup> , 2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,2×1,2	0,2×1,2	0,2×1,2	0,2×1,2
M(KN.m)	122,8041	21,8074	29,5947	34,6027
N(KN)	-926,781	-658,18	-452,817	-127,826
section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimé
V (KN)	87,087	130,451	106,024	57,946
$\tau$ (MPa)	0,56	0,84	0,69	0,37
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	15,42	8,90	6,01	2,41
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,8	4,8	4,8	3,6
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>15,83</b>	<b>11,00</b>	<b>7,04</b>	<b>7,04</b>
$N^{bre}$ /par face	14HA12	14HA10	14HA8	14HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3,957	2,75	1,76	1,76
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,6	3,6	3,6	0,6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>4,52</b>	<b>4,52</b>	<b>4,52</b>	<b>4,52</b>
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1 <sup>ème</sup> , 2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,2×1,1	0,2×1,1	0,2×1,1	0,2×1,1
M(KN.m)	125,5969	4,8892	35,7597	10,1433
N(KN)	-610,705	-755,489	-301,505	-114,832
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	68,606	115,724	69,26	31,48
$\tau$ (MPa)	1,13	0,81	0,49	0,22
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	12,53	11,05	4,98	2,04
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,4	4,4	4,4	4,4
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>13,57</b>	<b>13,57</b>	<b>6,03</b>	<b>6,03</b>

$N^{bre}$ /par face	12HA12	12HA12	12HA8	12HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	3,39	3,39	1,5	1,5
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,3	3,3	3,3	3,3
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>4,52</b>	<b>4,52</b>	<b>4,52</b>	<b>4,52</b>
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1 <sup>ème</sup> , 2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,2×2,9	0,2×2,9	0,2×2,9	0,2×2,9
M(KN.m)	1321,6692	378,048	43,0704	106,3694
N(KN)	-1324,904	-1021,556	-634,317	-185,101
Section	Partiellement comprimé	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimé
V (KN)	211,095	204,942	110,934	37,483
$\tau$ (MPa)	0,57	0,55	0,3	0,1
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	28,4	17,65	9,76	3,28
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	8,7	11,6	11,6	8,7
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>31,42</b>	<b>20,11</b>	<b>15,39</b>	<b>11,31</b>
$N^{bre}$ /par face	10HA20	10HA16	10HA14	10HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	7,855	5,02	3,847	2,827
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	8,7	8,7	0,6
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>9,24</b>	<b>9,24</b>	<b>9,24</b>	<b>4,52</b>
$N^{bre}$ /par Plan	6HA14	6HA14	6HA14	4HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1 <sup>ème</sup> , 2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,2×1,6	0,2×1,6	0,2×1,6	0,2×1,6
M(KN.m)	349,2356	26,0378	28,1875	56,0249

<b>N(KN)</b>	-798,011	-713,356	-452,817	-131,7
<b>Section</b>	Partiellement comprimé	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimé
<b>V (KN)</b>	103,03	83,965	62,594	42,248
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	0,5	0,41	0,3	0,21
<b><math>\bar{\tau} = 0,2f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	15,87	10,95	7,26	2,6
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	4,8	4,8	6,4	4,8
<b><math>A_v^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>18,47</b>	<b>13,57</b>	<b>9,42</b>	<b>5,03</b>
<b><math>N^{bre}</math> /par face</b>	12HA14	12HA12	12HA10	12HA8
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20	20
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	4,617	3,39	2,355	1,257
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,6	4,8	0,6
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>6,79</b>	<b>4,52</b>	<b>6,79</b>	<b>1,57</b>
<b><math>N^{bre}</math> /par Plan</b>	6HA12	4HA12	6HA12	2HA10
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1 <sup>ème</sup> , 2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0,2×1,1	0,2×1,1	0,2×1,1	0,2×1,1
<b>M(KN.m)</b>	125,5969	17,8968	13,8454	34,607
<b>N(KN)</b>	-610,705	-539,038	-329,329	-36,118
<b>Section</b>	Partiellement comprimé	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Partiellement comprimé
<b>V (KN)</b>	68,606	52,853	48,843	44,585
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	0,49	0,37	0,35	0,32
<b><math>\bar{\tau} = 0,2f_{c28}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_v^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	10,88	8,45	5,27	1,29
<b><math>A_v^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,3	4,4	4,4	3,33
<b><math>A_v^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>11,31</b>	<b>11,31</b>	<b>7,85</b>	<b>5,03</b>
<b><math>N^{bre}</math> /par face</b>	10HA12	10HA12	10HA10	10HA8
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20	20	20
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,827	2,827	1,962	1,257
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	3,3	3,3	0,6

$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	4,52	4,71	4,71	1,57
$N^{bre}$ /par Plan	4HA12	6HA10	6HA10	2HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations de calcul dans le voile Vy4 dans tous les niveaux.

Niveau	Sous-sol, RDC	1 <sup>ème</sup> , 2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5, 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,2×2,8	0,2×2,8	0,2×2,8	0,2×2,8
M(KN.m)	1004,0116	3,3637	6,7889	9,6369
N(KN)	-1330,524	-1085,57	-679,539	-138,521
Section	Partiellement comprimé	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	332,446	284,202	157,486	77,774
$\tau$ (MPa)	0,91	0,79	0,44	0,22
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	23,47	15,65	9,87	2,14
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	8,4	11,2	11,2	11,2
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	24,13	18,47	11,31	11,31
$N^{bre}$ /par face	12HA16	12HA14	10HA12	10HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	6,03	4,62	2,827	2,827
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	8,4	8,4	8,4
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	6,79	9,24	9,24	9,24
$N^{bre}$ /par Plan	6HA12	6HA14	6HA14	6HA14
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

V.6.3. Ferrailage du voile :

Exemple de schéma de ferrailage des voiles a la base :

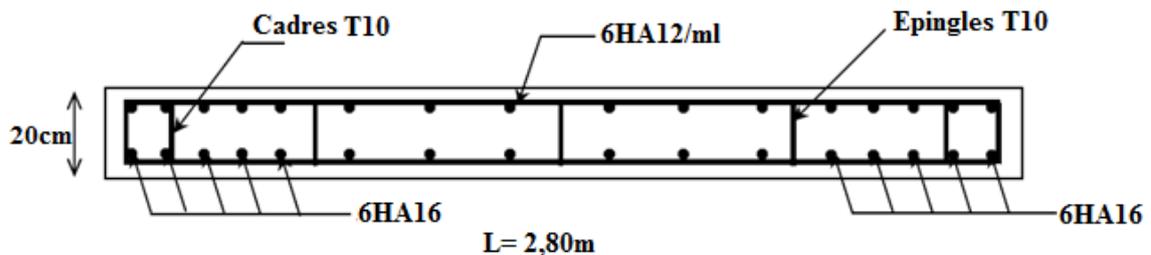


Figure V.8. Schéma de ferrailage du voile Vy4.

### V.7. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux. Il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 15) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

# Chapitre VI Fin

## 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 du type des 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.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

### VI.2.2. Capacité portante du sol

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire d'analyse géotechnique et de construction (LAGHOUAG), Le terrain réservé pour la réalisation de notre projet est essentiellement constitué d'une couche de remblai jusqu'à 2,5 à 3m reposant sur une couche d'argile graveleuse sableuse puis on retrouve une couche d'alluvion.

### VI.2.3. Vérification des semelles isolées

Les poteaux étant de section carrée, on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est :  $\frac{N}{s} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison  $G + Q + E$ .

Obtenue par le logiciel SAP2000.

$S$  : Surface d'appui de la semelle. 1,35

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 3,55m$$

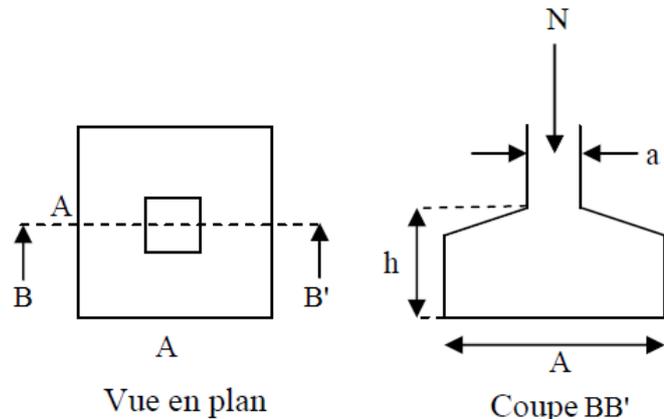


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée.

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car on dispose des distance entre axes des poteaux plus petite dans le sens  $xx'$ , donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

#### VI.2.4. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous un portique.

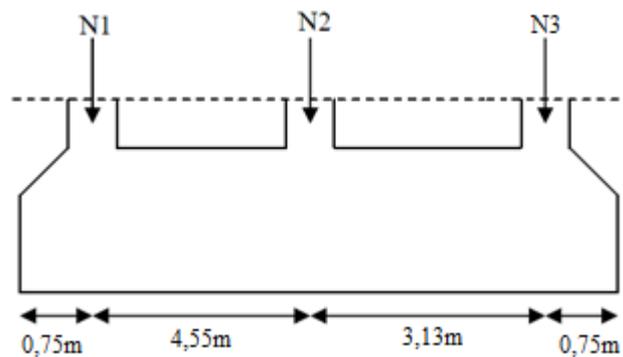


Figure VI.2. Semelle filante.

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 1399,655$$

$$N_2 = 1707,599 \text{ KN}$$

$$N_3 = 935,141 \text{ KN}$$

$$\sum N = 4042,395 \text{ KN}; \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = 3,26m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

### VI.3. Vérification du radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

$L_{max} = 5,35m$  La plus grande distance entre deux éléments de contreventements.

$h_0$  : Hauteur de la dalle.

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

#### VI.3.1. Condition de coffrage

- **Nervure**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = 53,5cm \text{ Soit } h_t = 55cm$$

- **Dalle**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = 26,75cm \text{ Soit } h_r = 30cm$$

#### VI.3.2. Condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \end{cases}$$

E : Module d'élasticité du béton  $E = 3,2 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>.

$L_e$  : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature de radier (rigide ou flexible).

$I = \frac{b \times h^3}{12}$  : Inertie de la section du radier.

K : Module de résistance du sol. (on un sol moyen donc  $K=4 \times 10^4$  KN/m<sup>3</sup>).

b : Largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

D'après les conditions, on obtient  $h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} = 0,79m$

A partir de ces trois condition, on opte pour :

$$\begin{cases} h_t = 80cm \\ h_r = 50cm \end{cases}$$

### VI.3.3. La surface du radier

$$S_{bat} = 399,88m^2$$

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = 345,70m^2$$

$$S_{bat} > S_{rad}$$

Donc un radier sans débord.

$$\text{On prend } S_{rad} = S_{bat} = 399,88m^2$$

## VI.4. Les vérifications nécessaires

### VI.4.1. Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (artA5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- $N_u$  : L'effort normal sur le poteau.
- $U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a = b \Rightarrow A + B = (0,55 + 0,50) + (0,55 + 0,50) = 2,10m \Rightarrow U_c = 4,2m$$

$$N_d = 1,70MN \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 2,52MN \text{ Condition vérifiée}$$

### VI.4.2. Condition de cisaillement

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle du radier, il faut vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} \times 1m$$

$$V_d = \frac{46670,15 \times 5,35}{2 \times 399,88} \times 1 = 312,20KN$$

$$\tau_u = 1,15 \leq 1,17 \quad \text{condition vérifiée}$$

– **Vérification de la contrainte dans le sol : DTR BC 2.33.1. (Article 3.541A)**

Calcul des contraintes sous le radier :

• **Sens X-X**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$N$  : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_x$  : Moments sismique à la base.

$N = 33959,62 \text{ KN}$  ;  $M_x = 22180,0904 \text{ KN.m}$  ;  $I_x = 19502,9515 \text{ m}^4$  ;  $Y_G = 11,99 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{33959,62}{399,88} + \frac{22180,0904 \times 11,99}{19502,9515} = 0,098 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{33959,62}{399,88} - \frac{22180,0904 \times 11,99}{19502,9515} = 0,071 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_2 + 3 \times \sigma_1}{4} = 0,091 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,135 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Sens Y-Y**

$M_y = 20190,622 \text{ KN.m}$  ;  $I_y = 9444,1941 \text{ m}^4$  ;  $X_G = 8,26 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{33959,62}{399,88} + \frac{20190,622 \times 8,26}{9444,1941} = 0,102 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{33959,62}{399,88} - \frac{20190,622 \times 8,26}{9444,1941} = 0,067 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_2 + 3 \times \sigma_1}{4} = 0,093 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,135 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

#### VI.4.3. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Selon sens X-X :  $e = 0,65 \text{ m} < \frac{16,93}{4} = 4,23 \text{ m}$

Selon sens Y-Y :  $e = 0,59 \text{ m} < \frac{25,08}{4} = 6,27 \text{ m}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

#### VI.4.4. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut vérifier que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_s$

Avec :

$F_s = 1,5$  (coefficient de sécurité).  $\gamma_s = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 399,88 \text{ m}$  (surface du radier).  $H = -3,06 \text{ m}$  (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$$N > 1,5 \times 3,06 \times 399,88 \times 10 = 18354,49KN \text{ Condition vérifiée}$$

### VI.5. Ferrailage

#### ❖ La dalle du radier

La dalle sera calculée comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$L_x = 3,6m ; L_y = 4,8m$$

#### • Calcul des sollicitations

#### • ELU

$$G_0 = 12,5KN/m^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{46670,15}{399,88} + 1,35 \times 12,5 = 133,58 KN/ml$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après l'annexe (II) on a :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases}$$

$$\text{Sens X-X : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 107,5KN.m$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 54,88KN.m$$

#### ➤ En travée

$$\text{Sens X-X : } M_t^x = 0,85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 91,38KN.m$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_t^y = 0,85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 46,65KN.m$$

#### ➤ En appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 53,75 KN.m$$

Le ferrailage se fera pour une section ( $b \times h_0$ )

#### – Condition de non fragilité

On calcul  $A_{min}$  on a  $HAf_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008 ; h_r = 50cm ; b = 100cm ; \rho = 0,75$

$$\begin{cases} h > 12cm \\ \rho > 0,4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r = 4,5cm^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r = 4cm^2 \end{cases}$$



- **En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 43,17 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton**

- **En travée**

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

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

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant.

- ✓ **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

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

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

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et d'acier.**

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	x-x	73,4	8,44	157428	<b>3,93</b>	<b>269,68</b>
	y-y	47,32	7,33	119825	<b>2,89</b>	<b>234,99</b>
Appui		43,17	7,33	119825	<b>2,64</b>	<b>214,4</b>

Il est bien remarquable que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans l'acier.**

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	<b>6HA14</b>	<b>9,24</b>	10,11	223062	<b>3,32</b>	<b>182,08</b>	<b>16</b>
	y-y	<b>6HA12</b>	<b>6,79</b>	8,81	171339	<b>2,43</b>	<b>158,18</b>	<b>16</b>
Appui		<b>6HA12</b>	<b>6,79</b>	8,81	171339	<b>2,22</b>	<b>144,33</b>	<b>16</b>

## ❖ Schéma de ferrailage

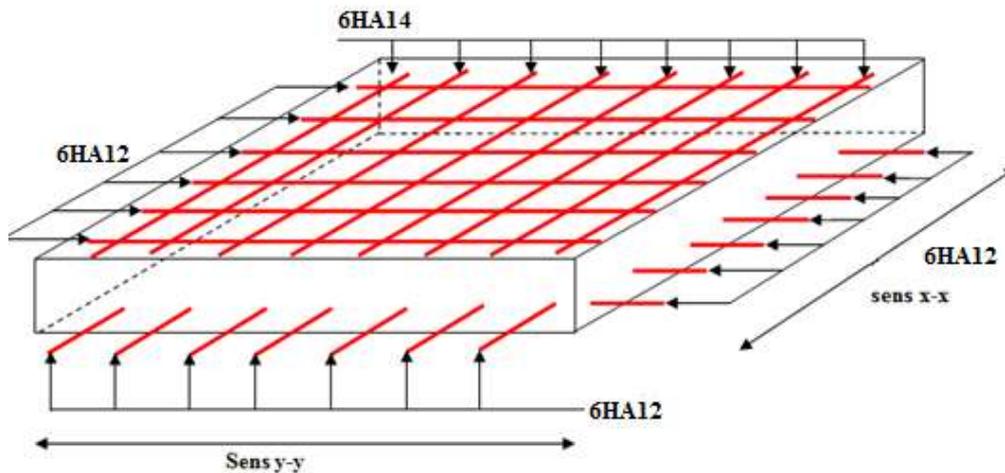


Figure VI.3. Schéma de ferrailage.

## VI.6. Calcul des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

## VI.6.1. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

## • Charge triangulaire

$$q_m = \frac{2 \times q_u \times l_x}{3}$$

$$q_v = \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec :  $q_m$  : Charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

## • Charge trapézoïdale

$$q_m = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$q_v = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\text{On a } \begin{cases} q_u = 133,58 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 97,42 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations** (BAEL article III.5.2)

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times P_d'^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Travée intermediaire} \end{cases}$$

• **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• **Sens longitudinal (X-X):** nervure intermédiaires

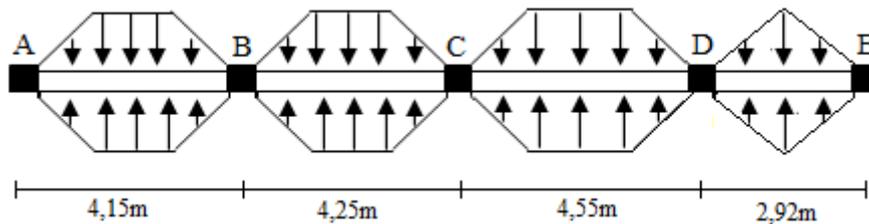


Figure VI.4. Schéma de sollicitations sur les nervures longitudinal.

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU).

Travée	L (m)	L'	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4,15	4,15	233,87	0	-398,92	223,77	439,31	-366,65
B-C	4,25	3,4	226,07	-398,92	-331,05	146	368,6	-426,03
C-D	4,55	3,64	225,24	-331,05	-213,05	312,32	470	-404,55
D-E	2,92	2,92	260,03	-213,05	0	180,85	239,69	-222,78

- Sens transversal (Y-Y) : nervure intermédiaires

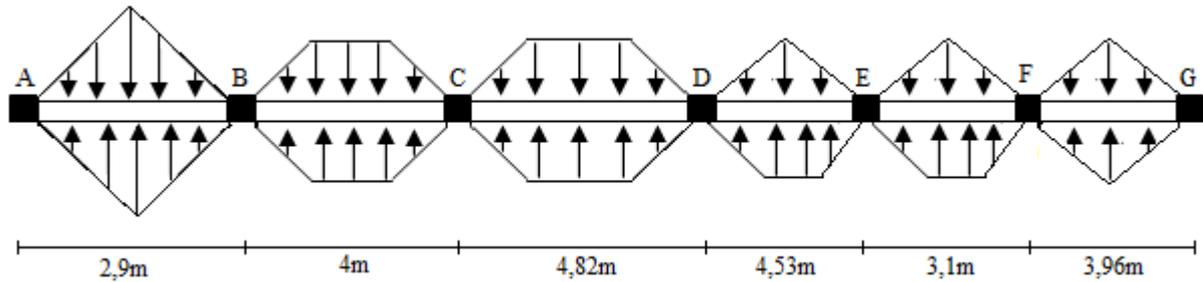


Figure VI.5. Schéma de sollicitations sur les nervures transversal.

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU).

Travée	L (m)	L'	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	2,9	2,9	314,35	0	-355,5	176,61	402,75	-339,87
B-C	4	3,2	296,91	-355,5	-494,58	170,88	448,52	-529,05
C-D	4,82	3,856	347,68	-494,58	-550,5	487,33	708,61	-618,35
D-E	4,53	3,624	316,57	-550,5	-342,74	368,74	511,59	-428,72
E-F	3,1	2,48	178,05	-342,74	-335,5	-125,22	81,10	-390,68
F-G	3,96	3,96	252,02	-335,5	0	340,5	491,48	-288,25

Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans de sens longitudinal.

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	312,32	-398,92
$M_S$ (KN.m)	191,41	-290,93
V (KN)	470	

Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans de sens transversal.

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	487,33	-550,5
$M_S$ (KN.m)	355,4	-401,48
V (KN)	708,61	

VI.6.2. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple

$$h = 0,80m ; h_0 = 0,50m ; b_0 = 0,55m ; d = 0,75m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{Ly}{10} ; \frac{Lx}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4,8}{10} ; \frac{3,6}{2}\right)$$

On prend  $b_1 = 0,45$  m

$$\text{Donc : } b = 2 \times b_1 + b_0 = 1,45m$$

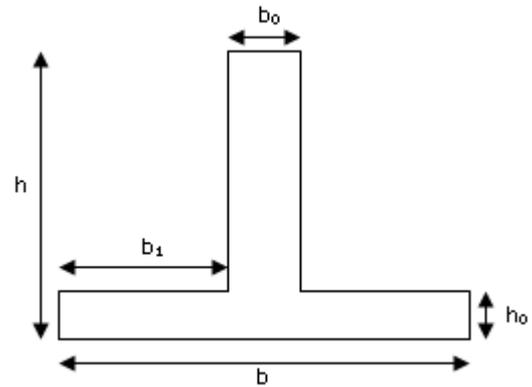


Figure VI.6. Section à ferrailer.

➤ Calcul des armatures

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures dans les deux sens.

sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	312,32	12,13	13,13	<b>8HA16=16,08</b>
	appuis	-398,92	15,55	13,13	<b>8HA20=25,13</b>
Y-Y	Travée	487,33	19,08	13,13	<b>4HA20+4HA25=32,21</b>
	appuis	-550,5	21,61	13,13	<b>4HA20+4HA25=32,21</b>

➤ Les vérifications

• Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{708,61 \times 10^{-3}}{1,45 \times 0,75} = 0,65MPa$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3MPa\right) = 2,5MPa$$

⇒  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  Condition vérifiée

– État limite de compression du béton et d'acier

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150\eta\right) = 201,63MPa$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes.

Sens	Moments	M (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	$M_t$	191,41	2,64	15	169,42	201,63
	$M_a$	-290,93	3,34	15	167,23	201,63
Y-Y	$M_t$	355,4	3,7	15	160,89	201,63
	$M_a$	-401,48	4,19	15	181,76	201,63

➤ **Armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi^{\min}, \frac{b}{2} \right) = \left( \frac{800}{35}; 20; \frac{550}{2} \right) = 20 \text{ mm}$$

soit  $\Phi = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des aciers transversaux**

Soit 4HA8=2,01 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre)

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40) \text{ cm} = (67,5 ; 40) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,55} = 36,54 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armature de peau**

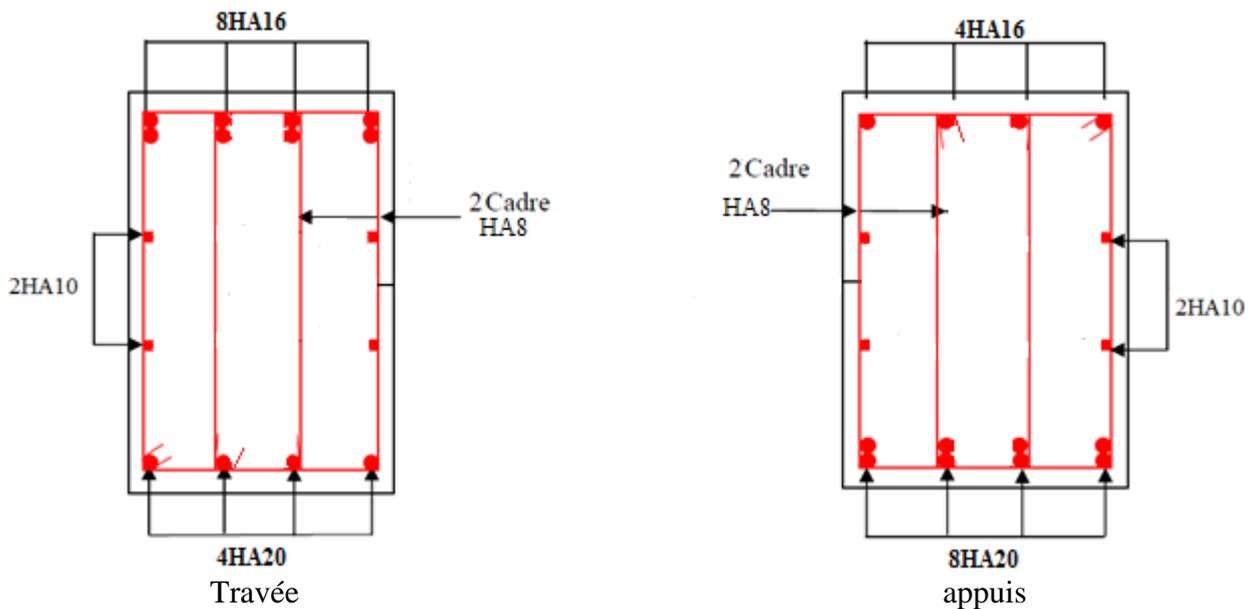
CBA art(A.7.3) préconise de mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de hauteur, comme  $h = 80 \text{ cm}$  donc :

$$A_p = 3 \times 0,80 = 2,4 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit 2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>/face

➤ Schéma de ferrailage

• Sens X-X



• Sens Y-Y

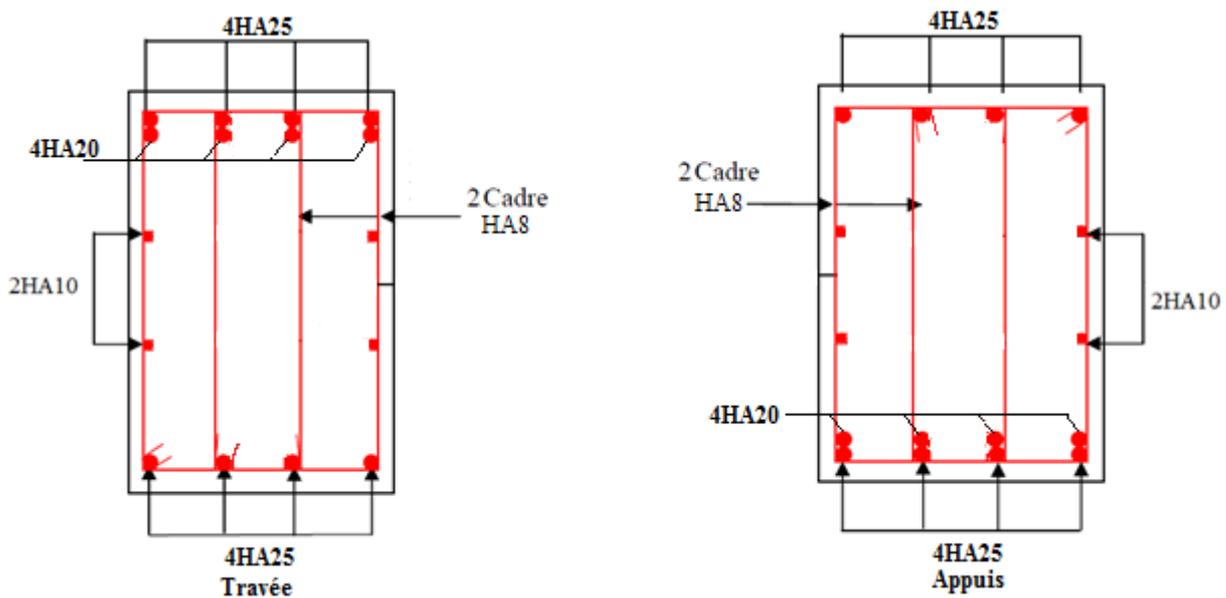


Figure VI.7. Schéma de ferrailage de la nervure.

### VI.7. Etude du voile périphérique

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.7.1. Dimensionnement du voile

On dimensionne le panneau le plus sollicité :  $\begin{cases} L = 5,35m \\ h = 3,06m \end{cases}$

L'épaisseur  $e=20$  cm

### VI.7.2. Caractéristiques du sol

$\gamma_h = 20,06KN/m^3$  Le poids spécifique

L'angle de frottement  $\varphi = 12,24^\circ$

La cohésion  $c = 0,49$  bar

### VI.7.3. Evaluation des charges et surcharges

Le mur de soutènement et soumis à :

#### ➤ La poussée des terres

$$G = h \times \left( \gamma \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3,06 \times \left( 20,06 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{12,24}{2} \right) \right) - 2 \times 0,49 \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{12,24}{2} \right)$$

$$G = 39,11KN/m^2$$

#### ➤ Surcharge accidentelle

$$q = 10KN/m^2$$

$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 6,5KN/m^2$$

### VI.7.4. Ferrailage du voile

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

La structure compte un système de drainage efficace, afin d'éviter la poussé hydrostatique.

❖ ELU

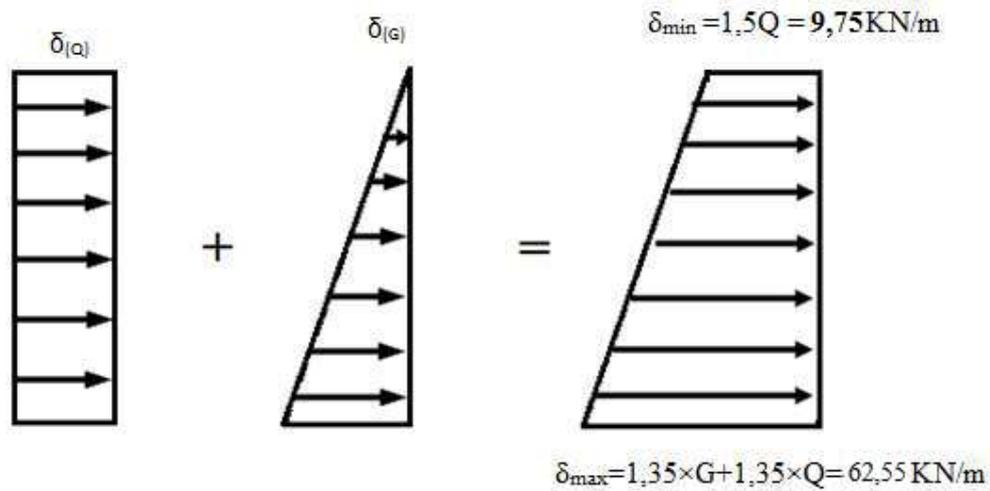


Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} = 49,35KN/m^2 ; q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 49,35KN/m$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} L = 5,35m \\ h = 3,06m \end{cases} ; e = 20cm ; b = 100cm$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Tableau VI.10. Ferrailage du voile.

	Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
En travée	Selon x	33,97	0,082	0,108	0,162	6	2	4HA14 =6,16	25
	Selon y	8,77	0,021	0,027	0,168	1,50	2	4HA8 =2,01	25
En appuis	Selon x-y	-19,98	0,048	0,062	0,165	3,46	2	4HA12 =4,52	25

VI.7.5. Vérifications

➤ Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{68,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,4MPa < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{C28} ; 3MPa\right) = 2,5MPa \text{ Condition vérifiée}$$

## ➤ ELS

Tableau VI.11. Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

Sens	$M$ (KN.m)		Le choix	As	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	$M_t$	25,95	<b>4HA14</b>	6,16	7,07	15	273,3	201,63
	$M_a$	15,26	<b>4HA12</b>	4,52	4,69	15	216,35	201,63
Y-Y	$M_t$	11,30	<b>4HA8</b>	2,01	4,84	15	350,95	201,63

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc il faut augmenter la sections des aciers.

Tableau VI.12. Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

Sens	$M$ (KN.m)		Le choix	As	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	$M_t$	25,95	<b>6HA14</b>	9,24	6,1	15	185,65	201,63
	$M_a$	15,26	<b>6HA12</b>	6,79	4,01	15	146,47	201,63
Y-Y	$M_t$	11,30	<b>6HA10</b>	4,71	3,41	15	201,63	201,63

## VI.7.6. Schéma de ferrailage

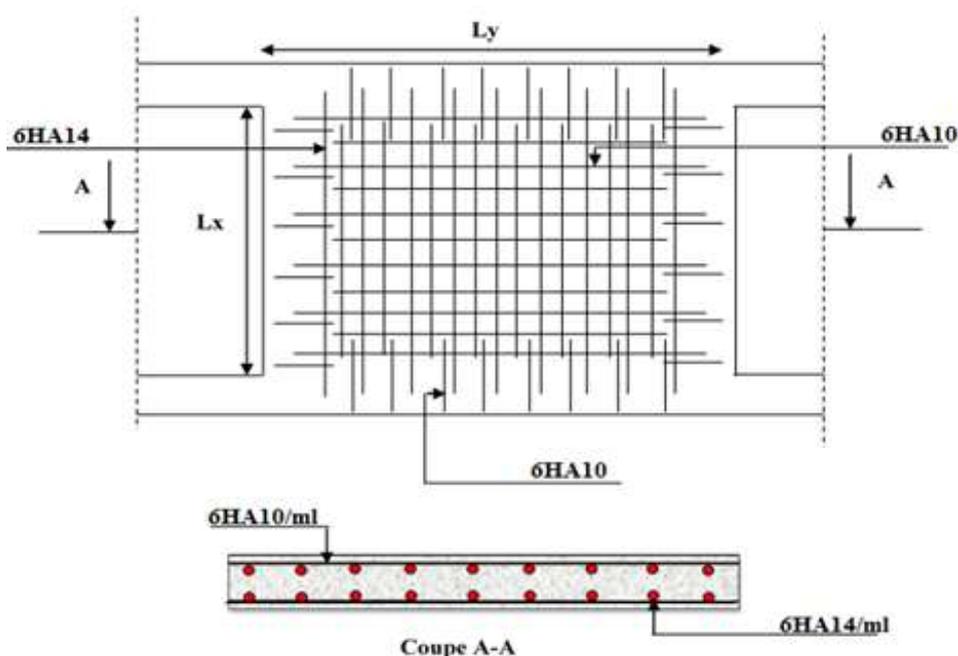


Figure VI.9. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

**VI.8. Conclusion**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces dernières ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait. Ensuite on a passé aux semelles filantes mais les distances entre elles sont très petites.

Nous sommes ensuite passé au calcul d'un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrailé.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé donc ferrailé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier)

# Table des matières

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

	Page
I.1. Introduction .....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3. Les caractéristiques de la structure.....	1
I.4. Présentation de la structure.....	1
I.5. Sol d'assise.....	2
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	2
I.6.1. Béton .....	2
I.6.2. L'acier .....	4
I.7. Actions et sollicitations .....	5
I.8. Les sollicitations.....	6
I.9. Les combinaisons d'action .....	6
I.10. Les règlements et les normes utilisés.....	7
I.11. Conclusion .....	7

### Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction .....	8
II.2. Plancher .....	8
II.2.1. Planchers à corps creux.....	8
II.2.2. Plancher dalle pleine .....	8
II.3. Les poutrelles .....	10
II.4. Les poutres .....	11
II.4.1. Les poutres principales.....	11
II.4.2. Les poutres secondaires .....	11
II.4.3. Les poutres de chaînage .....	12
II.5. Acrotère .....	12
II.5.1. Les voiles .....	13
II.6. Les escaliers .....	14
II.6.1. Dimensionnement .....	14
II.6.2. Les différents types d'escaliers .....	14
II.7. Ascenseur .....	21
II.8. Poteaux .....	22
II.9. Evaluation des charges et surcharges .....	22
II.10. La descente de charge .....	26

II.11.	Vérification .....	30
II.12.	Conclusion .....	32

### **Chapitre III : Les éléments non structuraux**

III.1.	Introduction .....	34
III.2.	Etude du plancher .....	34
III.2.1.	Plancher à corps creux .....	34
III.2.2.	Planchers à dalles pleines.....	58
III.3.	Etude de la dalle de la cage d'ascenseur.....	74
III.4.	Etude de l'acrotère.....	82
III.4.1.	Hypothèses de calcul.....	82
III.4.2.	Evaluation des charges et surcharges .....	83
III.4.3.	Calcul des sollicitations .....	83
III.4.4.	Calcul de l'excentricité .....	84
III.4.5.	Ferraillage .....	85
III.5.	Poutre de chaînage.....	87
III.6.	Etude des escaliers .....	90
III.6.1.	Étude de type d'escalier sous-sol .....	91
III.6.2.	Etude de type d'escalier pour étage courant .....	104
III.6.3.	Etude de type d'escalier pour RDC.....	118
III.7.	Poutre palière .....	124
III.7.1.	Dimensionnement .....	125
III.7.2.	Calcul de la poutre palière .....	125
III.8.	Conclusion .....	129

### **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1.	Introduction.....	132
IV.2.	Objectifs et exigences .....	132
IV.3.	Méthodes de calcul .....	132
IV.3.1.	Méthode statique équivalente.....	132
IV.3.2.	Méthode dynamique modale spectrale.....	135
IV.3.3.	Méthode d'analyse par accélérogramme .....	136
IV.4.	Description du logiciel SAP 2000 .....	136
IV.5.	Modélisation de la structure.....	137
IV.6.	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	138
IV.6.1.	Mode de vibration et taux de participation des masses.....	138
IV.6.2.	Comportement de la structure .....	138
IV.6.3.	Vérification de la résultante de la force sismique .....	141
IV.6.4.	Vérification de l'effort normale réduit.....	141

IV.6.5.	Calcul des déplacements .....	142
IV.6.6.	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	143
IV.8.	Conclusion .....	145

### **Chapitre V: Etude des éléments structuraux**

V.1.	Introduction .....	146
V.2.	Etude des poteaux.....	146
V.2.1.	Recommandations .....	146
V.2.2.	Sollicitations de calcul .....	148
V.2.3.	Calcul du ferrailage.....	149
V.2.4.	Vérifications.....	152
V.3.	Etude des poutres.....	156
V.3.1.	Introduction.....	156
V.3.2.	Recommandation du RPA99/2003 .....	157
V.3.3.	Ferrailage des poutres .....	159
V.3.4.	Vérifications à l'ELU .....	160
V.3.5.	Vérifications à l'ELS .....	161
V.4.	Vérification des zones nodales .....	162
V.5.	Dispositions constrictives des armatures dans les poutres .....	164
V.6.	Etude des voiles.....	165
V.6.1.	Recommandation du RPA.....	165
V.6.2.	Ferrailage .....	166
V.6.3.	Ferrailage du voile .....	173
V.7.	Conclusion.....	174

### **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI.1.	Introduction.....	175
VI.2.	Choix du type des fondations .....	175
VI.2.1.	Combinaisons d'actions à considérer.....	175
VI.2.2.	Capacité portante du sol.....	175
VI.2.3.	Vérification des semelles isolées .....	175
VI.2.4.	Vérification des semelles filantes .....	176
VI.3.	Vérification du radier général .....	177
VI.3.1.	Condition de coffrage.....	177
VI.3.2.	Condition de rigidité .....	177
VI.3.3.	La surface du radier.....	178
VI.4.	Les vérifications nécessaires.....	178
VI.4.1.	Vérification au poinçonnement.....	178
VI.4.2.	Condition de cisaillement.....	178

VI.4.3.	Vérification de la stabilité au renversement.....	179
VI.4.4.	Vérification de la poussée hydrostatique .....	179
VI.5.	Ferraillage .....	180
VI.6.	Calcul des nervures.....	183
VI.6.1.	Les sollicitations sur les nervures .....	183
VI.6.2.	Ferraillage .....	186
VI.7.	Etude du voile périphérique.....	188
VI.7.1.	Dimensionnement du voile .....	189
VI.7.2.	Caractéristiques du sol .....	189
VI.7.3.	Evaluation des charges et surcharges.....	189
VI.7.4.	Ferraillage du voile .....	189
VI.7.5.	Vérifications.....	190
VI.7.6.	Schéma de ferraillage.....	191
VI.8.	Conclusion .....	192

## **Conclusion générale**

## **Annexe**

## **Bibliographie**

# Liste des figures

## Chapitre I : Généralités

Page

Figure I.1. Diagramme contraintes-déformation.....	3
Figure I.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers. ....	5

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Figure II.1. Plancher à corps creux.....	8
Figure II.2. Dalle pleine sur 4 appuis pour le RDC. ....	9
Figure II.3. Dalle pleine sur trois appuis. ....	10
Figure II.4. Dalle pleine sur deux appuis. ....	10
Figure II.5. Représentation schématique d'une poutrelle. ....	10
Figure II.6. Représentation d'un acrotère. ....	12
Figure II.7. Coupe vertical d'un voile. ....	13
Figure II.8. Escaliers. ....	14
Figure II.9. Escalier a deux volées différentes. ....	15
Figure II.10. Escalier a deux volées différentes. ....	16
Figure II.11. Escalier a deux volées différentes. ....	17
Figure II.12. Escaliers à deux volées différentes. ....	18
Figure II.13. Escalier a une seul volée. ....	19
Figure II.14. Schéma statique d'escalier volée 2.....	19
Figure II.15. Schéma statique d'escalier volée 3.....	20
Figure II.16. La surface afférente des niveaux terrasse et 7. ....	26
Figure II.17. La surface afférente des autres niveaux. ....	26

## Chapitre III : les éléments non structuraux

Figure III.1. Disposition des poutrelles étage courant (1, 2, 3, 4, 5). ....	34
Figure III.2. Disposition des poutrelles pour l'étage 6. ....	35
Figure III.3. Effort tranchant sur une poutre sur 2 travées. ....	37
Figure III.4. Effort tranchant sur plusieurs travées. ....	37
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 5.....	39
Figure III.6. Schéma des efforts tranchants pour deux travées. ....	41
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression. ....	58
Figure III.8. Dalle sur quatre appuis.....	59
Figure III.9. Dalle sur trois appuis.....	62
Figure III.10. Dalle sur trois appuis.....	65
Figure III.11. Dalle sur quatre appuis.....	69

<b>Figure III.12.</b> <i>Schéma de ferrailage du panneau D1</i> .....	73
<b>Figure III.13.</b> <i>Schéma de ferrailade du panneau D2</i> .....	73
<b>Figure III.14.</b> <i>Schéma de ferrailage du panneau D3</i> .....	73
<b>Figure III.15.</b> <i>Schéma de ferrailage du panneau D4</i> .....	73
<b>Figure III.16.</b> <i>La dalle de la cage d'ascenseur</i> .....	74
<b>Figure III.17.</b> <i>Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur (charge répartie)</i> .....	77
<b>Figure III.18.</b> <i>Charge concentré sur la dalle de l'ascenseur</i> .....	77
<b>Figure III.19.</b> <i>Schéma de ferrailage dalle ascenseur (charge concentré)</i> .....	82
<b>Figure III.20.</b> <i>Schéma de l'acrotère</i> .....	82
<b>Figure III.21.</b> <i>Les sollicitations sur l'acrotère</i> .....	83
<b>Figure III.22.</b> <i>Schéma de ferrailage de l'acrotère</i> .....	87
<b>Figure III.23.</b> <i>Schéma statique de la poutre de chainage</i> .....	88
<b>Figure III.24.</b> <i>Schéma de ferrailage de la poutre de chainage</i> .....	90
<b>Figure III.25.</b> <i>Schéma de l'escalier a une seul volée</i> .....	91
<b>Figure III.26.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à L'ELU</i> .....	91
<b>Figure III.27.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELU</i> .....	92
<b>Figure III.28.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à l'ELS</i> .....	93
<b>Figure III.29.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELS</i> .....	94
<b>Figure III.30.</b> <i>Schéma de ferrailage de la volée 1</i> .....	97
<b>Figure III.31.</b> <i>Schéma de l'escalier à une seule volée</i> .....	97
<b>Figure III.32.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à L'ELU</i> .....	98
<b>Figure III.33.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELU</i> .....	99
<b>Figure III.34.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à l'ELS</i> .....	99
<b>Figure III.35.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELS</i> .....	100
<b>Figure III.36.</b> <i>Schéma de ferrailage des volées 2 et 3</i> .....	104
<b>Figure III.37.</b> <i>Schéma de l'escalier a deux volées</i> .....	104
<b>Figure III.38.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à L'ELU</i> .....	105
<b>Figure III.39.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELU</i> .....	106
<b>Figure III.40.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à l'ELS</i> .....	106
<b>Figure III.41.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELS</i> .....	107
<b>Figure III.42.</b> <i>Schéma de ferrailage de la volée 1 (étage courant)</i> .....	111
<b>Figure III.43.</b> <i>Schéma de l'escalier a deux volées</i> .....	111
<b>Figure III.44.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à L'ELU</i> .....	112
<b>Figure III.45.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELU</i> .....	113
<b>Figure III.46.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à l'ELS</i> .....	113

<b>Figure III.47.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELS.</i> .....	114
<b>Figure III.48.</b> <i>Schéma de ferrailage de la volée 2 (étage courant).</i> .....	117
<b>Figure III.49.</b> <i>Schéma de l'escalier a deux volées.</i> .....	118
<b>Figure III.50.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à L'ELU.</i> .....	118
<b>Figure III.51.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELU.</i> .....	119
<b>Figure III.52.</b> <i>Schéma statique de l'escalier à l'ELS.</i> .....	120
<b>Figure III.53.</b> <i>Diagramme des efforts internes à l'ELS.</i> .....	121
<b>Figure III.54.</b> <i>Schéma de ferrailage de la volée 1 (RDC).</i> .....	124
<b>Figure III.55.</b> <i>Schéma de ferrailage de la poutre palière.</i> .....	129

#### **Chapitre IV: Etude dynamique**

<b>Figure IV.1.</b> <i>Spectre de réponse de la structure.</i> .....	136
<b>Figure IV.2.</b> <i>Dispositions des voiles.</i> .....	137
<b>Figure IV.3.</b> <i>(Mode 1) translation suivant l'axe x-x.</i> .....	138
<b>Figure IV.4.</b> <i>(Mode 2) translation suivant l'axe y-y.</i> .....	139
<b>Figure IV.5.</b> <i>(Mode 3) rotation suivant l'axe z-z.</i> .....	139

#### **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

<b>Figure V.1.</b> <i>Zone nodale.</i> .....	147
<b>Figure V.2.</b> <i>Section d'un poteau.</i> .....	153
<b>Figure V.3.</b> <i>Dispositions des armatures des poteaux.</i> .....	155
<b>Figure V.4.</b> <i>Dispositions constructives des portiques.</i> .....	158
<b>Figure V.5.</b> <i>La zone nodale.</i> .....	163
<b>Figure V.6.</b> <i>Schéma de ferrailage de la poutre principale et secondaire (habitation).</i> .....	164
<b>Figure V.7.</b> <i>Schéma d'un voile pleine.</i> .....	166
<b>Figure V.8.</b> <i>Schéma de ferrailage du voile Vy4.</i> .....	173

#### **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

<b>Figure VI.1.</b> <i>Schéma d'une semelle isolée.</i> .....	176
<b>Figure VI.2.</b> <i>Semelle filante.</i> .....	176
<b>Figure VI.3.</b> <i>Schéma de ferrailage.</i> .....	183
<b>Figure VI.4.</b> <i>Schéma de sollicitations sur les nervures longitudinal.</i> .....	184
<b>Figure VI.5.</b> <i>Schéma de sollicitations sur les nervures transversal.</i> .....	185
<b>Figure VI.6.</b> <i>Section à ferrailer.</i> .....	186
<b>Figure VI.7.</b> <i>Schéma de ferrailage de la nervure.</i> .....	188
<b>Figure VI.8.</b> <i>Répartition des contraintes sur le voile.</i> .....	190
<b>Figure VI.9.</b> <i>Schéma de ferrailage de voile périphérique.</i> .....	191

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Généralités

Page

Tableau I.1. $f_e$ en fonction du type d'acier.....	5
---	---

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II.1. Prédimensionnement d'un acrotère.....	13
Tableau II.2. Évaluation des charges du plancher étage courant.....	22
Tableau II.3. Évaluation des charges (plancher Terrasse inaccessible).....	23
Tableau II.4. Évaluation des charges du plancher étage commerce.....	23
Tableau II.5. Charge permanente revenant aux murs extérieurs.....	24
Tableau II.6. Évaluation des charges du palier.....	24
Tableau II.7. Évaluation des charges de la volée type 1.....	24
Tableau II.8. Évaluation des charges de la volée type 1.....	25
Tableau II.9. Évaluation des charges de la volée 1.....	25
Tableau II.10. Évaluation des charges de la volée 2 et 3.....	25
Tableau II.11. Descente de charge du poteau P1.....	28
Tableau II.12. Vérification des poteaux à la compression simple.....	30
Tableau II.13. Vérifications des poteaux au flambement.....	31
Tableau II.14. Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées.....	32

## Chapitre III : les éléments non structuraux

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.....	38
Tableau III.2. Les différentes charges sur les poutrelles.....	39
Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.....	42
Tableau III.4. Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	42
Tableau III.5. Les sollicitations des poutrelles du plancher commerce.....	43
Tableau III.6. Sollicitation maximales pour le calcul du ferrailage.....	43
Tableau III.7. Ferrailage des poutrelles des planchers d'habitation.....	46
Tableau III.8. Ferrailage de la poutrelle type 8.....	47
Tableau III.9. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	47
Tableau III.10. Ferrailage des poutrelles des planchers commerce.....	47
Tableau III.11. Vérification de l'effort tranchant en travée.....	48
Tableau III.12. Vérification de l'effort tranchant en travée (type 8).....	48
Tableau III.13. Vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.....	49
Tableau III.14. Vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.....	49

<b>Tableau III.15.</b> <i>Vérification de l'effort tranchant en appuis rive.</i> .....	49
<b>Tableau III.16.</b> <i>Vérification de l'effort tranchant en appuis rive (type 8).</i> .....	49
<b>Tableau III.17.</b> <i>Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure.</i> .....	50
<b>Tableau III.18.</b> <i>Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure (type 8)</i>	50
<b>Tableau III.19.</b> <i>Vérification de la bielle.</i> .....	50
<b>Tableau III.20.</b> <i>Vérification de la bielle (Type 8).</i> .....	51
<b>Tableau III.21.</b> <i>Vérification de l'état limite de compression du béton (type 8).</i> .....	52
<b>Tableau III.22.</b> <i>Vérification de l'état limite de compression du béton pour le plancher terrasse inaccessible.</i> .....	53
<b>Tableau III.23.</b> <i>Vérification de l'état limite de compression du béton pour le plancher commerce.</i> .....	53
<b>Tableau III.24.</b> <i>Vérification de la flèche pour plancher habitation (type 8).</i> .....	56
<b>Tableau III.25.</b> <i>Vérification de la flèche pour plancher terrasse inaccessible.</i> .....	56
<b>Tableau III.26.</b> <i>Vérification de la flèche pour le plancher commerce.</i> .....	56
<b>Tableau III.27.</b> <i>Schémas de ferrailage des poutrelles.</i> .....	57
<b>Tableau III.28.</b> <i>Ferrailage de panneau DP1 en travée et en appuis.</i> .....	60
<b>Tableau III.29.</b> <i>Vérification des contraintes.</i> .....	61
<b>Tableau III.30.</b> <i>Ferrailages de la dalle D2.</i> .....	63
<b>Tableau III.31.</b> <i>Vérification de l'effort tranchant de panneau.</i> .....	64
<b>Tableau III.32.</b> <i>Vérification des contraintes du béton en travée.</i> .....	65
<b>Tableau III.33.</b> <i>Vérification des contraintes du béton en appuis.</i> .....	65
<b>Tableau III.34.</b> <i>Ferrailages de la dalle D3.</i> .....	67
<b>Tableau III.35.</b> <i>Vérification de l'effort tranchant du panneau.</i> .....	68
<b>Tableau III.36.</b> <i>Vérification des contraintes du béton en travée.</i> .....	68
<b>Tableau III.37.</b> <i>Vérification des contraintes du béton en appuis.</i> .....	69
<b>Tableau III.38.</b> <i>Ferrailage de panneau D4 en travée et en appuis.</i> .....	70
<b>Tableau III.39.</b> <i>Vérification des contraintes.</i> .....	72
<b>Tableau III.40.</b> <i>Ferrailages de la dalle d'ascenseur.</i> .....	75
<b>Tableau III.41.</b> <i>Vérification des contraintes de compression dans le béton.</i> .....	77
<b>Tableau III.42.</b> <i>Ferrailage de la dalle d'ascenseur.</i> .....	79
<b>Tableau III.43.</b> <i>Vérification de la contrainte de compression.</i> .....	81
<b>Tableau III.44.</b> <i>Charges et surcharges.</i> .....	83
<b>Tableau III.45.</b> <i>Différentes combinaisons à utiliser.</i> .....	84
<b>Tableau III.46.</b> <i>Ferrailage de la poutre de chaînage.</i> .....	88
<b>Tableau III.47.</b> <i>Vérification de la contrainte de compression.</i> .....	89
<b>Tableau III.48.</b> <i>Vérification de la contrainte d'acier.</i> .....	89

<b>Tableau III.49.</b> Vérification de la flèche. ....	90
<b>Tableau III.50.</b> Vérifications des contraintes de béton. ....	96
<b>Tableau III.51.</b> Vérifications des contraintes de béton. ....	103
<b>Tableau III.52.</b> Vérification de la flèche. ....	103
<b>Tableau III.53.</b> Vérifications des contraintes de béton. ....	110
<b>Tableau III.54.</b> Vérification de la flèche. ....	110
<b>Tableau III.55.</b> Vérifications des contraintes de béton. ....	117
<b>Tableau III.56.</b> Vérifications des contraintes de béton. ....	123
<b>Tableau III.57.</b> Ferrailages de la poutre palière. ....	125
<b>Tableau III.58.</b> Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion. ....	128
<b>Tableau III.59.</b> Section d'armature en travée et aux appuis. ....	128
<b>Tableau III.60.</b> Etat limite de compression de béton. ....	128

#### **Chapitre IV: Etude dynamique**

<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ . ....	133
<b>Tableau IV.2.</b> Mode de vibration et taux de participation des masses. ....	138
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales. ....	140
<b>Tableau IV.4.</b> Interaction sous charges horizontales. ....	141
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base. ....	141
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification de l'effort réduit. ....	142
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements relatifs (sens x-x). ....	142
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification des déplacements relatifs (sens y-y). ....	143
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification des effets $P-\Delta$ (sens x-x). ....	144
<b>Tableau IV.10.</b> Vérification des effets $P-\Delta$ (sens y-y). ....	144

#### **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. ....	147
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitation dans les poteaux. ....	148
<b>Tableau V.3.</b> Ferrailage des poteaux. ....	151
<b>Tableau V.4.</b> Calcul des armatures transversales. ....	152
<b>Tableau V.5.</b> Vérification du flambement pour les poteaux. ....	153
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux. ....	154
<b>Tableau V.7.</b> Schéma de ferrailage. ....	155
<b>Tableau V.8.</b> Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres. ....	159
<b>Tableau V.9.</b> Les armatures longitudinales dans les poutres. ....	159
<b>Tableau V.10.</b> Vérification des contraintes tangentielles. ....	161
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. ....	161

<b>Tableau V.12.</b> <i>Moments résistant dans les poteaux.</i> .....	163
<b>Tableau V.13.</b> <i>Vérification des zones nodales.</i> .....	163
<b>Tableau V.14.</b> <i>Vérification de la zone nodale.</i> .....	164
<b>Tableau V.15.</b> <i>Sollicitations max de calcul dans les voiles.</i> .....	168
<b>Tableau V.16.</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans tous les niveaux.</i> .....	169
<b>Tableau V.17.</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux.</i> .....	170
<b>Tableau V.18.</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux.</i> .....	170
<b>Tableau V.19.</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux.</i> .....	171
<b>Tableau V.20.</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux.</i> .....	171
<b>Tableau V.21.</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux.</i> .....	172
<b>Tableau V.22.</b> <i>Sollicitations de calcul dans le voile Vy4 dans tous les niveaux.</i> .....	173

### **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

<b>Tableau VI.1.</b> <i>Sections des armatures du radier.</i> .....	181
<b>Tableau VI.2.</b> <i>Vérification des contraintes dans le béton et d'acier.</i> .....	182
<b>Tableau VI.3.</b> <i>Vérification des contraintes dans l'acier.</i> .....	182
<b>Tableau VI.4.</b> <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU).</i> .....	184
<b>Tableau VI.5.</b> <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU).</i> .....	185
<b>Tableau VI.6.</b> <i>Sollicitations sur la nervure dans de sens longitudinal.</i> .....	185
<b>Tableau VI.7.</b> <i>Sollicitations sur la nervure dans de sens transversal.</i> .....	185
<b>Tableau VI.8.</b> <i>Ferraillage des nervures dans les deux sens.</i> .....	186
<b>Tableau VI.9.</b> <i>Vérification des contraintes.</i> .....	187
<b>Tableau VI.10.</b> <i>Ferraillage du voile.</i> .....	190
<b>Tableau VI.11.</b> <i>Vérification des contraintes pour le voile périphérique.</i> .....	191
<b>Tableau VI.12.</b> <i>Vérification des contraintes pour le voile périphérique.</i> .....	191

---

## Conclusion générale

---

Une construction parasismique, c'est-à-dire construite dans le respect des règles parasismiques en vigueur, est avant tout une construction qui sauve la vie de ses occupants, en limitant les désordres structurels. Le respect de ces règles n'est pas une garantie à toute épreuve. En effet si les désordres sont trop importants, la démolition du bâtiment peut être nécessaire. Le principe de la construction parasismique repose sur cinq piliers indissociables :

- 1- Le choix du site
- 2- La conception architecturale
- 3- Le respect des règles parasismiques
- 4- La qualité de l'exécution
- 5- La maintenance des bâtiments permet de garantir l'efficacité de la construction parasismique sur le long terme.

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature mixte (voile – portique) contreventée par les voiles, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (SAP2000 V15).

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, nous a incité à nous documenter d'avantage.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

**Annexe (II) : 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	1.0000

### Annexe (III)

#### 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
Valeur de $M_1$	0.0	/		0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.067	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.066	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.065	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.063	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.060	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.057	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.054	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	0.049	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.046	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042	0.042
Valeur de $M_2$	0.0	/		0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.074	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.067	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.061	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.056	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.051	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.047	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.043	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.038	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.035	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032	0.032

## Annexe (IV)

Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)

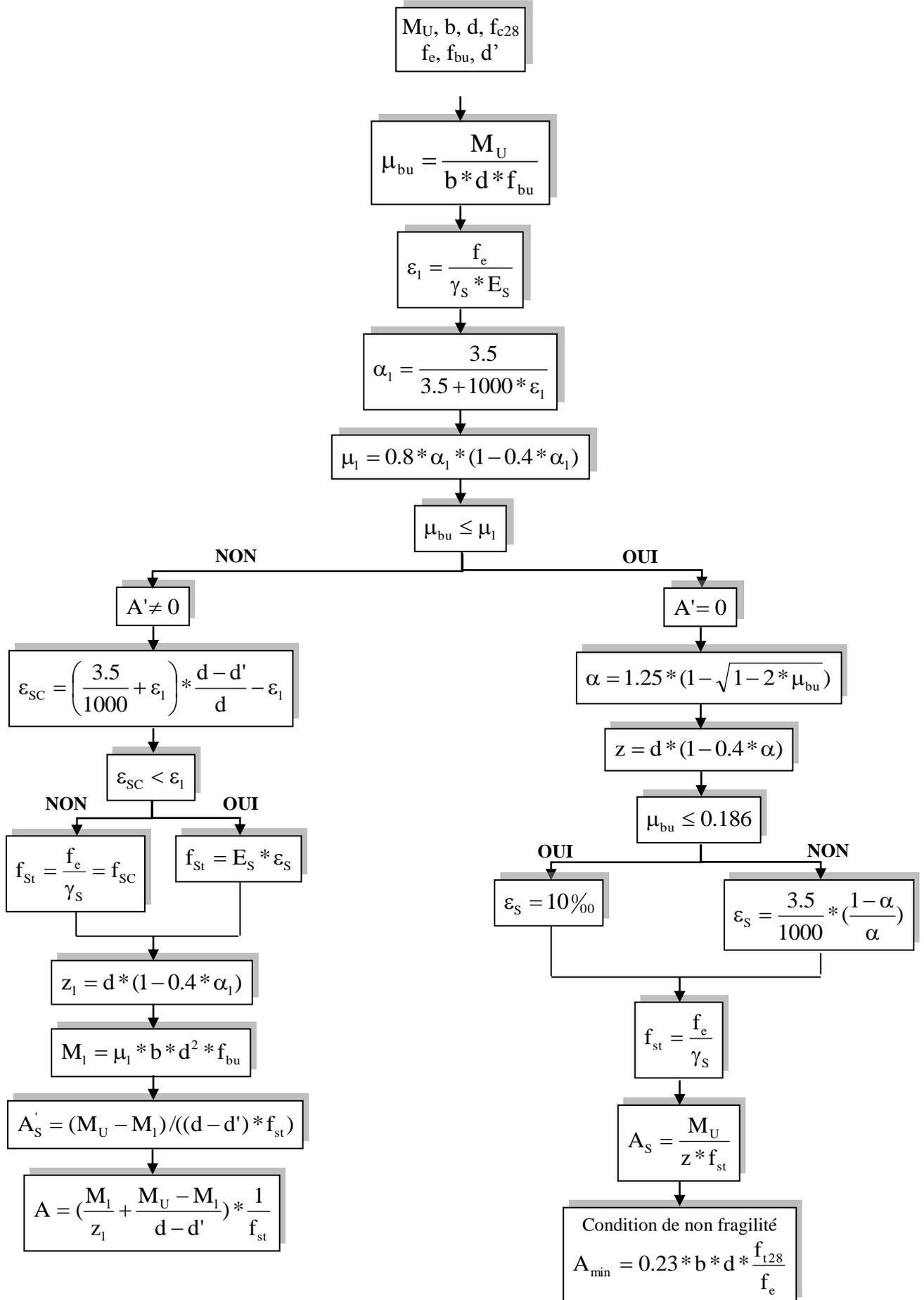
Tableau des Armatures  
(en Cm<sup>2</sup>)

$\phi$	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



# Flexion simple : Section rectangulaire

## Calcul à l'ELU



## Annexe (I) *Rapport du sol*

Laboratoire d'analyse géotechnique et de construction LAGHOUAG  
« Antenne de Bejaia »  
Réalisation de 20 logements promotionnels « bloc en R+7 » cité ADRAR/Bejaia

### 1 - Introduction :

A la demande de l'entreprise EURL MISSIPSA; par le bonde commande N°012/15 du 21/03/2015, le laboratoire d'analyse géotechnique et de construction LAGHOUAG antenne de Bejaia, a mené une campagne de reconnaissance géotechnique du terrain devant servir d'assiette à la réalisation de 20 logements promotionnels en R+7 et commerces en RDC et à l'entre sol, à la ville de Bejaia au lieu dit cité ADRAR/BEJAIA

Un plan de situation et plan de masse nous ont été remis par le client.

D'après le document communiqué cité ci-avant et les renseignements fournis par le client; le projet présente les caractéristiques suivantes :

- Projet comporte un bloc en R+7, de type poteaux poutres en béton armé : ossature auto stable. C'est des structures du groupe d'usage 2.
- Le projet est situé dans une zone sismique IIa.

### Notre intervention à pour objectif de :

- Connaître la nature de sol ;
- Vérifier le degré d'homogénéité du sol et arrêter le niveau d'ancrage des fondations ;
- Déceler d'éventuelles anomalies.

### Nos conclusions sont basées sur :

- La reconnaissance visuelle du site
- L'étude de sa géologie
- L'étude géotechnique (essais in situ et au laboratoire).

Le programme des travaux de reconnaissance géotechnique du site, consiste en la réalisation de :

- Cinq (05) essais au pénétromètre dynamique lourd.
- Un sondage carotté de 11.30ml de profondeur.

Des essais et analyses au laboratoire sont réalisés sur les échantillons prélevés lors de sondage carotté réaliser dans l'assiette du projet , pour déterminer des caractéristiques physiques et chimiques du sol.

L'implantation des essais « in situ » est basée sur le plan de masse fourni par le client (voir en annexe).

Finalement, cette étude permettra la collecte du maximum de renseignements concernant la nature du sol, dans le but d'adapter le projet en conséquence, et aussi de définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût.

**Laboratoire d'analyse géotechnique et de construction LAGHOUAG**  
**« Antenne de Bejaia »**

**Réalisation de 20 logements promotionnels « bloc en R+7 » cité ADRAR/Bejaia**

Des contraintes normales sont appliquées à l'échantillon par paliers successifs en présence d'eau. Le tassement (ou le gonflement au déchargement) est mesuré sous chaque palier de chargement jusqu'à ce qu'une stabilisation soit pratiquement atteinte. La durée d'application de chaque charge est généralement de 24 heures.

Deux procédures différentes de chargement sont utilisées selon le comportement du sol sous la première charge appliquée (charge faible  $\leq 10$  KPa) :

- sols non gonflants à la mise en eau ;
- sols gonflants à la mise en eau.

L'essai consiste à déterminer les paramètres de consolidation des sols. Il est basé sur la compression uni-axiale d'un échantillon de sol maintenu latéralement par une paroi rigide. On mesure les déformations à charge constante.

Tableau récapitulatif des résultats :

Sondage / Profondeur		Essai de compressibilité		
Sondage	Profondeur (m)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)
SC	3.00/3.50	1,88	14,62	1,99

Où : Pc = pression de consolidation

Cc = constante de tassement

Cg = constante de gonflement

**b) Résistance au cisaillement :**

Un essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type non consolidé non drainé (UU) a été effectué sur un échantillon, à la profondeur de 4.00m à 4.50m, nous donne un angle de frottement interne de  $12,24^\circ$  et une cohésion de 0.49 bar.

**3- Analyse chimique**

Des analyse chimiques ont été effectués sur les échantillons de sol élevé ; ces résultats indiquent une agressivité moyenne de sol ; selon les normes NF P 18 011 du 06/92

$$Q_a = q_l / F_s \quad \text{Avec } F_s = 3 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

On obtient :

$$Q_a = R_p / 21 \quad \text{Avec } R_p : \text{ la résistance en pointe.}$$

#### 4- Essai au laboratoire

##### 1- Identification physique

Les paramètres déterminés sont : la densité, la teneur en eau, le degré de saturation, la granulométrie, les limites d'Atterberg

##### a) Les données granulométriques :

La granulométrie d'un sol est sa décomposition en diverses fractions selon la dimension ou diamètre des grains qui les composent.

La courbe granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à D en fonction de la dimension supérieure à 80  $\mu\text{m}$  et par densimétrie pour les grains de dimension inférieure à 80  $\mu\text{m}$ . En densimétrie,

D est le diamètre d'une sphère de même poids que le grain. En tamisage c'est la maille du tamis.

Soit  $D_x$  la dimension de grain correspondant à x% en poids de tamisât (ce qui passe au travers du tamis). On appelle coefficient d'uniformité (ou de HAZEN) le rapport  $D_{60}/D_{10}$ .

##### b) Densité humide, Saturation :

La densité donne une indication utile sur la compacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autres, de la capacité portante du sol. Elle est proportionnelle à la valeur de la teneur en eau naturelle.

Les échantillons testés présentent des valeurs faibles à élevées variant entre 2.004 et 2.009 pour une moyenne de 2.006  $\text{t/m}^3$

La densité sèche moyenne des échantillons testés est de 1.709  $\text{t/m}^3$

### 5- Conclusion et recommandation :

#### I) Type et ancrage des fondations :

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence un terrain recouvert en sa totalité par une couche de remblai d'épaisseur variable (entre 2.50m à 3.00m, sinon plus par endroit) qui ne doit pas servir d'assise aux fondations de ouvrage projeté.

On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis de bloc a construire a savoir : semelle filantes ou radier général, ancrées d'au moins de 4.00m de profondeur part rapport a la cote du terrain actuel, dans la formation naturelles en places (argile graveleuse sableuse).

#### II) Contrainte admissibles du sol

Toutefois compte tenu des résultats des essais pénétromètre dynamique moyennes a élevé ; le taux de travail admissible a été limité a 1.35 bars (ou kg/cm<sup>2</sup>).

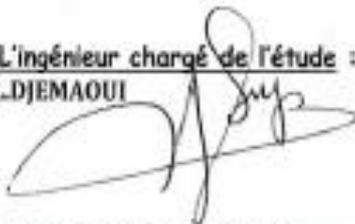
#### III) Stabilité d'ensemble et précautions à prendre.

- ❖ Le site étudié présente un risque d'inondation, pour cela il faut assurer un assainissement (drainage) rigoureux des lieux.
- ❖ Il est conseillé de réaliser les travaux de fondation, notamment, l'ouverture des fouilles en période favorable, afin d'éviter les périodes humides.
- ❖ Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- ❖ Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- ❖ Toute poche de remblai et formations altérés rencontrés lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général a la stabilité l'ouvrage a à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude :

LDJEMAQUI



Le chef d'antenne



---

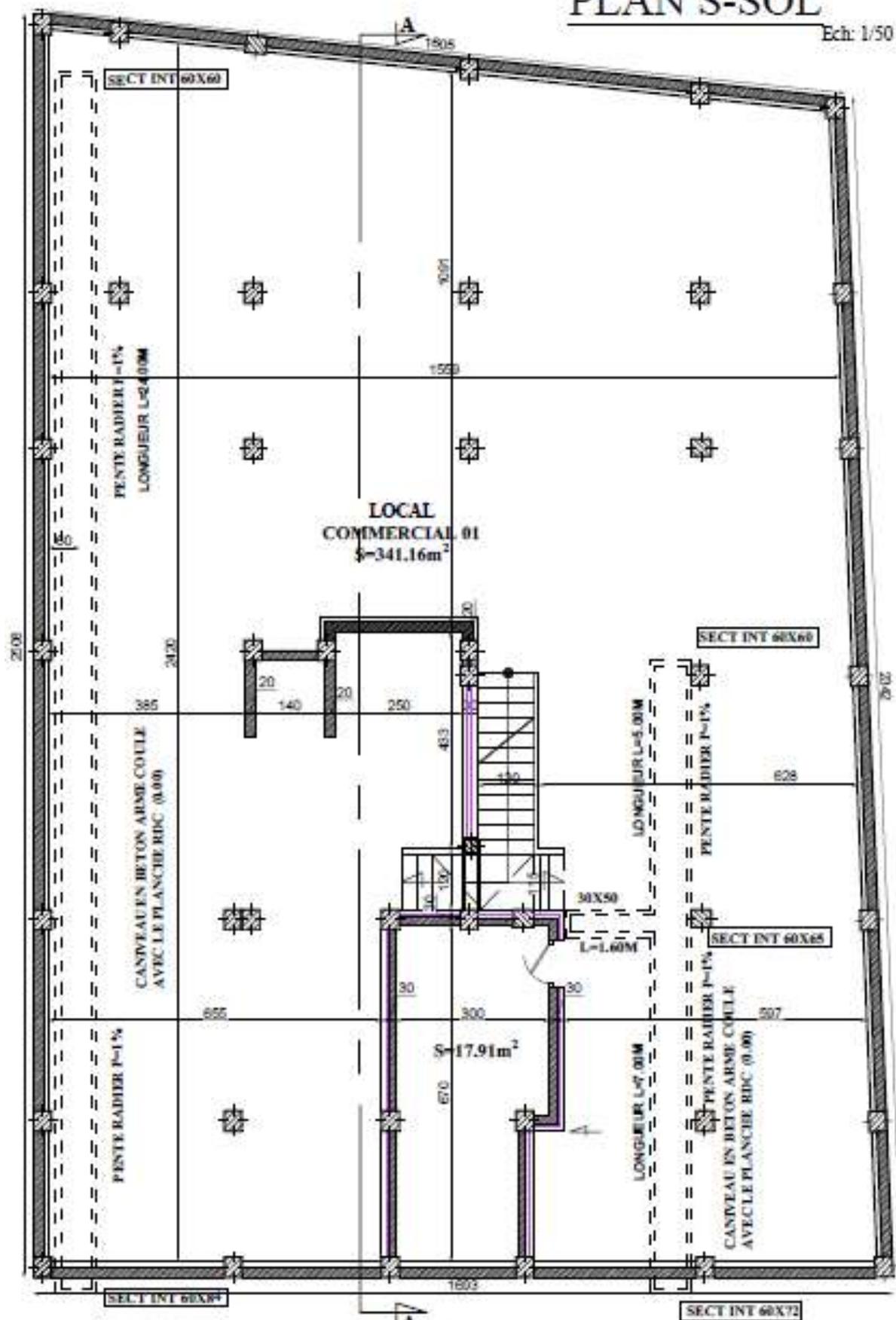
## Bibliographie

---

- ❖ *Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».*
- ❖ *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91/99).*
- ❖ *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93)).*
- ❖ *DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».*
- ❖ *Cours de Béton Armé : 3<sup>ème</sup> année et Master 1.*
- ❖ *Anciens mémoires de fin d'étude.*
- ❖ *Logiciels utilisés :*
  - *SAP 2000 version 15.*
  - *Socotec .*

# PLAN S-SOL

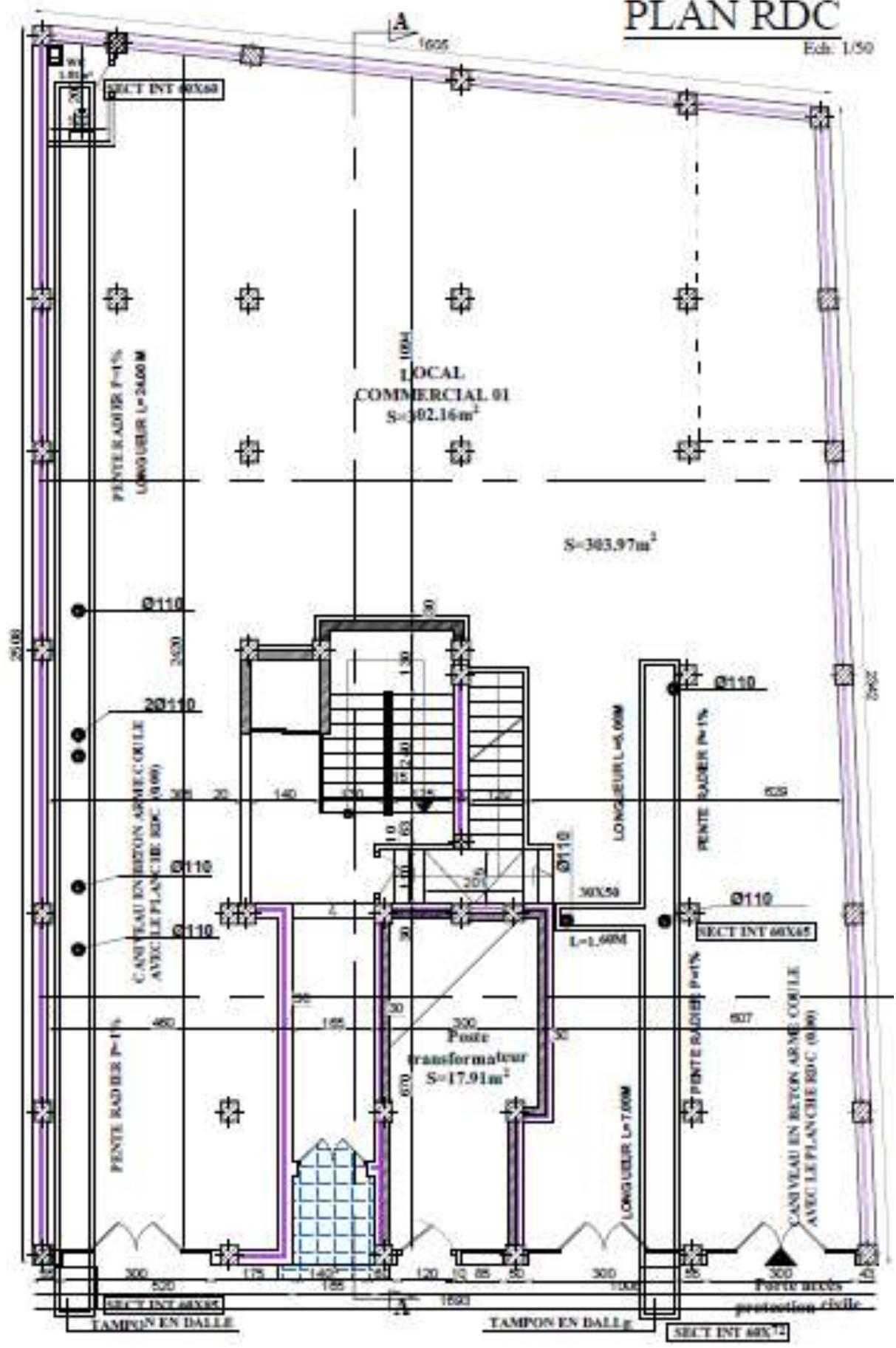
Ech: 1/50



vers réseaux d'assainissement

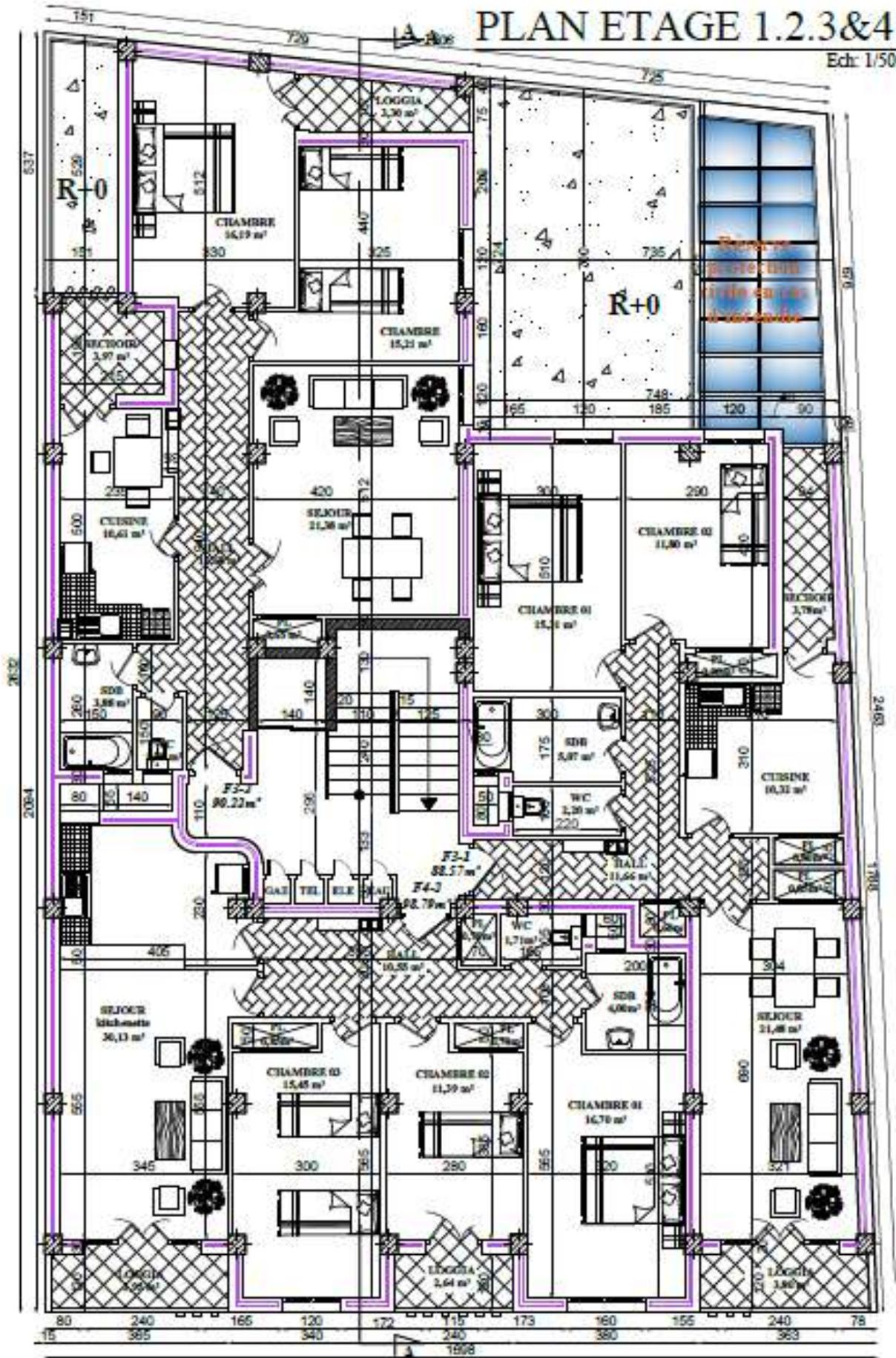
# PLAN RDC

Ech. 1/50



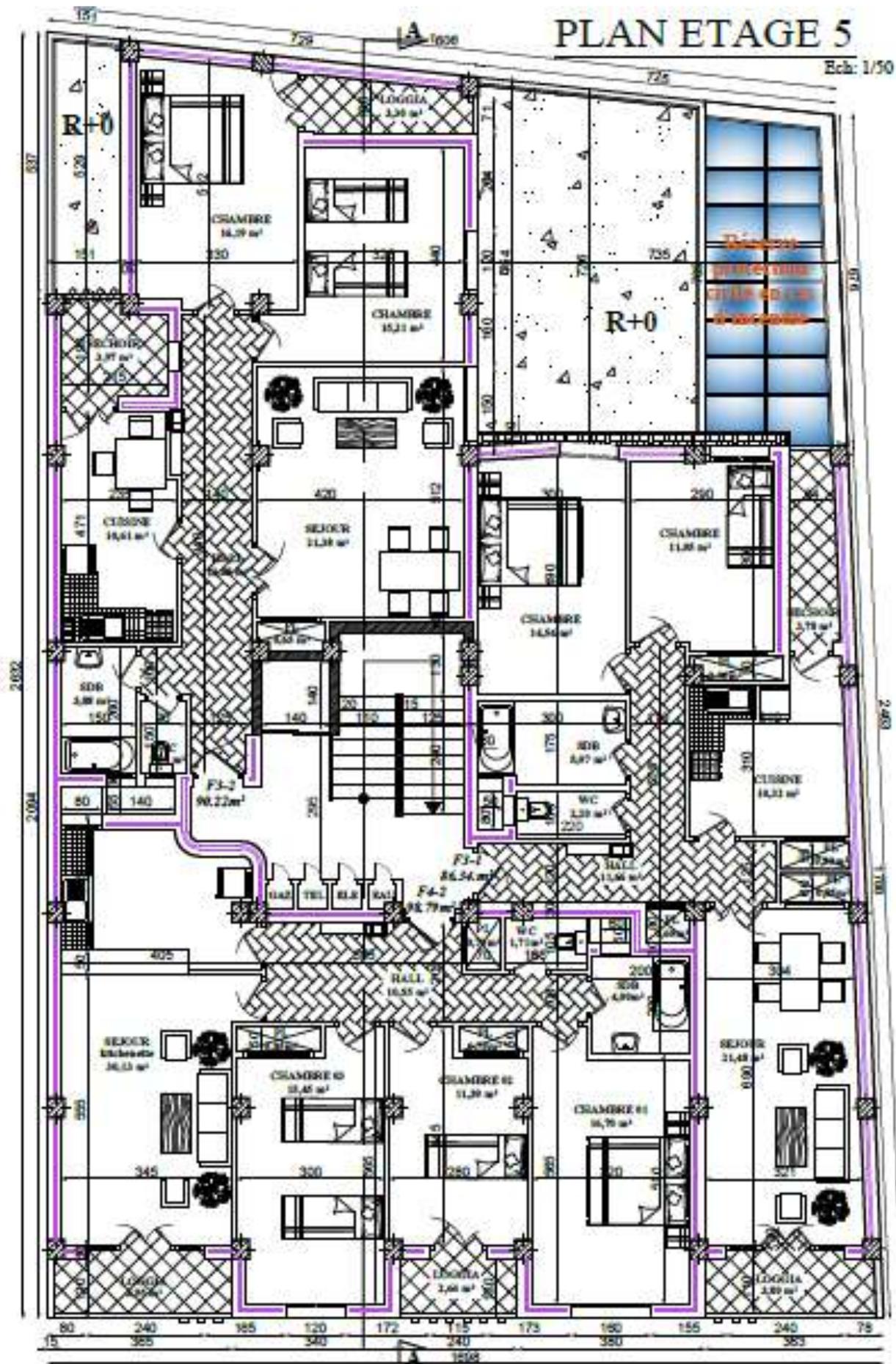
# PLAN ETAGE 1.2.3&4

Ech: 1/50



# PLAN ETAGE 5

Ech: 1/50

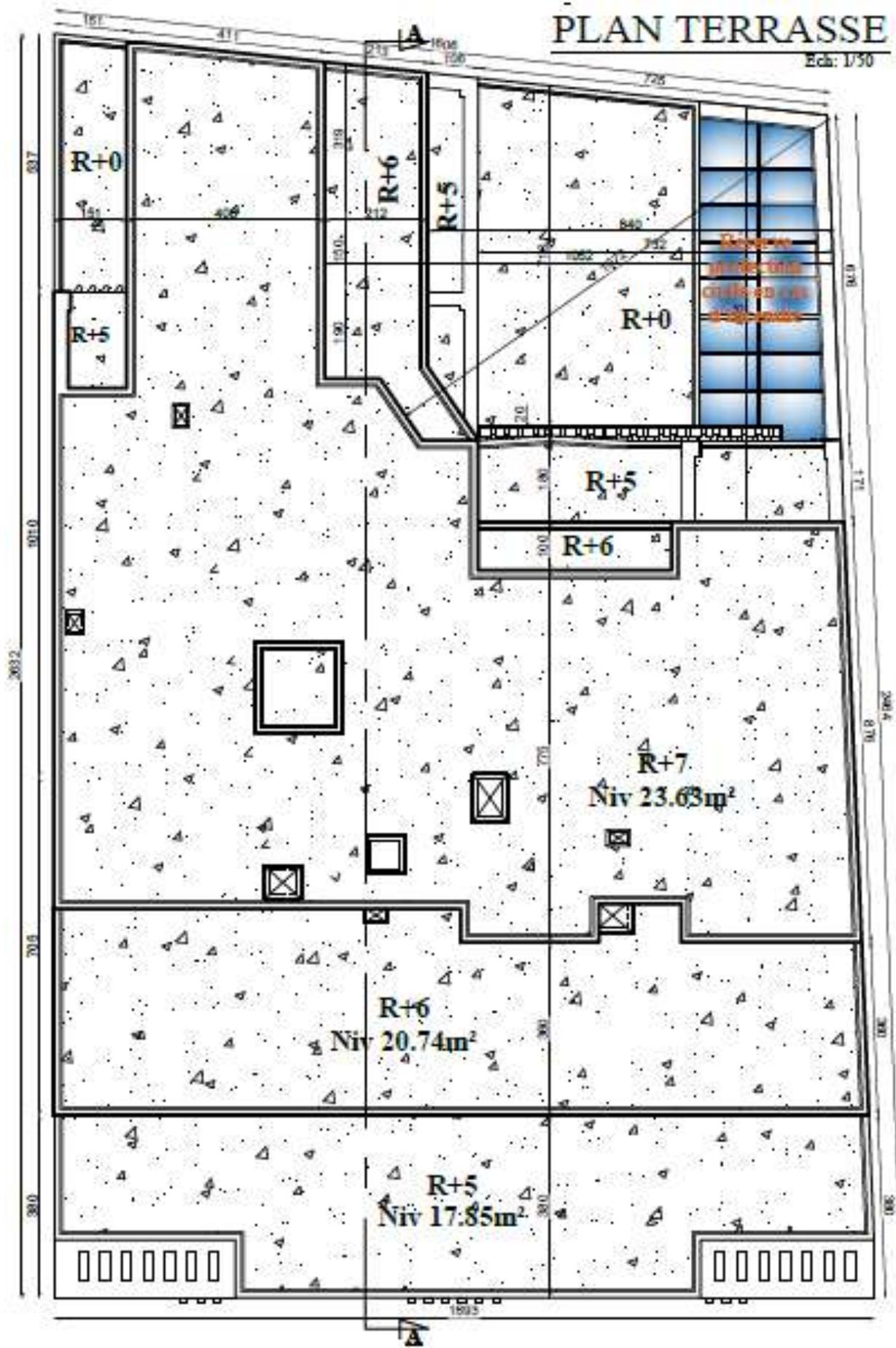






# PLAN TERRASSE

Ech: 1/50



# COUPE A-A

Ech: 1/50

