

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université Abderrahman Mira de Béjaia

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de master en

Génie civil

# *Thème*

**Etude d'un bâtiment R+8+s.sol(S.sol  
et RDC à usage de banque)  
contreventé par un système mixte**

*Présenté par :*

**ALLAL Amina  
Bournane Thiziri**

*Encadré par :*

**M<sup>me</sup> : Laoubi**

PROMOTION : 2013- 2014

# dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère ...  
A mon père, écolé de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années d'études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.  
Que dieu les gardes et les protège.*

*A la mémoire de mes grands parents  
A mes deux frères Salim et Tarik  
A ma binôme Thiziri  
A mes amies.  
A tous ceux qui me sont chères.  
A tous ceux que j'aime.  
Je dédie ce travail.*

*Amina*

# introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas. Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en oeuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+8+sous-sol) en béton armé avec les règles en vigueur.

Nous avons structuré cette étude en six chapitres : ou nous avons présenté un bref résumé.

Chapitre I : présente les généralités sur les matériaux utilisés et les règles pris en compte.

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments secondaires.

Chapitre III : présente le calcul des éléments secondaires de l'ouvrage.

Chapitre IV : calcul sismique.

Chapitre V : calcul des éléments principaux.

Chapitre VI : présente l'étude de l'infrastructure.

On termine notre travail par une conclusion.

# Chapitre I : Généralités

## Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier.

### I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8 avec sous sol et RDC à usage de banque. Il est implanté dans la ville de *Sétif*, qui est classée par le *RPA 99/version 2003* comme zone de moyenne sismicité (*II.a*), cette ouvrage est de moyenne importance donc il appartient au groupe d'usage **2**, le site est considéré comme ferme (*S2*) dont la contrainte admissible du sol est  $\bar{\sigma} = 1,5 \text{ bars}$ .

**I.1.1 Description architecturale** : les dimensions du bâtiment sont :

- ✓ longueur totale :  $L = 16.50\text{m}$ .
- ✓ largeur totale :  $I = 16.35\text{m}$ .
- ✓ hauteur totale :  $H = 31.60\text{m}$ .
- ✓ hauteur de sous sol =  $3.10\text{m}$ .
- ✓ hauteur de rez de chaussée =  $4.05\text{m}$
- ✓ hauteur d'étage courant =  $3.06\text{m}$ .
- ✓ Hauteur du 7ème étage =  $3.03\text{m}$ .
- ✓

### I.1.2 Système de contreventement

En se basant sur l'article (*3-4-a*) du *RPA99/Version 2003* qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (*14m*) en zone *IIa*, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction.

### I.1.3 Les éléments de l'ouvrage

#### a. Les éléments structuraux

- **Les poutres** : Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leurs pré- dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

- **Les voiles** : Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

#### b. Les éléments secondaires

- **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
  - 1) **Les planchers a corps creux** : pour cette structure, tous les planchers des étages courants seront en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
  - 2) **Les planchers a dalles pleines** : Ce sont des éléments planes, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure les deux sous-sols, le RDC ainsi que les balcons, les paliers des escaliers seront réalisés en dalle pleine.
- **La cage d'escalier** : elle permet l'accès du Sous-sol jusqu'au dernière étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire.
- **Local d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- **L'acrotère** : est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

#### c. Les éléments de remplissages

- **La maçonnerie** :
  - **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
  - **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- **Les revêtements** :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

  - ✓ du carrelage de 2cm pour les planchers courants ;
  - ✓ de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
  - ✓ de mortier pour les murs de façade.

**d. L'infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol ;
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Limiter les tassements.

- **Voiles périphériques :**

Dans notre cas on a un voile périphérique au niveau du sous-sol à cause des poussées des terres.

**I.2 Règlements et normes utilisés**

Les règlements utilisés sont :

- |   |     |
|---|-----|
| ✓ RPA99 /version 2003(Règles Parasismique Algériennes).           | [1] |
| ✓ CBA93 ( Code du Béton armé).                                    | [2] |
| ✓ DTR B.C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitation). | [3] |
| ✓ BAEL91 (Eyrolles troisième tirage 1997)                         | [4] |
| ✓ DTR BC2.33.2 (Règles de calcul des fondations superficielles).  | [5] |

**I.3 Les états limites [4]****I.3.1 Définition**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime (ELU) :**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et acier sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

**b) Etat limite de service (ELS):**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

## I.4 Les actions [4]

### I.4.1 Valeurs caractéristiques des actions

- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- le poids propre de la structure.
- cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- les charges d'exploitations.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs , Les séismes , Les explosions , Les feux.

### I.4.2 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

#### a) combinaison d'action à l'ELU

- **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i} Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3, 21).}$$

$\Psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

$$\Psi_{0i} = 0.77 \text{ pour les bâtiments à usage courant.} \quad \text{BAEL91 (Article D.1.2, 3).}$$

- **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_{1i}$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_{2i}$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b) Combinaison d'action à l'E L S**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_{2i} \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3.3).}$$

$\Psi_{0i} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c) Combinaisons de calcul**

*RPA99 (Article V.5.2)*

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations- accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \quad (\text{pour les poteaux seulement}). \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

**I.5 Les matériaux (acier et béton) [2] ;[4]**

**I.5.1 Béton**

Le béton est défini comme étant un mélange du ciment, du sable, du granulat et de l'eau.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA

**I.5.1.1 Résistance caractéristique du béton :**

**a) Résistance caractéristique en compression  $f_{cj}$  :**

Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée (16cm X 32cm) cylindrique.

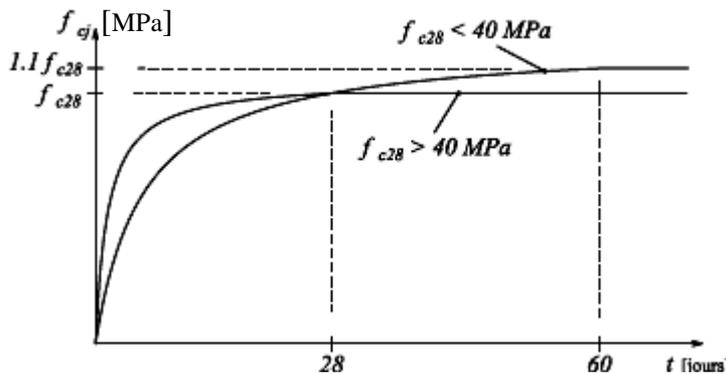
Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \cdot & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \cdot & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$



**Figure I.1** Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m<sup>3</sup> de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa ;  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :**

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b; 4\text{Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm}=3.33\text{Mpa}$  fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm}=2.5\text{Mpa}$  fissuration préjudiciable.

**d) Module déformation longitudinale du béton :** on distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de la durée inférieur à 24heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1)}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  on a :

$$E_{i28} = 32164.20\text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$$

**e) Module déformation transversale du béton :**

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

Avec :  $E$  : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{à ELU.} \\ 0,2 & \text{à ELS.} \end{cases}$$

CBA93 (Article A.2.1.3)

**I.5.2 L'acier**

Il a pour rôle d'équilibrer les efforts de traction, cisaillement, torsion et de compression quand le béton seul ne peut y suffire.

**I.5.2.1 Résistance caractéristique de l'acier :**

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

**Principales armatures utilisés**

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

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

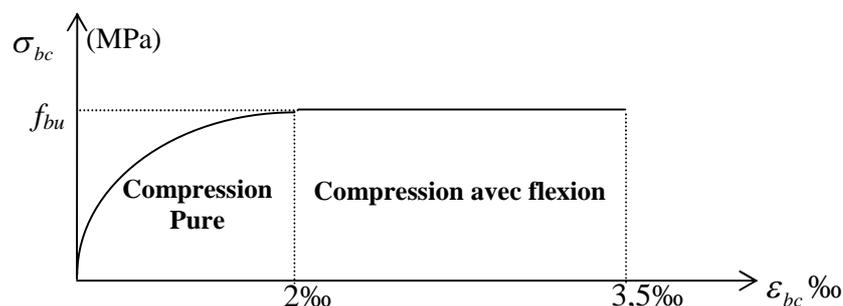
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000$ MPa.

**I.6 Vérification des sections sous contraintes normales-ELU**

**a. Hypothèses fondamentales de calcul :**

- conservation des sections planes après déformation.
- pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton  $\Rightarrow \epsilon_s = \epsilon_b$ .
- le béton tendu est négligé.
- le béton et aciers n'ont pas un comportement élastique linéaire. En conséquence, les diagrammes déformation de référence pour le béton et l'acier sont précisés ci-dessous

➤ **Béton :** Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\epsilon_{bc}$ ):



**Figure I.2** Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

Pour :  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$   $f_{bu} = 0.25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc})$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :  $f_{bu}$  est la valeur de calcul de la contrainte du béton :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

BAEL91 (Article A.4.3.4)

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise} \\ & \text{entre 1h et 24h.} \\ 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

➤ **L'acier :**

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\epsilon_{bc}$ ):

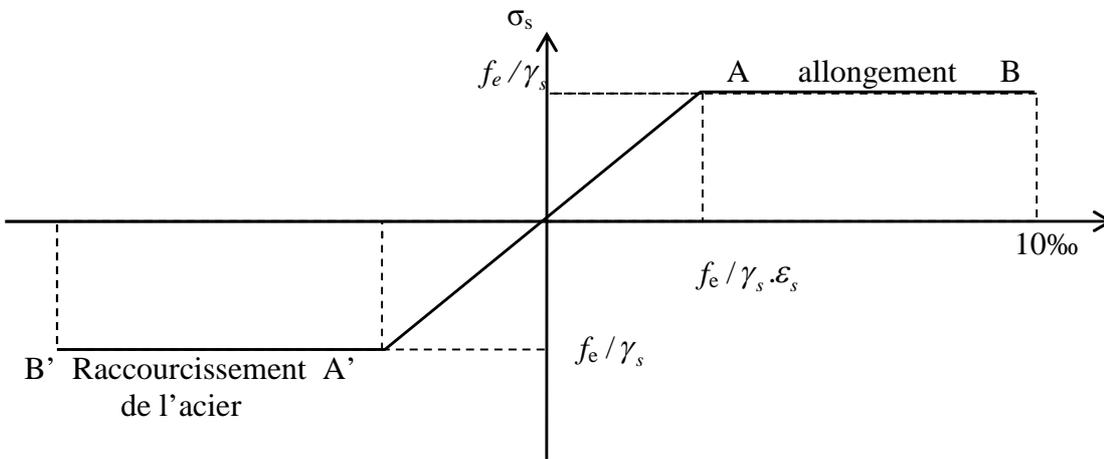


Figure I.3 Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

$f_e = 400\text{MPa}$

$\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.  $f_e$  la limite élastique de l'acier.

**I.7 Vérification des sections sous contraintes normales-ELS**

**a. Hypothèses de calcul**

- conservation des sections planes après déformation
- les contraintes de compression du béton et de traction de l'acier sont proportionnelles aux déformations :

$$\begin{cases} \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \\ \sigma_b = E_b \times \epsilon_b \end{cases}$$

- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- le glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

- le coefficient d'équivalence entre acier béton égal :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ .

### b. Conditions imposées par l'ELS

#### 1) Etat limite de compression de béton

La contrainte de compression dans le béton est limitée à  $0.6 \times f_{c28}$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours :  $\sigma_{bc} \leq f_{adm} = 0.6 \times f_{c28}$  **CBA93** (Article A.4.5.2)

#### 2) Etat limite d'ouverture des fissures

Pour limiter les fissures, on limite la contrainte dans les armatures tendues. En fonction de la destination de la structure (à découvert, à l'abri, en bord de mer).

**Cas 1** : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\bar{\sigma}_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas2** : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 10 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] \text{ [MPa]} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

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

**Cas 3** : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] \text{ [MPa]} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{Coefficient de fissuration avec :} \\ \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences } \phi \geq 6\text{mm.} \\ \eta=1.3 : \text{pour les hautes adhérences } \phi < 6\text{mm.} \end{array} \right.$

## **Chapitre II : pré-dimensionnement**

## INTRODUCTION

Ce présent chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments de la structure.

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés en respectant la réglementation(RPA) pour qu'elle résiste aux différentes sollicitations

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et aux charges totales du plancher.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du séisme ou vent.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → plancher → poutres → poteaux → fondations → sol.

### II.1. Pré dimensionnement des éléments

#### II.1.1.Eléments secondaires

#### 1.LES PLANCHERS

##### a.Plancher à corps creux

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{CBA93 (article B.6.8.4.2.4)}$$

$L_{\max}$  : étant la Portée libre de la plus grande portée dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$  : la hauteur totale du plancher.

On a  $L_{\max} = 380 - 30 = 350$  cm

$$\text{D'où } h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,55 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de hauteur :  $h_t = 20$  cm

Soit un plancher de, corps creux de **16 cm** et une dalle de compression de **4cm** d'épaisseur comme l'indique la figure ci-dessous. Le même raisonnement reste, bien sûr, valable pour tous les autres planchers.

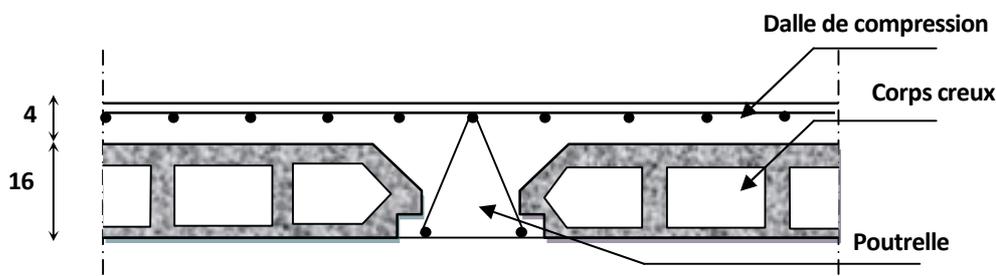


Fig II.1 : Schéma descriptif d'un plancher à corps creux.

## Les poutrelles

### - Disposition des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles se calculent comme des sections en T.

Le choix de la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Parallèle à la plus petite portée.
- Critère de continuité.

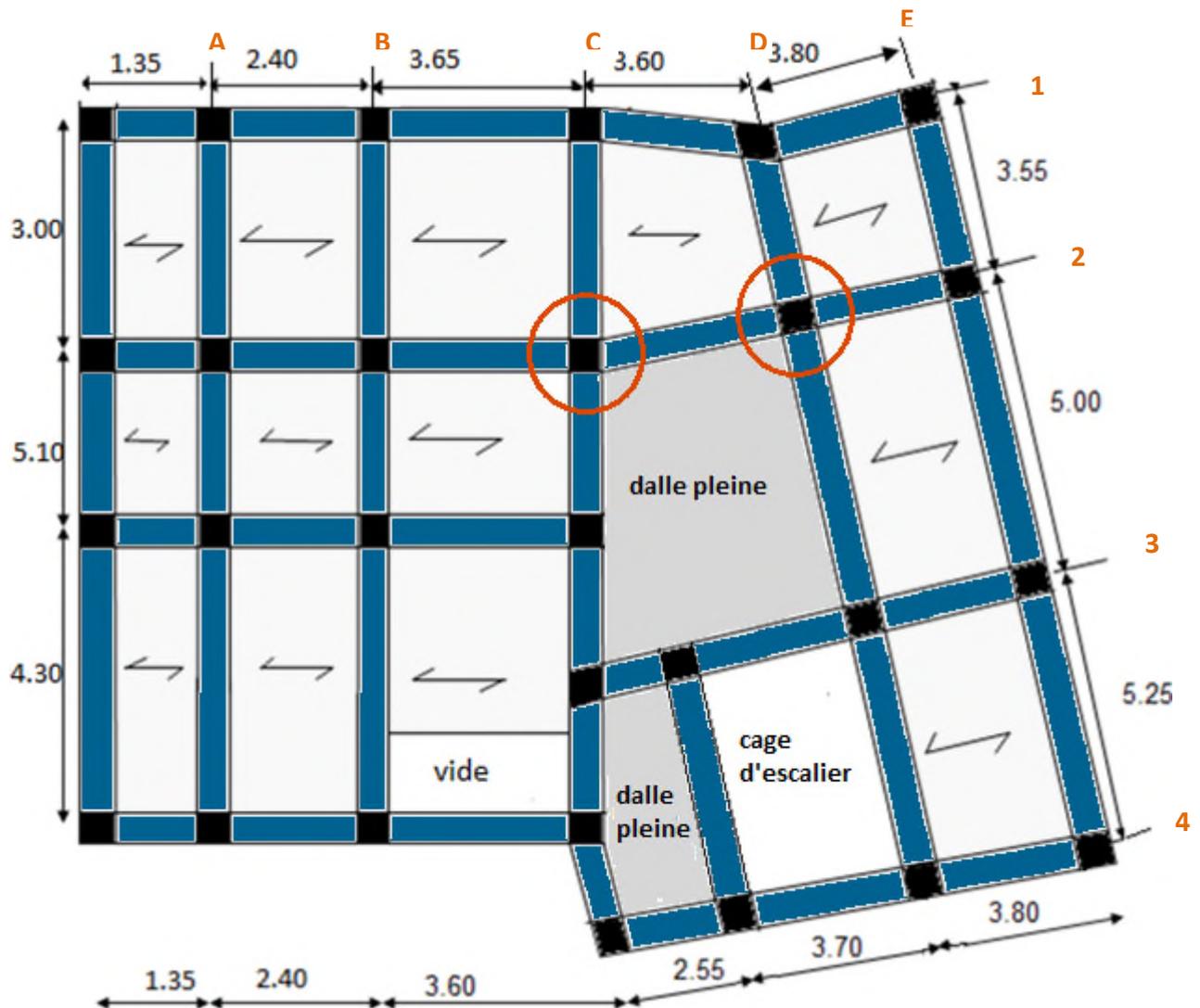


Fig II.2. plan de la disposition des poutrelles (étage 1,3,5,7)

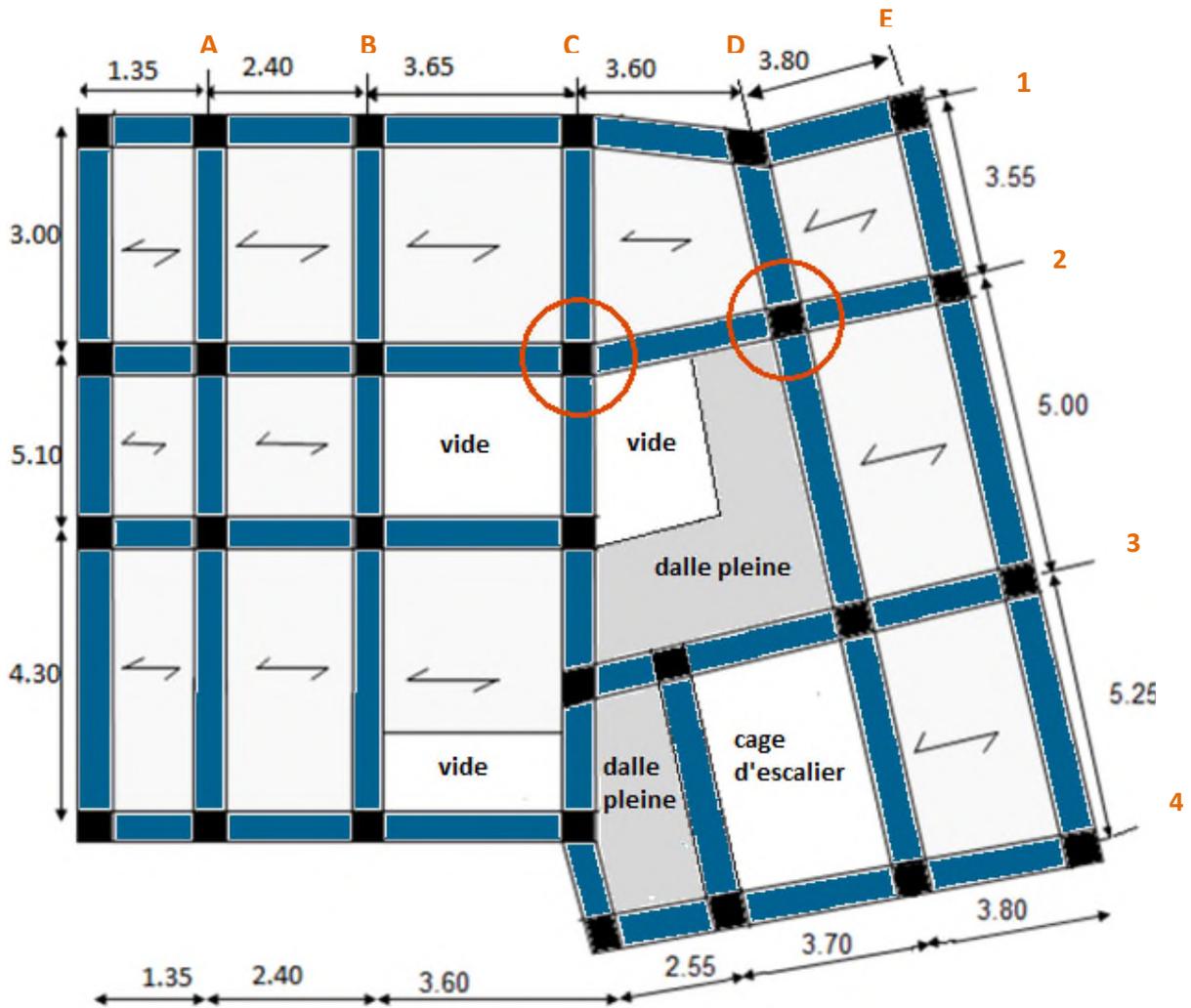


Fig II.3 plan de la disposition des poutrelles (étage 2,4,6,8)

**-dimensionnement des poutrelles**

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

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots\dots(1)$$

**b** : largeur de la table de compression.

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure,

**b<sub>0</sub>** = (8 à 12 cm)

alors on prend **b<sub>0</sub>** = 10 cm

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression.

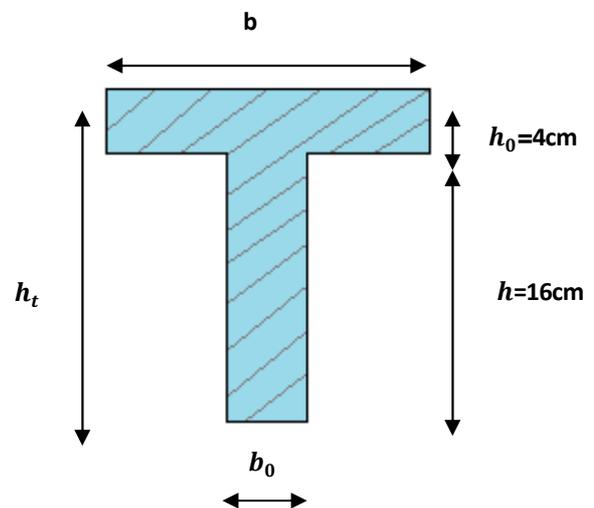


Fig II.4.coupe transversale d'une poutrelle

$l_x$ : distance entre nus de deux poutrelles successives.

$$(l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm})$$

$l_y$  : distance entre nus d'appuis de la travée minimale d'un élément calculé

$$(l_y = 365 - 30 = 335 \text{ cm})$$

A partir de l'équation (1) on trouve :  $b \leq \min(55 ; 67) + 10 \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$

On adopte: **b = 65 cm**

### b. Dalles pleines

le dimensionnement de la dalle pleine dépend de :

#### Résistance au feu (coupe-feu)

$e = 7 \text{ cm}$  → pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$  → pour deux heures de coupe-feu **(CBA93)**

$e = 17.5 \text{ cm}$  → pour quatre heures de coupe-feu.

#### Résistance à la flexion

$e \geq \frac{L_x}{20}$  pour une dalle sur 1 appui.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaire ou 4 appuis avec  $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaire ou 3 ou 4 appuis avec  $\rho > 0,4$

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

- ✓ Dans notre projet, on trouve trois types de dalle pleine : dalle sur 2 appuis, dalle sur trois appuis et dalle sur quatre appuis.

#### -Dalle sur 4 appuis

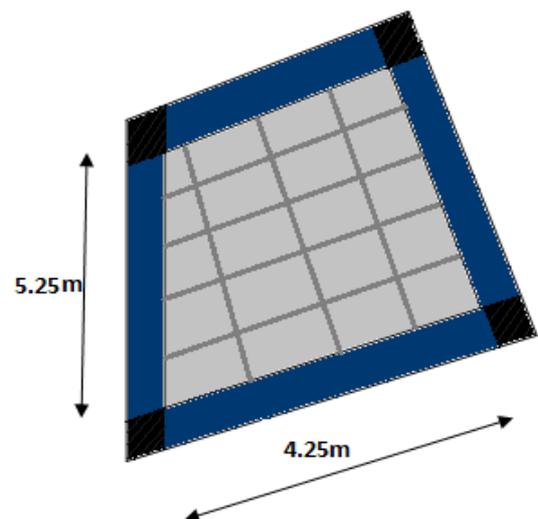
**(RDC,S.sol,étages 1,3,5,7)**

$L_x = 4,25 \text{ m}$  ;  $L_y = 5,25 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,25}{5,25} = 0,81 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{425}{45} \leq e \leq \frac{425}{40}$$

$$\Rightarrow 9.44 \text{ cm} \leq e \leq 10.62 \text{ cm}$$



**Fig II.5** dalle sur quatre appuis.

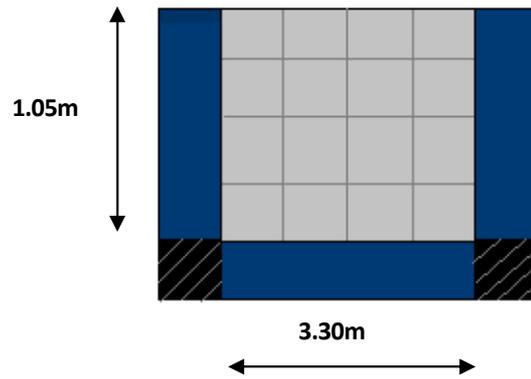
**-Dalle sur 3 appuis(balcon)**

$$L_x = 1,05 \text{ m} ; \quad L_y = 3,30 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,05}{3,30} = 0,32 < 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{105}{35} \leq e \leq \frac{105}{30}$$

$$\Rightarrow 3 \text{ cm} \leq e \leq 3,50 \text{ cm}$$

**Fig II.6** dalle sur trois appuis**-dalle sur 2 appuis( balcon)****-Dalle sur 2 appuis**

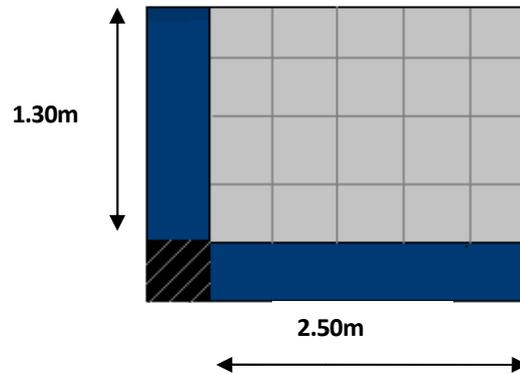
$$\text{On a : } L_x = 1,30 \text{ m} ; \quad L_y = 2,50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{2,50} = 0,52 > 0,4$$

La dalle travaille dans deux

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

$$\Rightarrow 2,89 \text{ cm} \leq e \leq 3,25 \text{ cm}$$

**FigII.7** dalle sur deux appuis**-Dalles sur 2 appuis (Duplex)(étages 2,4,6,8)**

a.

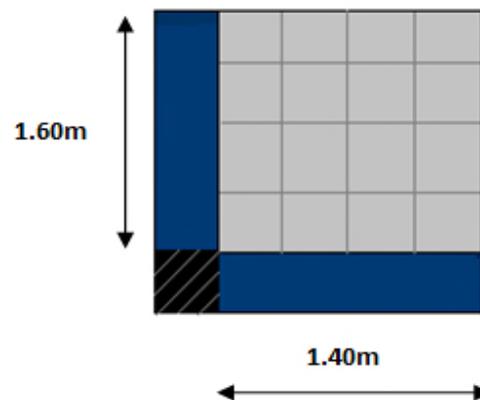
$$\text{On a : } L_x = 1,40 \text{ m} ; \quad L_y = 1,60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,60} = 0,87 > 0,4$$

La dalle travaille dans deux

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$\Rightarrow 3,11 \text{ cm} \leq e \leq 3,50 \text{ cm}$$

**FigII.8** dalle sur deux appuis

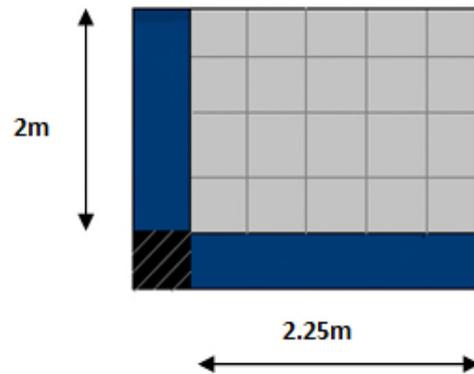
**b.**On a :  $L_x = 2.00\text{m}$  ;  $L_y = 2.25\text{m}$ 

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.25} = 0.88 > 0,4$$

La dalle travaille dans deux

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$\Rightarrow 4.44\text{cm} \leq e \leq 5.00 \text{ cm}$$

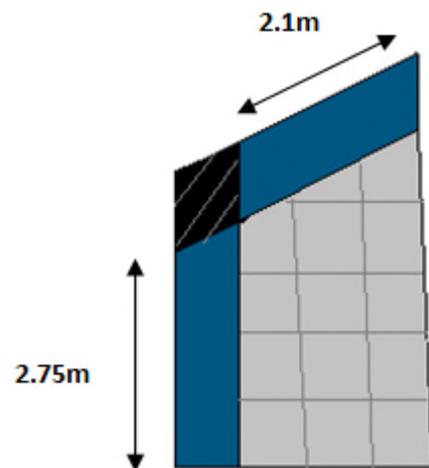
**FigII.9** dalle sur deux appuis**c.**On a :  $L_x = 2.10\text{m}$  ;  $L_y = 2.75\text{m}$ 

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.10}{2.75} = 0.76 > 0,4$$

La dalle travaille dans deux

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40}$$

$$\Rightarrow 4.66 \text{ cm} \leq e \leq 5.25 \text{ cm}$$

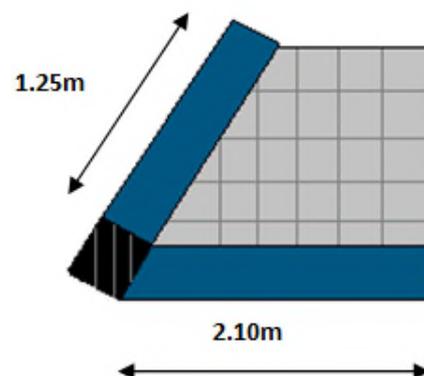
**FigII.10** dalle sur deux appuis**d.**On a :  $L_x = 1.25\text{m}$  ;  $L_y = 2.10\text{m}$ 

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{2.10} = 0.59 > 0,4$$

La dalle travaille dans deux

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40}$$

$$\Rightarrow 2.77 \text{ cm} \leq e \leq 3.12 \text{ cm}$$

**FigII.11** dalle sur deux appuis✓ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **14 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc l'épaisseur des différentes dalles à : **e=14cm**

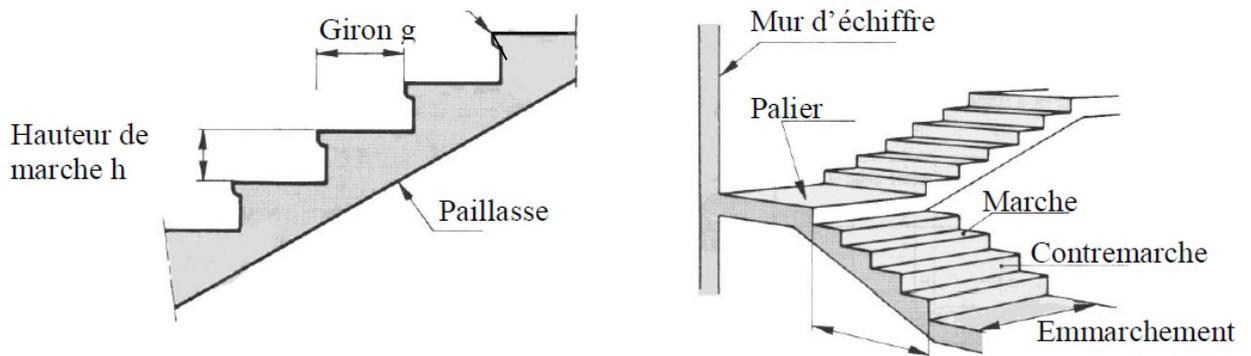
l'épaisseur de la dalle du balcon est :  $e=12\text{cm}$

## 2. Les escaliers

L'escalier est un élément non structural constitué de gradins et d'une dalle inclinée, permettant le passage d'un niveau à un autre avec une ou plusieurs dalles horizontales constituant les paliers. Pour notre projet, on a principalement deux types d'escaliers :

Escalier droit réalisé en béton armé coulé sur place.

Escaliers balancés réalisés en bois.

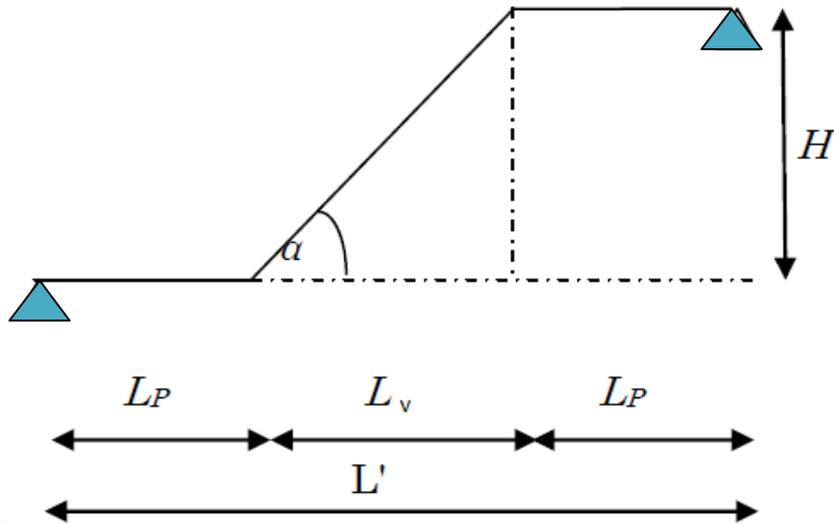


**Fig II.12** détail d'un escalier droit.

- La **marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
  - La **contremarche** est la partie verticale, contre la marche
  - L'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
  - Le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à 0.5m de la ligne de jour
  - La **paillasse** supporte les marches et contremarches.
- Un ensemble de marches de palier à palier est une **volée**.  
L'escalier est assimilé à une dalle simplement appuyée, sollicité à la flexion simple.

Pour déterminer les dimensions des contremarches et des marches on utilise la formule de **BLONDEL** suivante :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$$



**Fig II.13** Schéma statique d'un escalier

$$g = \frac{L_v}{n-1} \text{ et } h' = \frac{H}{n} \text{ , } g : \text{Giron , } H: \text{ hauteur de la volée, } \alpha : \text{Inclinaison de la paillasse}$$

par rapport à l'horizontale.

$L_{p1}$ : Longueur projetée de la volée de départ.

$L_{p2}$ : Longueur projetée de la volée intermédiaire.

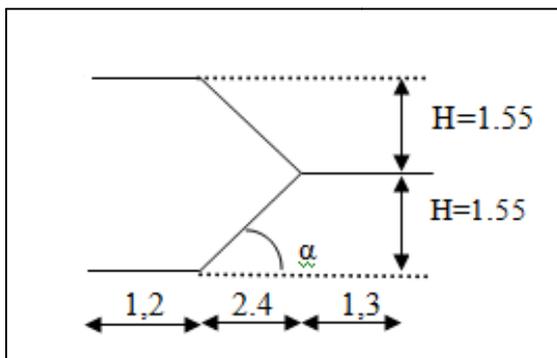
$L_v$  : Longueur projetée de la paillasse.

$n-1$  : Nombre de marche.

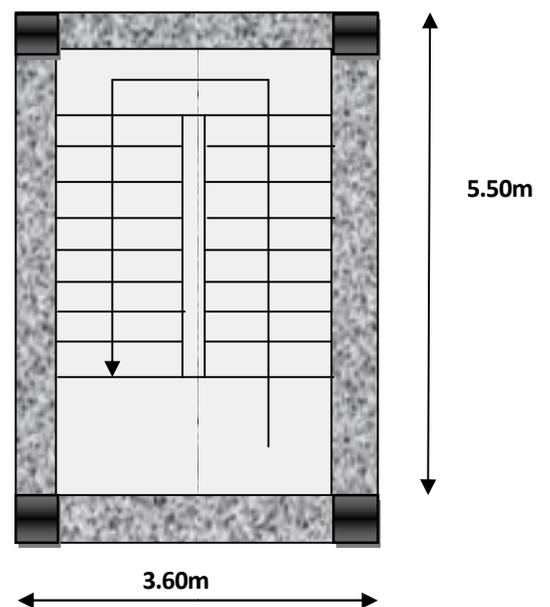
$n$  : Nombre de contre marche

**Type 1 : a.Escalier à deux volées**

( sous sol accès RDC ) .



**Fig II.14.**schéma statique de la ligne de foulé.



**Fig II.15.**vue en plan de la cage

$$L_{p1} = 1.2m, L_v = 2.4m, L_{p2} = 1.3m, H = 1.55m$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_v} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{1.55}{2.40} = 0.645, \alpha = 32.85^\circ$$

$$l = L_{p1} + L_{p2} + \frac{L_v}{\cos \alpha} \Rightarrow l = 1.20 + 1.30 + \frac{2.40}{\cos \alpha} \Rightarrow l = 5.35m$$

**-Calcul du nombre de contre marches en utilisant la formule de BLONDEL**

$$g + 2h \approx 64cm \Rightarrow \frac{l}{n-1} + 2 \frac{H}{n} \approx 64cm$$

$$2h(n-1) + l \times n \approx 0.64n(n-1)$$

$$0.64n^2 - (0.64 + 2 \times H + L_v) \times n + 2 \times H$$

$$0.64n^2 - (0.64 + 2 \times 1.55 + 2.4)n + 2 \times 1.55 = 0$$

$$0.64n^2 - 6.14n + 3.1 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

(1) a pour solution:  $n=9, g = \frac{L_v}{n-1} = \frac{2.40}{9-1} = 30cm, h' = \frac{H}{n} = \frac{1.55}{9} = 17cm$

**-calcul de l'épaisseur de la volée:** la volée travaille comme une console.

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq 7cm, \text{ on opte pour: } e = 14cm.$$

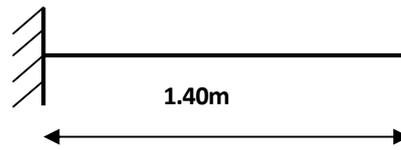


Fig II.16. schéma statique de la console.

**-prédimensionnement de la poutre brisée**

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

$$\frac{5.35}{15} \leq h \leq \frac{5.35}{10} \text{ soit: } h = 40cm$$

Selon les recommandations du RPA/version 2003 ,les conditions suivantes doivent être staisfaites

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA (ART.7.5.1)}$$

soit  $h=40cm$  et  $b=35cm$

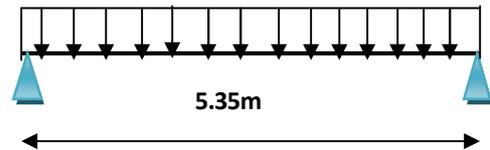
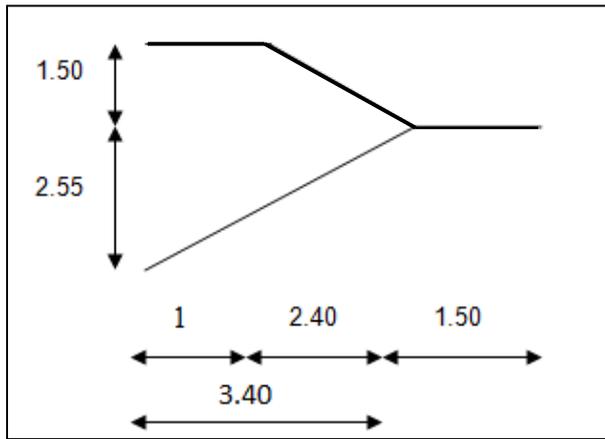


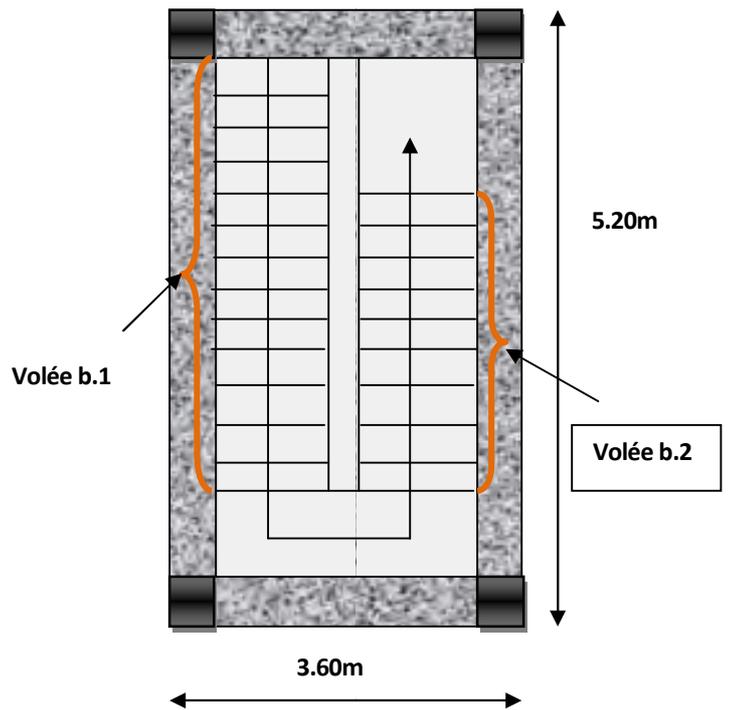
Fig II.17. schéma statique de la poutre brisée.

on opte pour une section rectangulaire:  $(bxh)=(35 \times 40) \text{ cm}^2$

**b.Escalier à deux volées(RDC accès 1<sup>er</sup> étage)**



**Fig II.18.**schéma statique de la ligne de foulé.



**Fig II.19.** vue en plan de la cage d'escalier.

**b.1.volée 01**

$n=14$  contre marches,  $n'=13$  marches,  $h'=18.22$ cm,  $g=26.15$ cm,  $L_{p2}=150$ cm,  $L_v=340$ cm

$$l = L_{p2} + \frac{L_v}{\cos \alpha} = 1.50 + \frac{3.40}{\cos \alpha} \text{ avec } \operatorname{tg} \alpha = \frac{2.55}{3.40} = 0.75 \Rightarrow \alpha = 36.87^\circ$$

$$l = 5.75 \text{m}$$

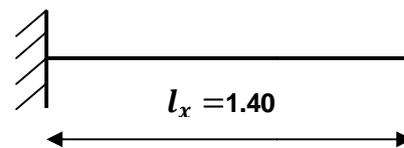
-calcul de l'épaisseur de la volée: la volée travaille comme une console.

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq 7 \text{ cm, on opte pour: } e = 14 \text{cm}$$

-prédimensionnement de la poutre brisée

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

$$\frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10} \text{ soit: } h = 40 \text{cm}$$

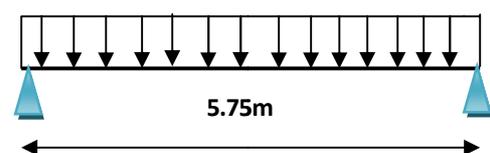


**Fig II.20.**schéma statique de la console.

Selon les recommandations du RPA/version 2003 ,les conditions suivantes doivent être staisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{cm} \\ h \geq 30 \text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{RPA (ART.7.5.1)}$$

soit  $h=40$ cm et  $b=35$ cm;



**Fig II.21.**schéma statique de la poutre brisée

on opte pour une section rectangulaire:  $(bxh)=(35 \times 40) \text{ cm}^2$

**b.2.volée 02**

$n=9$  contre marches,  $n'=8$  marches,  $h'=17\text{cm}$ ,  $g=30\text{cm}$ ,  $L_{p1}=100\text{cm}$ ,  $L_{p2}=150\text{cm}$   $L_v=240\text{cm}$

$$l = L_{p1} + L_{p2} + \frac{L_v}{\cos \alpha} = 1 + 1.50 + \frac{2.40}{\cos \alpha} \quad \text{avec} \quad \text{tg} \alpha = \frac{1.50}{2.40} = 0.625 \Rightarrow \alpha = 32^\circ$$

$$l = 5.33\text{m}.$$

-calcul de l'épaisseur de la volée: la volée travaille comme une console.

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq 7 \text{ cm}, \text{ on opte pour: } e = 14\text{cm}$$

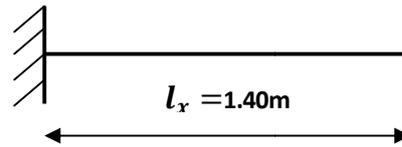


Fig II.22. schéma statique de la console.

-prédimensionnement de la poutre brisée:

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

$$\frac{533}{15} \leq h \leq \frac{533}{10} \quad \text{soit: } h = 40\text{cm}$$

Selon les recommandations du RPA/version 2003 ,les conditions suivantes doivent etre staisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{RPA (ART.7.5.1)}$$

soit  $h=40\text{cm}$  et  $b=35\text{cm}$ ;

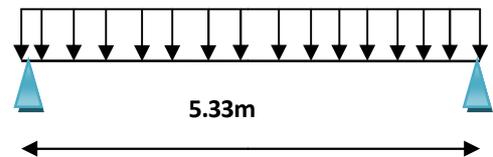


Fig II.23. schéma statique de la poutre brisée

on opte pour une section rectangulaire:  $(bxh)=(35 \times 40) \text{ cm}^2$

**c.Escalier à deux volées (1er,2,3,4,5,6 et 8ème étage)**

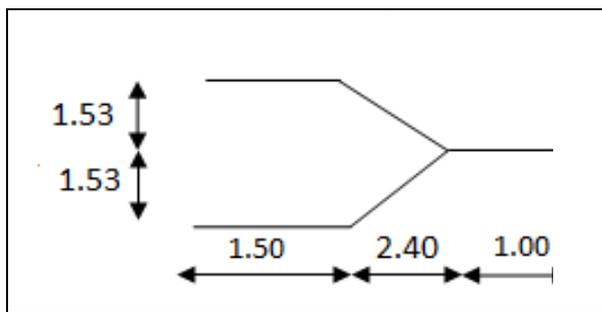


Fig II.24. schéma statique de la ligne de foulé.

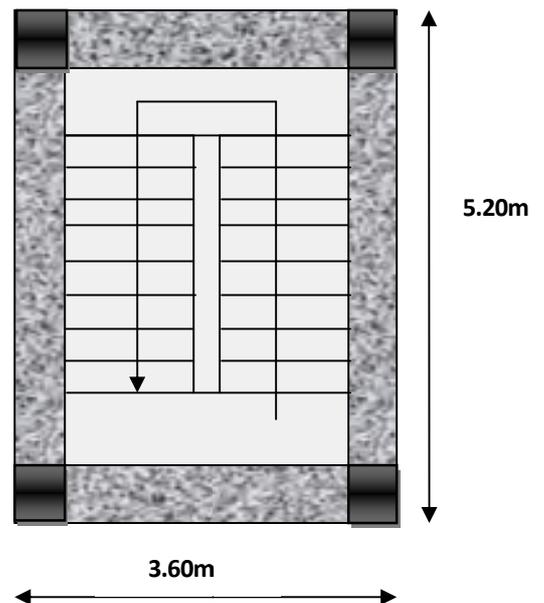


Fig II.25. vue en plan de la cage

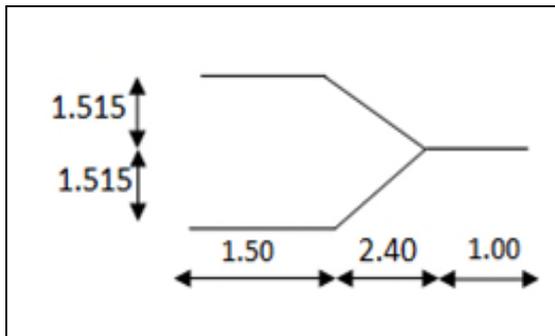
-Les dimensions de la cage d'escalier sont apportées sur le tableau suivant

$L_{p1}$ (cm)	$L_{p2}$ (cm)	$L_v$ (cm)	H (cm)	$\alpha$	$l$ (cm)	N	g (cm)	$h'$ (cm)	e (cm)	b x h (cm <sup>2</sup> )
100	150	240	153	32.52°	535	9	30	17	14	35x40

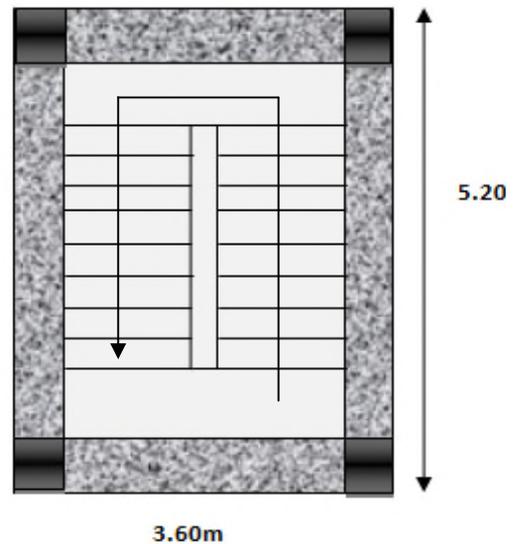
**Tableau II.1.** dimensions de l'escalier à deux volées (1,2,3,4,5,6,8ème étage).

e: épaisseur de la volée,  $bx h$ : la section de la poutre brisée.

#### d.Escalier à deux volées(7ème étage)



**FigII.26.**schéma statique de la ligne de foulé



**Fig II.27.**vue en plan de la cage d'escalier

-Les dimensions de la cage d'escalier sont apportées sur le tableau suivant

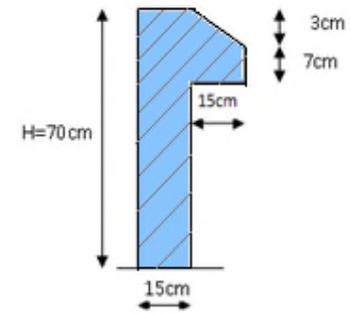
$L_{p1}$ (cm)	$L_{p2}$ (cm)	$L_v$ (cm)	H (cm)	$\alpha$	$l$ (cm)	N	g (cm)	$h'$ (cm)	e (cm)	b x h (cm <sup>2</sup> )
100	150	240	151.5	32.26°	534	9	30	17	14	35x40

**Tableau II.2.** dimensions de l'escalier à deux volées (1,2,3,4,5,6,8ème étage).

### 3. Acrotère

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

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	1,5	0,10275	25	2,568
Enduit de ciment intérieur	2	0,014	20	0,24
Enduit de ciment extérieur	1,5	0,0105	20	0,18
Charge permanente totale	G=2,988KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			



**Fig II.28** vue en plan d'un acrotère

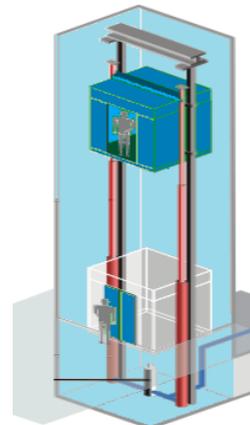
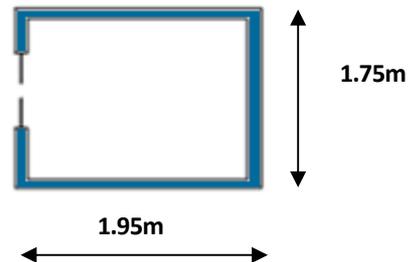
**Tableau II.3** évaluation de la charge de l'acrotère.

#### 4. Ascenseur

Un **ascenseur** est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis (voir hors-structure) d'une construction. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et de bureau on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur.
- $W$  : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN. (**Annexe 4**)
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- **Fig II.14** ascenseur
- La vitesse  $V = 1.6m/s$ .
- Donc  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$



**Evaluation des charges et des surcharges**

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN /m <sup>2</sup> )	Poids total KN /m <sup>2</sup>
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S=L_x \times L_y$ $=2.3 \times 1.6$	$G_2=F_c / S$ $=145/3.41$	$G=G_1+G_2$ $=5.88+42,52$
$G_1=5.88 \text{Kn/m}^2$	$S=3.41$	$G_2=42,52$	$G=48,4$

• **Tableau II.4:** évaluation des charges de l'Ascenseur

- Les charges d'exploitation  $Q=1 \text{KN/m}^2$

**II.1.2.Eléments structuraux**

**1 .Les poutres**

**a.Les poutres principales**

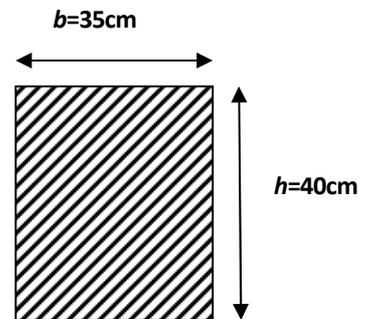
Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de la flèche suivante :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

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

$L_{\max} = 555 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 525 \text{cm} \Rightarrow 35 \text{cm} \leq h \leq 52,5 \text{cm}.$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (35 \times 40) \text{cm}^2$



$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \geq 20 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h = 40 \geq 30 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1,142 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right.$$

(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)

**b.Les poutres secondaires**

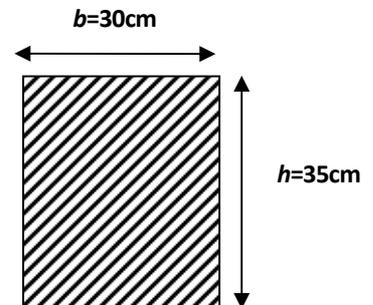
Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de

flèche suivante :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max} = 380 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 350 \text{cm}$

$23,33 \text{cm} \leq h \leq 35 \text{cm}$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{cm}^2$



$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ h = 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié} \\ \frac{h}{b} = 1,167 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérfié} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1)}$$

**2. les voiles**

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

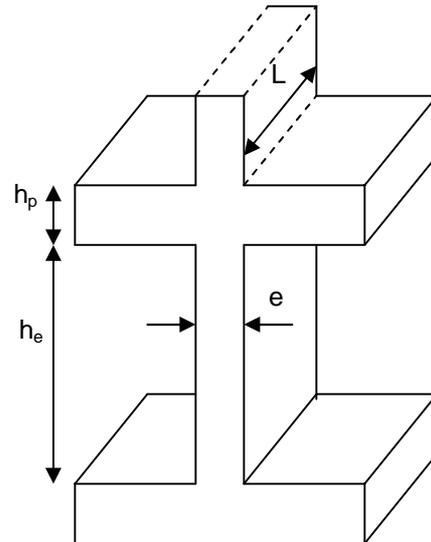
- $e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$
- $e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2).$       **RPA (article 7.7.1)**

$h_p$  : Hauteur totale de la poutre.

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.



- RDC :                     $h_e = 4,05 - 0,20 = 3,85\text{m}$
- Sous sol :                 $h_e = 3,10 - 0,20 = 2,90\text{m}$
- Etages d'habitation :  $h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86\text{m}$
- Etage 7 :                  $h_e = 3,03 - 0,20 = 3,10\text{m}$

**Fig. II.29.** Coupe de voile en élévation

- RDC :                     $e \geq \frac{381}{20} \Rightarrow e \geq 19,05\text{cm}$     donc on opte pour  $e = 20\text{cm}$ .
- sous sol :                 $e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14,30\text{cm}$     donc on opte pour  $e = 20\text{cm}$ .
- Etages d'habitation :  $e \geq \frac{283}{20} \Rightarrow e \geq 14,15\text{cm}$     donc on opte pour  $e = 15\text{cm}$ .
- Etage 7 :                  $e \geq \frac{279}{20} \Rightarrow e \geq 13,95\text{cm}$     donc on opte pour  $e = 15\text{cm}$ .

**3. les poteaux**

**3.1. Pré-dimensionnement des poteaux**

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente de charge qui pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations, c'est pourquoi le pré-dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

**Resistance à la compression :**                     $\frac{Nu}{B} \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{cases}$$

RPA99 (Art 7.4.1)

**Stabilité de forme (flambement)**

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

CBA 93(Article B.8.4.1)

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - d) \times (b - d)$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

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

$\lambda$  : L'élanement.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

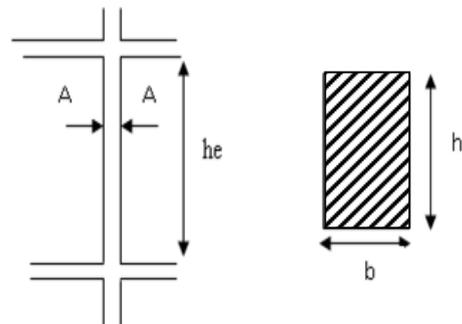
$i$  : Rayon de giration

$I$  : Moment d'inertie ,  $N_u$  : l'effort normal de compression à ELU

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

Étages	Sous sol	RDC	1et2	3et4	5et6	7et8
Section( $b \times h$ )	60x55	55x50	50x45	45x40	40x35	35x30
cm <sup>2</sup>						

**Tableau II.5:** section des poteaux préalable.



**Fig II.30** coupe d'un poteau.

## II .2 Evaluation des charges et surcharges

### 1.plancher à corps creux

#### a)terrasse inaccessible

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique en liège	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit en ciment	0.02	0.36
Forme de pente	0.1	2.2
La charge permanente		G= 6.69
La charge d'exploitation		Q=1.00

**Tableau II.6 :** évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.

#### b) Plancher étage courant

Désignation des éléments	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	00.1	1
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.20
La Charge permanente		G=5.25
La charge d'exploitation		Q=1.5

**Tableau II.7:** évaluation des charges du plancher étage courant

## 2. Dalle pleine

### a.Plancher S.sol et RDC

Désignation des éléments	épaisseur(cm)	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	15	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	2	0,35
Dalle pleine	14	3.5
Enduit en ciment	2	0.2
La Charge permanente		G=4.85
La charge d'exploitation		Q=2.5

**Tableau II.8** : évaluation des charges de la dalle pleine

### b.Balcons

La charge permanente	G=4.85 KN/m <sup>2</sup>
La charge d'exploitation	Q=3.5 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II.9** évaluation des charges sur les balcons

### c.Murs extérieurs et intérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	15	9	1.35
Lame d'aire	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	2	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	2	10	0.2
Charge permanente totale			G= 2.85

**Tableau II.10:** évaluation des charges des murs extérieures et intérieurs.

### 3. Les escaliers

#### a. Palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	14	25	3,50
Enduit plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale			G = 4.85
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

**Tableau II.11:** Evaluation des charges du palier

#### b. Volée

##### Escaliers à deux volées (a, volée02 (b.2), c, d)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	2	20	0.40
Revêtement verticale	1,3	20	0.26
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Marches	0,17· (1/2)	22	1,87
Paillasse	0,14/ (cos $\alpha$ )=0.16	25	4
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G = 7.49
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

**Tableau II.12 :** Evaluation des charges de la volée(a, volée02 (b.2), c, d).

## c.Escaliers à deux volées (volée01 (b.1)).

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	2	20	0.40
Revêtement verticale	1,3	20	0.26
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Marches	0,1822· (1/2)	22	2
Paillasse	0,14/(cos $\alpha$ )=0.175	25	4.37
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G = 7.99
Surcharge d'exploitation			Q = 2.50

Tableau II.13: Evaluation des charges de la volée( volée01 (b.1)).

## 3.2 Descente de charges

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

## Poteau cage d'escalier (D-3)

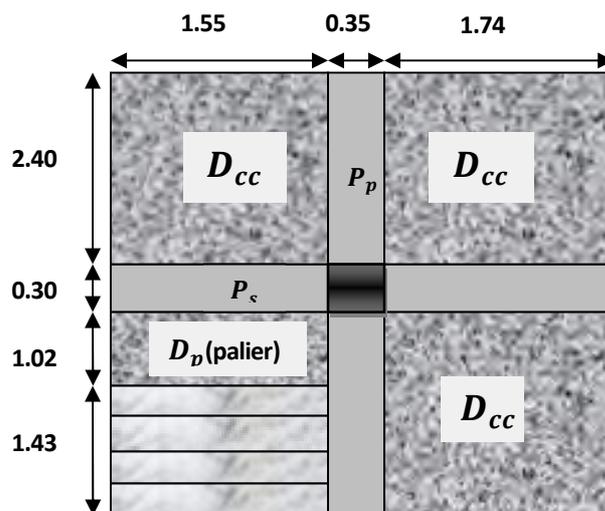


Fig II.31 surface afférente du poteau de la cage d'escalier D3

Calcul des surfaces afférentes

### Pour les charges permanentes

$$S_{\text{corps creux}} = (2,4 \times 1,55) + (2,4 \times 1,74) + (2,45 \times 1,74) \Rightarrow S_{\text{corps creux}} = 12.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = (1,02 \times 1,55) \Rightarrow S_{\text{dalle pleine}} = 1.58 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = 1,43 \times 1,55 \Rightarrow S_{\text{escalier}} = 2.22 \text{ m}^2$$

### Pour les charges d'exploitation

$$S_{\text{corps creux}} = (2,4 \times (1,55 + 0,175)) + ((2,4 + 2,45 + 0,3) \times (1,74 + 0,175)) \Rightarrow S_{\text{corps creux}} = 14.00 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = (1,02 + 0,15) \times (1,55 + 0,175) \Rightarrow S_{\text{dalle pleine}} = 2.02 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = (1,43 \times (1,55 + 0,175)) \Rightarrow S_{\text{escalier}} = 2,46 \text{ m}^2$$

### Calcul de poids propre

Pour plancher terrasse inaccessible :  $G = 6.69 \times 12.16 = 81.35 \text{ KN/m}^2$

Pour plancher d'étage courant :  $G = 5,25 \times 12.16 = 63.84 \text{ KN/m}^2$

Pour plancher dalle pleine :  $G = 4,85 \times 1.58 = 7.66 \text{ KN/m}^2$

Escalier : à deux volées (a, volée 02 (b.2), c, d) :  $G = 7.49 \times 2.22 = 16.48 \text{ KN/m}^2$

à deux volées (volée 01 (b.1)) :  $G = 7.99 \times 2.22 = 17.74 \text{ KN/m}^2$

Poutre principale:  $P_p = 25 \times 0,35 \times 0,40 \times (2,4 + 2,45) = 16.97 \text{ KN}$

Poutre secondaire:  $P_s = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,55 + 1,74) = 8,64 \text{ KN}$

Pour les poteaux:  $P = S \times 25 \times h_e$

### Calcul des charges d'exploitations

Pour plancher terrasse inaccessible :  $Q = 1 \times 14 = 14.00 \text{ KN}$

Pour plancher d'étage courant :  $Q = 1.5 \times 14 = 21 \text{ KN}$

Pour plancher dalle pleine :  $Q = 2.50 \times 2.02 = 5.05 \text{ KN}$

Escalier :  $Q = 2.5 \times 2.46 = 6.15 \text{ KN}$ .

### La loi de dégression des charges d'exploitation

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

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

Q a chaque niveau est déterminé comme suit : (DTR B.C 2.2.6.3)

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

$$N1 : Q_0 = 14\text{KN}$$

$$N2 : Q_0 + Q_1 = 14 + 21 = 35\text{KN}$$

$$N3 : Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 14 + 0,95(2 \times 21) = 53,9\text{KN}$$

$$N4 : Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14 + 0,9(3 \times 21) = 70,7\text{KN}$$

$$N5 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14 + 0,85(4 \times 21) = 85,4\text{KN}$$

$$N6 : Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14 + 0,8(5 \times 21) = 98\text{KN}$$

$$N7 : Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_6) = 14 + 0,75(6 \times 21) = 108,5\text{KN}$$

$$N8 : Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) = 14 + 0,714(7 \times 21) = 118,96\text{KN}$$

$$N9 : Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8) = 14 + 0,66(8 \times 21) = 124,88\text{KN}$$

$$N10 : Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 14 + 0,65(8 \times 21 + 5,05) = 126,48\text{KN}$$

$$N11 : Q_0 + 0,64(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 14 + 0,64(8 \times 21 + 2 \times 5,05) = 127,98\text{KN}$$

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher Terrasse (16+4)	81.35	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (35× 30)cm <sup>2</sup>	8,032	
	TOTAL	114,99	14.00
N2	Venant de N1	114.99	
	Corps creux(16+4)	63.84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau(30× 35)cm <sup>2</sup>	8,032	
	TOTAL	220.13	35
N3	Venant de N2	220.13	
	Corps creux(16+4)	63.84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (35× 40)cm <sup>2</sup>	7,953	
	Palier+volée	16.48	
	TOTAL	341.673	53.9

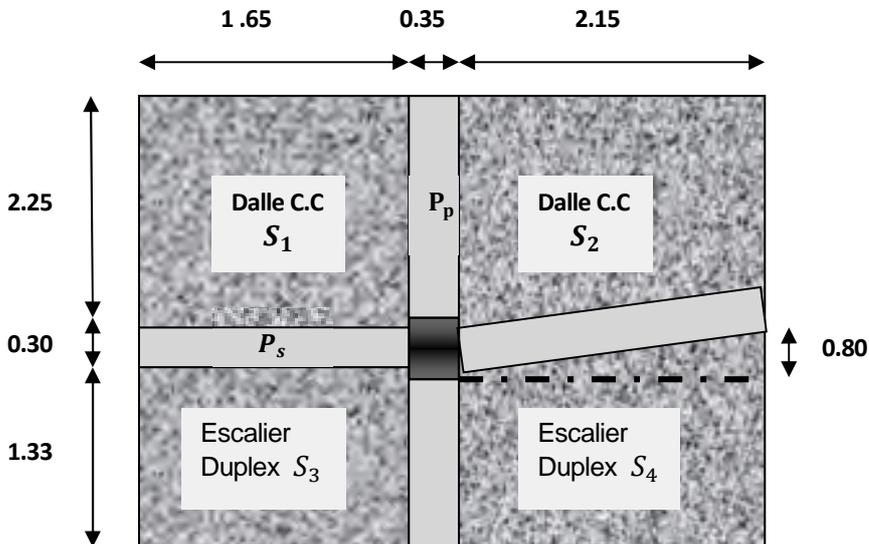
N4	Venant de N3	341.673	
	Corps creux(16+4)	63.84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (35×40)cm <sup>2</sup>	10,71	
	Palier+volée	16.48	
	<b>TOTAL</b>	<b>465.973</b>	<b>70.7</b>
N5	Venant de N4	465.973	
	Corps creux(16+4)	63.84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (35×40)cm <sup>2</sup>	10,71	
	Palier+volée	16.48	
	<b>TOTAL</b>	<b>590.273</b>	<b>85.4</b>
N6	Venant de N5	590.273	
	Corps creux(16+4)	63.84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (40x45)cm <sup>2</sup>	13,77	
	Palier+volée	16.48	
	<b>TOTAL</b>	<b>717.633</b>	<b>98</b>
N7	Venant de N6	717.633	
	Corps creux(16+4)	63.84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (40x45)cm <sup>2</sup>	13,77	
	Palier+volée	16.48	
	<b>TOTAL</b>	<b>844.993</b>	<b>108.5</b>

N8	Venant de N7	844.993	
	Corps creux(16+4)	63.84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (45x50)cm <sup>2</sup>	17,21	
	Palier+volée	16.48	
	<b>TOTAL</b>	<b>975.793</b>	<b>118.96</b>
N9	Venant de N8	975.793	
	Corps creux(16+4)	63,84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (45x50)cm <sup>2</sup>	17,21	
	Palier+volée	16.48	
	<b>TOTAL</b>	<b>1106.593</b>	<b>124.88</b>
N10	Venant de N9	1106.593	
	Corps creux(16+4)	63,84	
	Dalle pleine	7.66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (50x55)cm <sup>2</sup>	27,84	
	Palier+volée	17.74	
	<b>TOTAL</b>	<b>1249.283</b>	<b>126.48</b>
N11	Venant de N11	1249.283	
	Corps creux(16+4)	63.84	
	Dalle pleine	7,66	
	Poutre (PP+PS)	25.61	
	Poteau (55x60)cm <sup>2</sup>	25,57	
	Palier+volée	16.48	
	<b>TOTAL</b>	<b>1388.443</b>	<b>127.98</b>
$N_u=1.35G_t+1.5Q_t$		$G_t=1388.443\text{KN}$	
$N_s=G_t+Q_t$		$Q_t=127.98\text{KN}$	
$N_s=1516.423\text{KN}$		$N_u=2066.368\text{KN}$	

**Tableau II.14:** tableau de la descente de charge du poteau de la cage d'escalier (D-3).

**Poteau du duplex (C-2)**

Calcul des surfaces afférentes

**Fig II.32.** surface afférente du poteau (C.2)**Pour les charges permanentes**

$$S_{\text{corps creux}} = (1.65 \times 2.25) + (2.15 \times (2.25 - 0.80)) + (2.15 \times \frac{0.80}{2}) \Rightarrow S_{\text{corps creux}} = 7.70 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = (1.65 \times 1.33) + (2.15 \times 1.33) \Rightarrow S_{\text{escalier}} = 2.22 \text{ m}^2$$

**Pour les charges d'exploitation**

$$S_{\text{corps creux}} = (2.25 + 0.15) \times (1.65 + 0.35 + 2.15) \Rightarrow S_{\text{corps creux}} = 9.96 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = (2.15 + 0.175) \times (1.33 + 0.15) \Rightarrow S_{\text{escalier}} = 3.44 \text{ m}^2$$

**Calcul de poids propre**

Pour plancher terrasse inaccessible :  $G = 6.69 \times 7.70 = 51.51 \text{ KN/m}^2$

Pour plancher d'étage courant :  $G = 5.25 \times 7.70 = 40.42 \text{ KN/m}^2$

Escalier : à deux volées (a, volée 02 (b.2), c, d) :  $G = 7.49 \times 5.05 = 37.82 \text{ KN/m}^2$

à deux volées (volée 01 (b.1)) :  $G = 7.99 \times 5.05 = 40.35 \text{ KN/m}^2$

Poutre principale:  $P_p = 25 \times 0.35 \times 0.40 \times (1.65 + 2.15) = 16.97 \text{ KN}$

Poutre secondaire:  $P_s = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (2.25 + 1.33) = 9.40 \text{ KN}$

Pour les poteaux:  $P = S \times 25 \times h_e$

**Calcul des charges d'exploitations**

Pour plancher terrasse inaccessible :  $Q = 1 \times 9.96 = 9.96 \text{ KN}$

Pour plancher d'étage courant :  $Q = 1.5 \times 9.96 = 14.94 \text{ KN}$

Escalier :  $Q = 2.5 \times 3.44 = 8.60 \text{ KN}$ .

**La dégression des charges d'exploitation**

N1 :  $Q_0 = 9.96\text{KN}$

N2 :  $Q_0+Q_1 = 9.96+14.94 = 24.9\text{KN}$

N3 :  $Q_0 + 0,95(Q_1+Q_2) = 9.96+0,95 (2 \times 14.94) = 38.346\text{KN}$

N4 :  $Q_0 + 0,9(Q_1+Q_2+Q_3) = 9.96+0,9 (3 \times 14.94) = 50.30\text{KN}$

N5 :  $Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 9.96+0,85(4 \times 14.94) = 60.76\text{KN}$

N6 :  $Q_0 + 0,8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ Q_5) = 9.96+0,8(5 \times 14.94) = 69.72\text{KN}$

N7 :  $Q_0 + 0,75(Q_1+Q_2+Q_3+ \dots + Q_6) = 9.96+ 0,75(6 \times 14.94) = 77.19\text{KN}$

N8 :  $Q_0 + 0,714(Q_1+Q_2+ \dots + Q_7) = 9.96+0,714(7 \times 14.94) = 84.63\text{KN}$

N9 :  $Q_0 + 0,66(Q_1+Q_2+ \dots + Q_7+ Q_8) = 9.96+0,66(8 \times 14.94) = 88.84\text{KN}$

N10 :  $Q_0 + 0,65(Q_1+Q_2+ \dots + Q_7+ Q_8+ Q_9) = 9.96+0,65(8 \times 21+24.90) = 126.48\text{KN}$

N11 :  $Q_0 + 0,64(Q_1+Q_2+ \dots + Q_7+ Q_8+ Q_9+ Q_{10}) = 9.96+0,64(8 \times 14.94+2 \times 24.90) = 118.32\text{K}$

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher Terrasse (16+4)	51.51	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (35× 30)cm <sup>2</sup>	8,032	
	TOTAL	82.242	9.96
N2	Venant de N1	82.242	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau(30× 35)cm <sup>2</sup>	8,032	
TOTAL	153.394	24.9	
N3	Venant de N2	153.394	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (35× 40)cm <sup>2</sup>	7.953	
	Palier+volée	37.82	
TOTAL	262.287	38.346	

N4	Venant de N3	262.287	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (35×40)cm <sup>2</sup>	10.71	
	Palier+volée	37.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>373.94</b>	<b>50.30</b>
N5	Venant de N4	373.94	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (35×40)cm <sup>2</sup>	10,71	
	Palier+volée	37.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>485.587</b>	<b>60.76</b>
N6	Venant de N5	485.587	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (40x45)cm <sup>2</sup>	13.77	
	Palier+volée	37.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>600.297</b>	<b>69.72</b>
N7	Venant de N6	600.297	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (40x45)cm <sup>2</sup>	13.77	
	Palier+volée	37.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>714.997</b>	<b>77.19</b>
N8	Venant de N7	714.997	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (45x50)cm <sup>2</sup>	17.21	
	Palier+volée	37.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>833.147</b>	<b>84.63</b>

N9	Venant de N8	833.147	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (45x50)cm <sup>2</sup>	17.21	
	Palier+volée	37.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>951.297</b>	<b>88.84</b>
N10	Venant de N9	951.297	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (50x55)cm <sup>2</sup>	27.84	
	Palier+volée	40.35	
	<b>TOTAL</b>	<b>1082.607</b>	<b>103.83</b>
N11	Venant de N11	1082.607	
	Corps creux(16+4)	40.42	
	Poutre (PP+PS)	22.7	
	Poteau (55x60)cm <sup>2</sup>	25.57	
	Palier+volée	37.82	
	<b>TOTAL</b>	<b>1209.117</b>	<b>118.32</b>
$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t$		$G_t = 1209.117$	
$N_s = G_t + Q_t$		$Q_t = 118.79 \text{ KN}$	
$N_s = 1327.44 \text{ KN}$		$N_u = 1809.79 \text{ KN}$	

**Tableau II.15:** tableau de la descente de charge du poteau (C -2).

### La vérification cas de poteau le plus sollicité( poteau de la cage d'escalier D-3)

#### 1.Vérification de la condition de résistance

On doit vérifier la condition suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{N'_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

Selon le **CBA93** (article B.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime :  $N'_u = (1.35 N_G + 1.5 N_Q) \times \beta$

$\beta$  : Coefficient de majoration qui tient compte de la position du poteau.

$\beta = 1$  pour un poteau de rive.

$\beta = 1.15$  pour un poteau intérieur si on a deux travées.

$\beta = 1.1$  pour un poteau intérieur si on a trois travées.

**Poteau centrale:** le poteau c'est un poteau central (poteau de la cage d'escalier).

$G=1388.443\text{KN}$ ,  $Q=127.98\text{KN}$ ,  $N_u= 2066.36\text{KN}$

**L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1388.443 + 1.5 \times 127.98 = 2066.368\text{KN}$$

$$N_u' = 1.1(1.35G + 1.5Q) \text{ donc } N_u' = 1.1 \times 2066.368 = 2270\text{KN}$$

Niveaux	G [KN]	Q [KN]	$N_u'$ [KN]	$B_{cal}$ [m <sup>2</sup> ]	$B_{adp}$ [m <sup>2</sup> ]	observation
9 <sup>ème</sup> étage	114.99	14	192.82	0.012	0.105	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	220.13	35	384.64	0.026	0.105	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	341.673	53.90	596.32	0.039	0.105	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	465.94	70.70	802.63	0.053	0.140	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	590.273	85.40	1017.46	0.068	0.140	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	717.633	98.00	1227.38	0.082	0.180	Vérifiée
3 <sup>ère</sup> étage	844.993	108.50	1433.84	0.095	0.180	Vérifiée
2 <sup>ère</sup> étage	975.793	118.96	1645.34	0.109	0.225	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	1106.593	124.88	1849.34	0.123	0.225	Vérifiée
RDC	1249.283	126.48	2063.87	0.137	0.275	Vérifiée
Sous-sol	1388.443	127.98	2273.00	0.151	0.275	Vérifiée

**Tableau II.16** Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau D3.

## 2. Vérification au flambement

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

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{Article B.8.2.1[2]}).$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

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

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

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

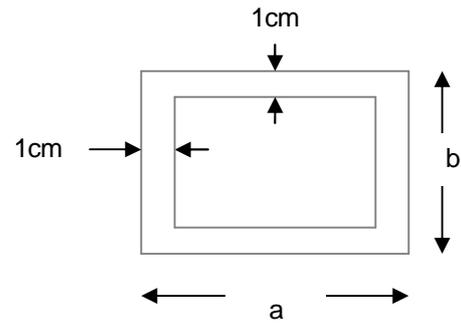


Fig II.33. Section brute (B<sub>r</sub>).

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

$A_s \geq 0.8\% \times B_r$ . On prend  $A_s = 1\% \times B_r$ .

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad (\text{Art 7.4.2[4]}).$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ , Il faut vérifier que :  $B_{radop} \geq B_{rcal}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$I(m^4) \times 10^{-3}$	$i$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$N_u$ '[KN]	$B_{rcal}$ [m <sup>2</sup> ]	$B_{radop}$ [m <sup>2</sup> ]
9 <sup>ème</sup> étage	3.06	2.14	1.07	0.100	21.40	0.793	192.82	0.011	0.092
8 <sup>ème</sup> étage	3.06	2.14	1.07	0.100	21.40	0.791	384.64	0.022	0.092
7 <sup>ème</sup> étage	3.03	2.12	1.07	0.133	15.94	0.816	596.32	0.033	0.092
6 <sup>ème</sup> étage	3.06	2.14	1.86	0.115	18.61	0.804	802.63	0.045	0.125
5 <sup>ème</sup> étage	3.06	2.14	3.03	0.147	14.56	0.879	1017.46	0.053	0.125
4 <sup>ème</sup> étage	3.06	2.14	3.03	0.297	7.20	0.843	1227.38	0.066	0.164
3 <sup>ème</sup> étage	3.06	2.14	4.68	0.161	13.29	0.826	1433.84	0.078	0.164
2 <sup>ème</sup> étage	3.06	2.14	4.68	0.144	14.86	0.820	1645.34	0.091	0.206
1 <sup>ère</sup> étage	3.06	2.14	6.93	0.175	12.23	0.829	1849.34	0.101	0.206
RDC	4.05	2.835	6.93	0.189	15.00	0.819	2063.81	0.114	0.254
Sous-sol	3.10	2.17	9.90	0.173	12.54	0.828	2273.00	0.125	0.307

Tableau II.17 Résultat de vérification au flambement pour le poteau D3

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

### 3. Vérification vis-à-vis du RPA 99Version 2003

Poteaux	(60x55) S.sol	(55x50)RDC	(50x45)	(45x40)	(40x35)	(35x30)	
$\min(b,h) \geq 25\text{cm}$	55	50	45	40	35	30	
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	15.50	20.25	15.30	15.30	15.30	15.15	15.30
$0.25 < \frac{b}{h} < 4$	0.91	0.91	0.90	0.90	0.90	0.86	
observation	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	

**Tableau II.18** Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau D3.

### II.3. Conclusion

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

Poutres principales : (35x40) cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires :(30x35) cm<sup>2</sup>

Poteaux Sous sol : (60x55) cm<sup>2</sup>

Poteaux RDC:(55 × 50) cm<sup>2</sup>

Poteaux du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :(50 × 45) cm<sup>2</sup>

Poteaux du 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage :(45 × 40) cm<sup>2</sup>

Poteaux du 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage:(40 × 35) cm<sup>2</sup>

Poteaux du 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> :(35x30) cm<sup>2</sup>

Donc on passe au chapitre III pour l'étude des éléments secondaires.

## **Chapitre III : calcul des éléments secondaires**

## Introduction

La structure est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. L'objectif de ce présent chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur. L'étude se fait par l'évaluation des charges sur l'élément considéré, le calcul des sollicitations les plus défavorables ensuite la détermination de la section d'acier pour reprendre les charges en question en respectant la réglementation (BAEL91, RPA99/2003, CBA93).

### III.1.planchers à corps creux

#### 1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple sous les charges permanentes (G) et la charge d'exploitation (Q), ce sont des poutres continues qui se reposent sur plusieurs appuis.

#### 2. différents types de poutrelles

Types	Planchers	Shéma statique
Type1	Etages courants+terrasse inaccessible	
Type2	Etages courants+terrasse inaccessible	
Type3	Etages courants+terrasse inaccessible	
Type4	Etages courants	
Type5	Etages courants	
Type6	Etages courants	

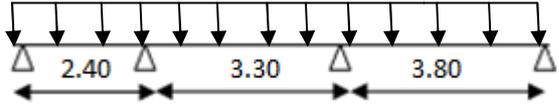
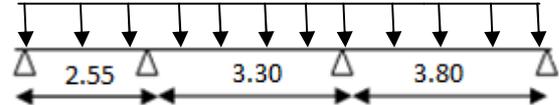
Type7	Terrasse inaccessible	
Type8	Terrasse inaccessible	

Tableau III.1 différent types de poutrelles.

### 3. Méthode de calcul

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe 03 méthodes

a-Méthode forfaitaire.

Annexe III-1

b-Méthode de Caquot .

Annexe III-2

c -Méthode de Caquot minorée.

d-Méthodes trois moments.

#### a-La méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
2. Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

#### Remarque

- si la première condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot (plancher à surcharge élevées).
- si l'une des trois autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

#### Principe de la méthode forfaitaire

**-Les moments fléchissant :**

**En travée :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

$M_0$  : 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.

### En appuis:

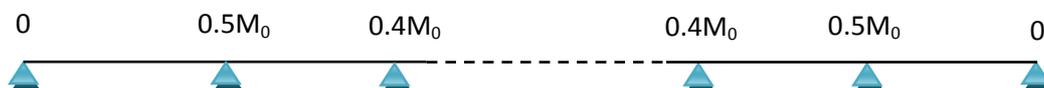
Cas de 02 travées :



cas de 03 travées :



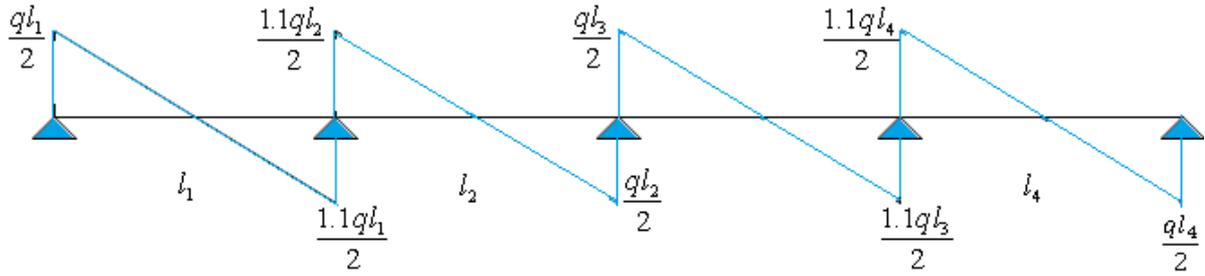
• cas de plus de 03 travées :



### -Les efforts tranchants :

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  $V_0$  avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.



**Fig III.1.** diagramme des efforts tranchants

### b- Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées  $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$  mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- **Principe de la méthode Caquot :**
  - **Calcul des moments**

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

Avec  $l' = 0.8 \times l$  : Pour une travée intermédiaire ;  $l' = l$  : Pour une travée de rive.

$P_g$  ;  $P_d$  : Charge a droite et a gauche de la travée.

**En travées :**

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

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

**4.Calcul des charges des différents types de poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$  ,  $P_u = b q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  ,  $P_s = b q_s$

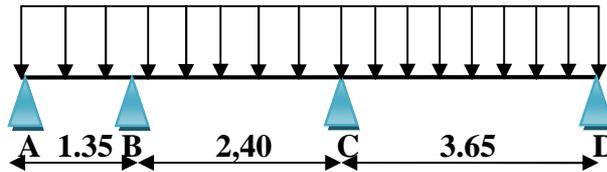
Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			$p_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (KN/ml)	$p_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_s$ (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.45	1.00	10.21	6.64	7.45	4.84
Plancher d'étages	5.25	1.50	9.34	6.07	6.75	4.39

**Tableau III.2** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

**5.Sollicitations pour chaque type de poutrelles des différents planchers**

- Exemple illustratif

**Plancher étage courant ( Type 3 )**



**Fig III.2.** schéma statique de poutrelle type3.

Pour plancher d'étage courant :  $G=5.25KN/m^2$  ;  $Q=1.5KN/m^2$

- 1)  $Q \leq \min(2G, 5) = 5KN/m^2$ ..... Vérifiée.
- 2)  $0,8 \leq \frac{1,35}{2,40} \leq 1,25$ ..... non vérifiée.
- 3) moment d'inertie de la poutrelle sur toutes les travées est constant.
- 4)FPN.

La 2ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée on utilise la méthode de caquot minoré.

**ELU :**• **Calcul des sollicitations**

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,25 = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

Les charges revenant aux poutrelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35 \times 3,5 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 4,53 \text{ KN/m} \\ q_s = (3,5 + 1,5) \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

**a.les moments aux appuis****-les appuis de rive**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4,53 \times 3,65^2}{8} = 7,54 \text{ KN.m} \quad , \quad M_A^U = M_C^U = -0,15 \times 7,54 = -1,131 \text{ KN.m}$$

**- les appuis intermédiaires**

$$l'_g = 1,35\text{m}, \quad l'_d = 0,8 \times 2,40 = 1,92\text{m} \quad , \quad M_B^U = - \left[ \frac{4,53 \times 1,35^3 + 4,53 \times 1,92^3}{8,5 \times (1,35 + 1,92)} \right] = - 1,556 \text{ KN.m}$$

$$l'_g = 0,8 \times 2,40 = 1,92\text{m} \quad l'_d = 3,65\text{m} \quad , \quad M_C^U = - \left[ \frac{4,53 \times 1,92^3 + 4,53 \times 3,65^3}{8,5 \times (1,92 + 3,65)} \right] = - 5,32 \text{ KN.m}$$

**b.Moments en travées****-travée (AB)**

$$X = \frac{1,35}{2} - \frac{1,556}{6,07 \times 1,35} = 0,485\text{m} \quad , \quad M_0(0,485) = \frac{6,07 \times 0,485}{2} (1,35 - 0,485) = 1,273 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB) = 1,273 - 1,554 \times \frac{0,485}{1,35} = 0,714 \text{ KN.m}$$

**-travée (BC)**

$$X = \frac{2,40}{2} + \frac{1,556 - 5,32}{6,07 \times 2,40} = 0,94\text{m} \quad , \quad M_0(0,910) = \frac{6,07 \times 0,94}{2} (2,40 - 0,94) = 4,16 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 4,16 - 1,556 \left(1 - \frac{0,94}{2,40}\right) - 5,32 \times \left(\frac{0,94}{2,40}\right) = 1,129 \text{ KN.m}$$

**-travée (CD)**

$$X = \frac{3,65}{2} + \frac{5,32}{6,07 \times 3,65} = 2,065\text{m} \quad , \quad M_0(2,15) = \frac{6,07 \times 2,065}{2} (3,65 - 2,065) = 9,93 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 9,93 - 5,32 \left(1 - \frac{2,065}{3,65}\right) = 7,62 \text{ KN.m}$$

**ELS****a.les moments aux appuis****-les appuis de rive**

$$M_0 = \frac{qS l^2}{8} = \frac{3.25 \times 3.65^2}{8} = 5.41 \text{ KN.m} , M_A^U = M_C^U = -0.15 \times 5.41 = -0.811 \text{ KN.m}$$

**- les appuis intermédiaires**

$$l'_g = 1.35\text{m}, l'_d = 0.8 \times 2.40 = 1.92\text{KN.m} , M_B^S = - \left[ \frac{3.25 \times 1.35^3 + 3.25 \times 1.92^3}{8.5 \times (1.35 + 1.92)} \right] = - 1.115\text{KN.m}$$

$$l'_g = 0.8 \times 2.40 = 1.92\text{m}, l'_d = 3.65\text{m} , M_B^S = - \left[ \frac{3.25 \times 1.92^3 + 3.25 \times 3.65^3}{8.5 \times (1.92 + 3.65)} \right] = - 3.82\text{KN.m}$$

**b.Moments en travées****-travée (AB)**

$$X = \frac{1.35}{2} - \frac{1.115}{4.39 \times 1.35} = 0.485\text{m} , M_0(0.485) = \frac{4.39 \times 0.485}{2} (1.35 - 0.485) = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB) = 0.92 - 1.115 \times \frac{0.485}{1.35} = 0.52 \text{ KN.m}$$

**-travée (BC)**

$$X = \frac{2.40}{2} + \frac{1.115 - 3.82}{4.39 \times 2.40} = 0.94\text{m} , M_0(0.94) = \frac{4.39 \times 0.94}{2} (2.40 - 0.94) = 3.01\text{KN.m}$$

$$M_t(AB) = 3.01 - 1.115 \left( 1 - \frac{0.94}{2.40} \right) - 3.82 \frac{0.94}{2.40} = 0.835\text{KN.m}$$

**-travée (CD)**

$$X = \frac{3.65}{2} + \frac{3.82}{4.39 \times 3.65} = 2.06\text{m} , M_0(2.15) = \frac{4.39 \times 2.06}{2} (3.65 - 2.06) = 7.20\text{KN.m}$$

$$M_t(AB) = 7.20 - 3.82 \left( 1 - \frac{2.06}{3.65} \right) = 5.53\text{KN.m}$$

**Evaluation de l'effort tranchant****-travée (AB)**

$$V_A = \frac{6.07 \times 1.35}{2} - \frac{1.556}{1.35} = 2.994\text{KN} , V_B = - \frac{6.07 \times 1.35}{2} - \frac{1.556}{1.35} = -5.249\text{KN}$$

**-Travée (BC)**

$$V_B = \frac{6.07 \times 2.40}{2} + \frac{-5.32 + 1.556}{2.40} = 5.71\text{KN}, V_C = - \frac{6.07 \times 2.40}{2} + \frac{-5.32 + 1.556}{2.40} = -8.85\text{KN}$$

-travée (CD)

$$V_c = \frac{6.07 \times 3.65}{2} + \frac{5.32}{3.65} = 12.53 \text{KN} \quad , \quad V_D = -\frac{6.07 \times 3.65}{2} + \frac{5.32}{3.65} = -9.62 \text{KN}$$

### 5.Sollicitations pour chaque type de poutrelle

#### Type 1 (Étages courants)

ELU



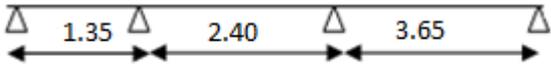
Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	1.35	6.07	1.273	-1.131	-1.556	0.714	2.945	-5.249
B-C	2.40	6.07	4.16	-1.556	-5.32	1.129	6.464	-8.104
C-D	3.65	6.07	9.93	-5.32	-1.131	7.62	10.814	-11.341

Tableau III.3 : les sollicitations à l'ELU, poutrelle type1(étages courants)

ELS

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	1.35	4.39	0.92	-0.811	-1.115	0.52
B-C	2.40	4.39	3.01	-1.115	-3.82	0.835
C-D	3.65	4.39	7.20	-3.82	-0.811	5.53

Tableau III.4: les sollicitations à l'ELS, poutrelle type1(étages courants)

**Type1 (terrasse inaccessible)****ELU**


Travée	L(m)	$q_U$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	1.35	4.89	2.83	-0.42	-1.678	0.833	2.057	-4.00
<b>B-C</b>	2.40	4.89	3.37	-1.678	-5.752	1.424	4.17	-7.56
<b>C-D</b>	3.65	4.89	8.01	-5.752	-0.42	8.704	10.50	-7.34

**Tableau III.5:** les sollicitations à l'ELU, poutrelle type1 (terrasse inaccessible)**ELS**

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>A-B</b>	1.35	3.55	0.742	-0.111	-1.218	0.611
<b>B-C</b>	2.40	3.55	2.446	-1.218	-4.176	0.611
<b>C-D</b>	3.65	3.55	5.82	-4.176	-0.111	0.611

**Tableau III.6:** les sollicitations à l'ELS, poutrelle type1 (terrasse inaccessible).

**Type2 (étages courants)**

ELU



Travée	L(m)	$q_U$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4.35	6.07	14.355	-2.15	-2.15	14.355	13.20	-13.20

**Tableau III.7:** les sollicitations à l'ELU, poutrelle type2(étages courants)

ELS

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	4.35	4.39	10.38	-1.56	-1.56	10.38

**Tableau III.8:** les sollicitations à l'ELS, poutrelle type2(étages courants).**Type2 (terrasse inaccessible) ELU**


Travée	L(m)	$q_U$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4.35	4.89	16.19	-2.43	-2.43	16.19	14.89	-14.89

**Tableau III.9:** les sollicitations à l'ELS, poutrelle type2(terrasse inaccessible)

ELS

Travée	L(m)	qs (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.35	3.55	11.83	-1.77	-1.77	11.83

Tableau III.10: les sollicitations à l'ELS, poutrelle type4 (terrasse inaccessible)

Type 3 (étages courants)

ELU

Travée	L(m)	q <sub>U</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.80	6.07	10.95	-1.64	-1.64	10.95	11.53	-11.53

Tableau III.11: les sollicitations à l'ELU, poutrelle type3 (étages courants)

ELS

Travée	L(m)	qs (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.80	4.39	7.92	-1.18	-1.18	7.92

Tableau III.12: les sollicitations à l'ELS, poutrelle type3(étages courants)

**Type 3 (terrasse inaccessible)**

ELU



Travée	L(m)	$q_U$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.80	4.89	12.35	-1.85	-1.85	12.35	13.00	-13.00

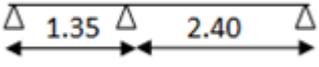
**Tableau III.13:** les sollicitations à l'ELU, poutrelle type3(terrasse inaccessible)

ELS

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	2.40	4.77	3.246	-1.551	-3.191	2.030

**Tableau III.14:** les sollicitations à l'ELS, poutrelle type3(terrasse inaccessible)**Type4 (étages courants)**

ELU



Travée	L(m)	$q_U$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	1.35	6.07	1.139	-0.489	-2.316	0.467	2.382	-5.812
B-C	2.40	6.07	4.294	-2.316	-0.489	3.288	8.249	-6.319

**Tableau III.15:** les sollicitations à l'ELU, poutrelle type4 (étages courants)

## ELS

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	1.35	4.39	2.28	-0.351	-1.660	2.04
B-C	2.40	4.39	3.105	-1.660	-0.351	2.384

Tableau III.16: les sollicitations à l'ELU, poutrelle type4(étages courants)

## Type5(étages courants)

## ELU



Travée	L(m)	q <sub>U</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	2.40	6.07	4.019	-0.603	-0.603	4.019	6.698	-6.698

Tableau III.17: les sollicitations à l'ELU, poutrelle type5(étages courants)

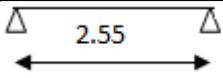
## ELS

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	2.40	4.39	2.925	-0.438	-0.438	2.925

Tableau III.18: les sollicitations à l'ELS, poutrelle type5(étages courants)

**Type 6(étages courants)**

ELU



Travée	L(m)	$q_U$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	2.55	6.07	4.537	-0.680	-0.680	4.537	7.117	-7.117

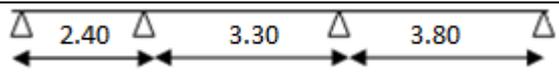
**Tableau III.19:** les sollicitations à l'ELU, poutrelle type6(étages courants)

ELS

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	2.55	4.39	3.302	-0.495	-0.495	3.302

**Tableau III.20:** les sollicitations à l'ELS, poutrelle type6(étages courants)**Type7(terrasse inaccessible)**

ELU



Travée	L(m)	$q_U$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	2.40	6.64	4.61	-0.691	-3.677	3.261	6.435	-9.50
B-C	3.30	6.64	8.98	-3.677	-6.544	4.262	10.08	-11.824
C-D	3.80	6.64	11.77	-6.544	-0.691	9.30	14.338	-10.89

**Tableau III.21:** les sollicitations à l'ELU, poutrelle type7(terrasse inaccessible)

## ELS

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	2.40	4.84	3.363	-0.504	-2.67	2.388
B-C	3.30	4.84	6.549	-2.67	-4.75	3.135
C-D	3.80	4.84	8.582	-4.75	-0.504	6.804

Tableau III.22: les sollicitations à l'ELS, poutrelle type7(terrasse inaccessible)

## Type8(terrasse inaccessible)

## ELU

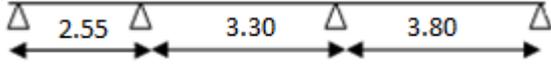
								
Travée	L(m)	$q_u$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	2.55	6.64	5.233	-0.785	-3.877	3.794	6.945	-10.05
B-C	3.30	6.64	8.992	-3.877	-6.544	4.155	10.147	-11.764
C-D	3.80	6.64	11.779	-6.544	-0.785	9.30	14.338	-10.893

Tableau III.23: les sollicitations à l'ELU, poutrelle type8(terrasse inaccessible)

## ELS

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/ m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	2.55	4.84	3.815	-0.572	-2.814	2.778
B-C	3.30	4.84	6.555	-2.814	-4.75	3.057
C-D	3.80	4.84	8.582	-4.75	-0.572	6.804

Tableau III.24: les sollicitations à l'ELS, poutrelle type8(terrasse inaccessible)

## 6. Ferrailage des poutrelles

### a. Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Exemple de calcul

Plancher d'étage courant (type3) :  $M_{trav}^{max} = 7.62 \text{ KN.m}$

Calcul de moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{max} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

-En travée : 
$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h.$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.025) < (\mu_l = 0.186) \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\%$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.038, \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.035) = 0.177 \text{ m}.$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{7.62 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} \Rightarrow A_{tr} = 1.23 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2) \geq A_t$$

On opte pour :  $A_{tr} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$ .

-En appuis

- Appuis intermédiaires : 
$$M_{appui}^{max} = -5.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.32 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.115 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,153 \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.168 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{5.32 \times 10^{-3}}{348 \times 0.168} \Rightarrow A_a = 0.91 \text{ cm}^2;$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2) \leq A_t$$

On opte:  $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

- **Appui de rive :**  $M_a^{\text{rive}} = -1.131 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.131 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (A' = 0).}$$

$$\mu_{bu} = 0.026 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\%).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0311, \quad Z = 0.18(1 - (0.4 \times 0.0337)) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.131 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section:  $A_{\text{rive}} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

**b. Vérification à l'E.L.U**

- **Cisaillement**

$$V^{\max} = 12.53 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{12.53 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.69 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10} \right) = 0,6 \text{ mm}$$

On adopte un étrier avec  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$  (étrier  $\Phi_8$ )

• **L'espacement**

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \quad \text{(CBA.Art)}$$

**A.5.1.2.3)**

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droites.)}, \quad f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3.3 \text{ Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{10(0.88 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 129.3 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 101 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Donc on utilise  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$  (2 étriers  $\Phi_8$ ) pour chaque  $S_t = 15 \text{ cm}$

**c -Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )**

**-L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (12.53 - \frac{5.32}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = -0.58 \text{ cm}^2$$

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

**– Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{12.53 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 3.60 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 5.89 \times 10^{-6} \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

**d. Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{12.53 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

### e. Vérification de la bielle

$$\sigma'_{bc} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \leq \sigma_{bc} = \frac{2 \times V'_u}{a b_0}$$

$$a = \min(0.9d ; b_{poutre} - 4\text{cm}) = 0.162 \text{ cm}$$

$$V'_u = 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$$

$$V_u = 0,01253 \text{ MN} \leq V'_u = 0,108 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

### f. Vérification de l'adhérence

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \tau_{ad}, \quad \tau_{ad} : \text{Contrainte limite d'adhérence.}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des barres  $\Psi$

$$V^{max} = 12.53 \text{ KN}, \quad \sum U_i = \pi \times (2 \times \emptyset 10 + \emptyset 12 + 2 \times \emptyset 12 + \emptyset 12) = 6,09\text{m}$$

$$\tau_{su} = \frac{12.53 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 6,09} = 0,013 \text{ MPA}, \quad \tau_{ad} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} \text{ avec } \Psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\tau_{ad} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}, \quad \tau_{su} = 0.013 \text{ MPA} \leq \tau_{ad} = 2,835 \text{ MPA}$$

### c. Vérification à l'ELS

**c.1 Etats limite d'ouverture de fissures :** FPN pas de vérification (BAEL 91 Art B.6.3)

**c.2. Etat limite de compression du béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{—En travée : } M_t^{max} = 5.53 \text{ KN.m}$$

### Position de l'axe neutre

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

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

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la table de compression  $\Rightarrow$  calcul d'une section en  $(bxh)$ )

Position de l'axe neutre  $y$  :

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 3.92 \text{ cm}$$

### Calcul de l'inertie I

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

$$I = \frac{65 \times 3.92^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.92)^2 \Rightarrow I = 8323.042 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.53 \times 10^{-3}}{8323.042 \times 10^{-8}} \times 0.0392 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  C'est vérifié

-En appuis intermédiaires :  $M_{ser} = 3.82 \text{ KN.m}$

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

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.57 y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0$$

$$5y^2 + 13.55y - 423.9 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) :  $y = 7.95 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (7.95)^3 + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.95)^2 \Rightarrow I = 4053.47 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.82 \times 10^{-3}}{4053.47 \times 10^{-8}} \times 0.0795 = 7.49 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$  C'est vérifié.

### c.3 Etat limite de déformation

### Annexe III-3

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

#### Evaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{365} = 0.054 < \frac{1}{16} \Rightarrow$  non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :  $f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{365}{500} = 0.73\text{cm}$

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

$f_{ij}$  : 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 sans la charge de revêtement.

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :  $y = 3.92 \text{ cm}$ .

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.36 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(2.36 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 6.757 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 3701864 \text{ m}^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.26}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.012$$

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

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

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$       Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$       Module de déformation longitudinale différée du béton.

**Contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives ( $I_f$ )**

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

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

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

• **Evaluation des flèches**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2,85 = 1,85 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5,25 = 3,41 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5,25 + 1,5) \Rightarrow q_{pser} = 4,39 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1,85 \times 3.65^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 2.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3,41 \times 3.65^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 4,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.39 \times 3.65^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 5,48 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.92 \text{ cm} ; I_0 = 37018.64 \text{ cm}^4 ; I = 8323.042 \text{ cm}^4 ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.012} \Rightarrow \lambda_i = 3.555 , \lambda_v = 0.4 \times 3.555 \Rightarrow \lambda_v = 1.422$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.31 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^{-3}}{8323.042 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 58.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.26 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.042 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 108.099 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{5.48 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0392)}{8323.042 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 139.057 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 58.62 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.25 , \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 108.099 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.49$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 139.057 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.58$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 37018.64}{1 + (3.555 \times 0.25)} = 21559.499, If_{ig} = \frac{1.1 \times 37018.64}{1 + (3.555 \times 0.49)} = 14850.028$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 37018.64}{1 + (3.555 \times 0.58)} = 13299.096, If_{vg} = \frac{1.1 \times 37018.64}{1 + (1.422 \times 0.49)} = 23998.694$$

$$f_{ji} = \frac{2.31 \times 10^{-3} \times 3.65^2}{10 \times 32164.2 \times 21559.499 \times 10^{-8}} = 0.00044m, f_{gi} = \frac{4.26 \times 10^{-3} \times 3.65^2}{10 \times 32164.2 \times 14850.028 \times 10^{-8}} = 0.00118m$$

$$f_{pi} = \frac{5.48 \times 10^{-3} \times 3.65^2}{10 \times 32164.2 \times 13299.096 \times 10^{-8}} = 0.0017m, f_{gv} = \frac{5.48 \times 10^{-3} \times 3.65^2}{10 \times 32164.2 \times 23998.694 \times 10^{-8}} = 0.000945m$$

$$\Delta_{ft} = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.000949 - 0.00044 + 0.0017 - 0.00118 \Rightarrow \Delta_{ft} = 0.00103m$$

$$\Delta_{ft} = 0.103 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.73 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**7.Récapitulation des sollicitations les plus défavorables**

**7.1 plancher étages courants (16+4)**

Types		ELU				ELS		
		$M_{appui}^{rive}$ (KN.m)	$M_{appui}^{inter}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{appui}^{rive}$ (KN.m)	$M_{appui}^{inter}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)
Type1	étage	-1.131	-5.32	7.62	12.53	-0.811	-3.82	5.53
	terrasse	-0.42	-5.752	8.704	10.50	-0.111	-4.176	6.368
Type2	étage	-2.15	/	14.355	13.20	-1.56	/	10.38
	terrasse	-2.43	/	16.19	14.89	-1.77	/	11.83
Type3	étage	-1.64	/	10.95	11.53	-1.18	/	7.92
	terrasse	-1.85	/	12.35	13.00	-1.35	/	9.02
Type4	étage	-0.489	-2.316	3.288	8.249	-0.351	-1.660	2.384
Type5	étage	-0.603	/	4.019	6.698	-0.438	/	2.925

Type6	étage	-0.680	/	4.537	7.117	-0.495	/	3.302
Type7	terrasse	-0.695	-6.544	9.30	14.338	-0.504	-4.750	6.804
Type8	terrasse	-0.785	-6.544	9.30	14.338	-0.572	-4.750	6.804

Tableau III.25. sollicitations défavorables des poutrelles.

## 7.2.Sollicitations maximales

Poutrelles	ELU	ELS
<b>Etages courants</b> Type (1,4)	$M_{appui}^{rive} = -1.131 \text{ KN.m}$ $M_{appui}^{inter} = -5.32 \text{ KN.m}$ $M_{trav}^{max} = 7.62 \text{ KN.m}$ $V^{max} = 12.53 \text{ KN}$	$M_{appui}^{rive} = -0.811 \text{ KN.m}$ $M_{appui}^{inter} = -3.82 \text{ KN.m}$ $M_{trav}^{max} = 5.53 \text{ KN.m}$
<b>Etages courants</b> Type (2,3,5,6)	$M_{appui}^{rive} = -2.15 \text{ KN.m}$ $M_{trav}^{max} = 14.355 \text{ KN.m}$ $V^{max} = 13.20 \text{ KN}$	$M_{appui}^{rive} = -1.56 \text{ KN.m}$ $M_{trav}^{max} = 10.38 \text{ KN.m}$
<b>Terrasse inaccessible</b> Type (1,7,8)	$M_{appui}^{rive} = -0.785 \text{ KN.m}$ $M_{appui}^{inter} = -6.544 \text{ KN.m}$ $M_{trav}^{max} = 9.30 \text{ KN.m}$ $V^{max} = 14.338 \text{ KN}$	$M_{appui}^{rive} = -0.572 \text{ KN.m}$ $M_{appui}^{inter} = -4.75 \text{ KN.m}$ $M_{trav}^{max} = 6.804 \text{ KN.m}$
<b>Terrasse inaccessible</b> Type (2,3)	$M_{appui}^{rive} = -2.43 \text{ KN.m}$ $M_{trav}^{max} = 16.19 \text{ KN.m}$ $V^{max} = 14.89 \text{ KN}$	$M_{appui}^{rive} = -1.77 \text{ KN.m}$ $M_{trav}^{max} = 11.83 \text{ KN.m}$

Tableau III.26. sollicitations maximales des poutrelles.

## 7.3.Ferraillage des poutrelles

		M KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Etages courants type (1,4)</b>	travée	7.62	0.025	0.038	0.177	1.23	1.41	3HA10=2.36
	Appui inter	-5.32	0.115	0.153	0.168	0.91	0.213	2HA10=1.57
	Appui de rive	-1.131	0.024	0.0311	0.177	0.18	0.217	1HA10= 0.79
<b>Etages courants type (2,3,5,6)</b>	travée	14.335	0.048	0.61	0.157	2.35	1.41	3HA12=3.39
	Appui inter	/	/	/	/	/	/	/
	Appui de rive	-2.15	0.0072	0.0093	0.173	0.36	0.217	1HA10=0.79
<b>Terrasse inaccessible Type (1, 7,8)</b>	travée	9.30	0.031	0.0394	0.177	1.50	1.41	3HA10=2.36
	Appui inter	-6.544	0.0218	0.027	0.178	1.05	0.217	2HA12=2.26
	Appui de rive	-0.785	0.0026	0.0033	0.179	0.12	0.217	1HA10=0.79
<b>Terrasse inaccessible type (2,3)</b>	travée	16.19	0.054	0.069	0.175	2.66	1.41	3HA12= 3.39
	Appui rive	-2.43	0.0081	0.010	0.179	0.39	0.217	1HA10= 0.79

Tableau III.27. calcul des sections d'armatures des poutrelles.

## 7.4. les vérifications

## a.vérification des contraintes à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant en travée : on a  $\tau_{adm} = 3.3\text{Mpa}$

Les planchers	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	observation
Etages courants type (1,4)	12.53	0.69	Vérifiée
Etages courants type (2, 3, 5,6)	13.20	0.73	Vérifiée
Terrasse inaccessible type (1,7,8)	14.338	0.79	Vérifiée
Terrasse inaccessible type (2,3)	14.89	0.83	Vérifiée

Tableau III.28. vérification de l'effort tranchant(cisaillement).

- **Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  à l'effort tranchant**

-appui de rive :  $A_{l\text{ adopté}} = A_{travée} + A_{l\text{ appui}}$

Les planchers	$V_u$ (KN)	$A_{l\text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	observation
Etages courants Type (1,4)	12.53	3.15	0.36	vérifiée
Etages courants type (2, 3,5 ,6)	13.20	4.18	0.38	Vérifiée
Terrasse inaccessible type (1, 7,8)	14.338	3.15	0.31	Vérifiée
Terrasse inaccessible type (2,3)	14.89	4.18	0.43	vérifiée

**Tableau III.29.** vérification de l'effort tranchant en appuis de rive.

-Appuis intermédiaire :  $A_{l\text{ adopté}} = A_{travée} + A_{l\text{ appui inter}}$

Les planchers	$V_u$ (KN)	$A_{l\text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{inter}^{appui}$ (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	observation
Etages courants type (1,4)	12.53	3.93	6.289	1.47	vérifiée
Terrasse inaccessible type (1, 7, 8)	14.338	4.62	14.103	2.91	Vérifiée

**Tableau III.30.** Vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.

- **Vérification de la jonction table-nervure** : on a  $\tau_{adm} = 3.3\text{Mpa}$

Les planchers	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	Observation
Etages courants type (1,4)	12.53	0.82	Vérifiée
Etages courants type (2, 3, 5,6)	13.20	0.86	Vérifiée
Terrasse inaccessible type (1, 7, 8)	14.338	0.94	Vérifiée
Terrasse inaccessible type (2, 3)	14.89	0.97	Vérifiée

**Tableau III.31.** Vérification de la jonction table-nervure.

**b.vérification des contraintes à l'ELS**

- Etat limite de compression du béton : on a  $\sigma_{adm}=15\text{Mpa}$

Planchers	En travée				En appui intermédiaire				Observation
	$M_t$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ Mpa	$M_a$ (KN.m)	Y cm	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ Mpa	
Etages courants type (1,4)	5.53	8.29	5236.733	8.75	-3.82	7.15	14951.96	1.38	Vérifiée
Etages courants type (2, 3, 5,6)	10.38	9.37	6529.34	14.9	/	/	/	/	Vérifiée
Terrasse inaccessible type (1, 7,8)	6.804	8.29	5236.733	10.7 7	-4.75	8.16	5093.516	7.61	Vérifiée
Terrasse inaccessible type (2,3)	11.83	9.37	6529.34	16.9	/	/	/	/	Non-Vérifiée

**Tableau III.32.**vérification des états limites de compression du béton.

7.5 schémas de ferrailage

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Etages couants Type (1-4)		
Etages courants Type(2-3-5-6)		Pas d'appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible Type (1-7-8)		
Terrasse Type (2-3)		Pas d'appui intermédiaire

Tableau.III.33.Schéma de ferrailage des poutrelles.

### 7.6.Ferrailage de la dalle de compression

Selon le *BAEL 91 (B.6.8, 423)* la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$ .

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ (cm}^2/\text{ml)} \quad (\text{B.6.8.4.2.3 [2]})$$

**Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

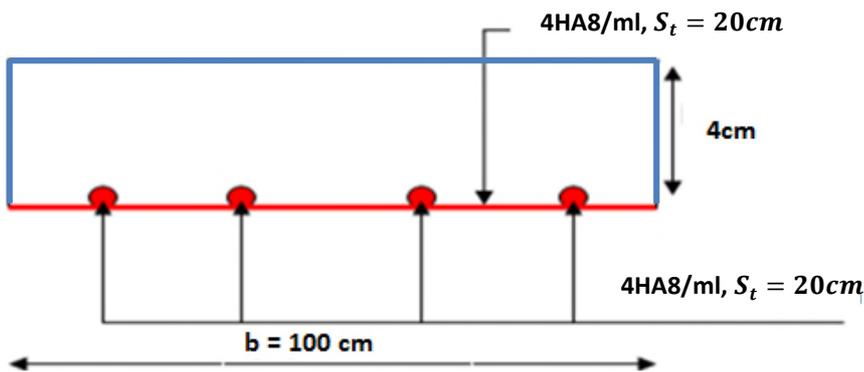
On choisit : 4HA8 /ml=2,51cm<sup>2</sup>/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec :  $S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ .....Vérifiée.

4HA8 /ml=2.01cm<sup>2</sup>/ml parallèles aux poutrelles  $\rightarrow S_t = 20\text{cm} < 30\text{ cm}$ .

Donc on choisit un treillis a soudé : TS  $\phi$  8 (20×20).

**Schéma de ferrailage**



**Fig III.3** schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.2. Etude des dalles pleines

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau

#### a.type1 : Dalle pleine sur quatre appuis

(dalle du RDC, étages 1,3,5,7)

#### 1. Evaluation des charges

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.29 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS} : q_s = G + Q = 7.35 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{455}{525} = 0.86 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travaille selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

#### 2. Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.86$

-Calcul des moments : Du tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 10.56 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 7.45 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Annexe 1}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14\text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (10.56) = 8.976 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (7.45) = 6.332 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times (10.56) = -3.168 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (7.45) = -3.725 \text{ KN.m} \end{cases}$$

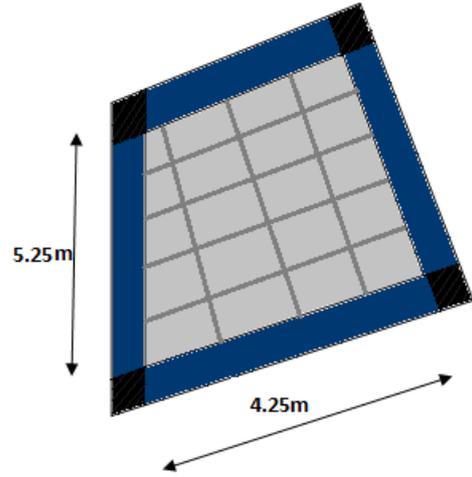


Fig III.4. dalle sur 4 appuis.

**-Calcul de la section d'armatures**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{ m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{ cm})$

- **En travée**

- **Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{8.976 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.044 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.056; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.117 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{8.976 \times 10^{-3}}{348 \times 0.117} \Rightarrow A = 2.19 \text{ cm}^2$$

- **Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.332 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0309 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.039; \quad Z = 0.118 \text{ m}, \quad A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{6.332 \times 10^{-3}}{348 \times 0.118} \Rightarrow A = 1.54 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

- Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.168 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0155 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0195; \quad z = 0.119 \text{ m}, \quad A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.168 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A = 0.76 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.725 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.023 ; z = 0.118m \quad A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.725 \times 10^{-3}}{348 \times 0.118} \Rightarrow A = 0.9cm^2$$

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

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

**- Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.86}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.198cm^2$$

$$\text{- Sens y-y : } A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12cm^2$$

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	8.976	3.168	2.19	0.76	1,198	1.198	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens yy	6.332	3.715	1.54	0.90	1,12	1.12	4T8=2.01	4T8=2,01

Tableau.III.34.Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

**Espacement des armatures**

- Armatures //  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures //  $L_y$ :  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , On opte:  $S_t = 25 \text{ cm}$  pour les deux sens.

**3. Vérification à l'ELU**

- cisaillement :  $\bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa}$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = 18.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{18.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.16 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \text{c'est vérifié}$$

#### 4. Vérification à l'ELS

a. **État limite de compression du béton :**  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}; \rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases} \quad \text{Annexe 1}$$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x = 0.0566 \times 9.19 \times 4.55 \Rightarrow M_x = 2.36 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1.877 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0566 \times 7.35 \times (4.55)^2 = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 16.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.32 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 13.74 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **En appui :**  $\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -2.58 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -8.08 \text{ KN.m} \end{cases}$

#### Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Sens		$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	observation
Travée	x-x	7.32	3.5	4231.93	6.05	15	Vérifiée
	y-y	13.74	2.9	3025.15	13.17	15	Vérifiée
appui	x-x	-2.58	3.5	4231.93	2.13	15	Vérifiée
	y-y	-8.08	2.9	3025.15	7.74	15	Vérifiée

Tableau.III.35.vérification des contraintes.

**b. Etat limite d'ouverture des fissures :** les fissurations sont peu nuisible dans ce cas on a aucune vérification à faire

**c. Etat limite de déformation**

sens x-x

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$h=14\text{cm}, l_x = 4.55\text{m}, M_t^x=7.32\text{KN.m}, M_{0x} = 8.61\text{KN.m}$$

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}\right] \Leftrightarrow 0.0307 < 0.042 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \quad \text{BAEL91 (Art.4.10)}$$

$$2. A_{tx} \leq \frac{2bd}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 < 6 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées alors on doit vérifier la flèche.

**Propriété de la section**

$$y = 2.92 \text{ cm}, I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \Rightarrow \frac{100 \times 14^3}{12} + 15 \times 3.14 \left(\frac{14}{2} - 2\right)^2 = 24044.16 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \Rightarrow \rho = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026, \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3) \times 0.0026} = 8.07$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 3.23$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

• **Evaluation des flèches**

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.5 = 2.275 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 4.85 = 3.15 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (4.85 + 2.5) \Rightarrow q_{pser} = 4.77 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.275 \times 4.55^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.15 \times 4.55^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 6.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.77 \times 4.55^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_i^x \times (d - y)}{I_0} = 15 \times \frac{7.32 \times 10^{-3} \times (12 - 2.92) \times 10^{-2}}{24044.16 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 41.46 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \sigma_{st} + f_{t28}} < 0 \Rightarrow \mu = 0 \right.$$

$$I_i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu} \Rightarrow I_i = 26448.57 \text{ cm}^4 ; E_v = 3700 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 3 \times E_v = 32456.59 \text{ Mpa.}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i} = \frac{5.88 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32456.59 \times 26448.57 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0014 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} = \frac{6.11 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32456.59 \times 26448.57 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0014 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = \frac{9.25 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32456.59 \times 26448.57 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0022 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = \frac{9.25 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 10818.86 \times 26448.57 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.0067 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0067 - 0.0014 + 0.0022 - 0.0014 = 0.0061 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.61 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.91 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée..}$$

**Sens y-y**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$h = 14 \text{ cm}, l_y = 5.25 \text{ m}, M_t^y = 13.74 \text{ KN.m}, M_{0y} = 16.16 \text{ KN.m}$$

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}} \right] \Leftrightarrow 0.026 < 0.042 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \quad \text{BAEL91 (Art.4.10)}$$

$$2. A_{ty} \leq \frac{2bd}{f_e} \Leftrightarrow 1.51 < 6 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées alors on doit vérifier la flèche.

**Propriété de la section**

$$y = 2.40 \text{ cm}, I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 14^3}{12} + 15 \times 2.01 \left(\frac{14}{2} - 2\right)^2 = 23620.42 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \Rightarrow \rho = \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.00167, \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3) \times 0.00167} = 12.5$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 5.03$$

**Evaluation des flèches**

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.5 = 2.275 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 4.85 = 3.15 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (4.85 + 2.5) \Rightarrow q_{pser} = 4.77 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.275 \times 5.25^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.15 \times 5.25^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 8.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.77 \times 5.25^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 12.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0, I_i = 25982.46 \text{ cm}^4; E_v = 3700 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ Mpa}; E_i = 3 \times E_v = 32456.59 \text{ Mpa}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i} = \frac{5.87 \times 10^{-3} \times 5.25^2}{10 \times 32456.59 \times 25982.46 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0019 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i} = \frac{8.14 \times 10^{-3} \times 5.25^2}{10 \times 32456.59 \times 25982.46 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0026 \text{ m}$$

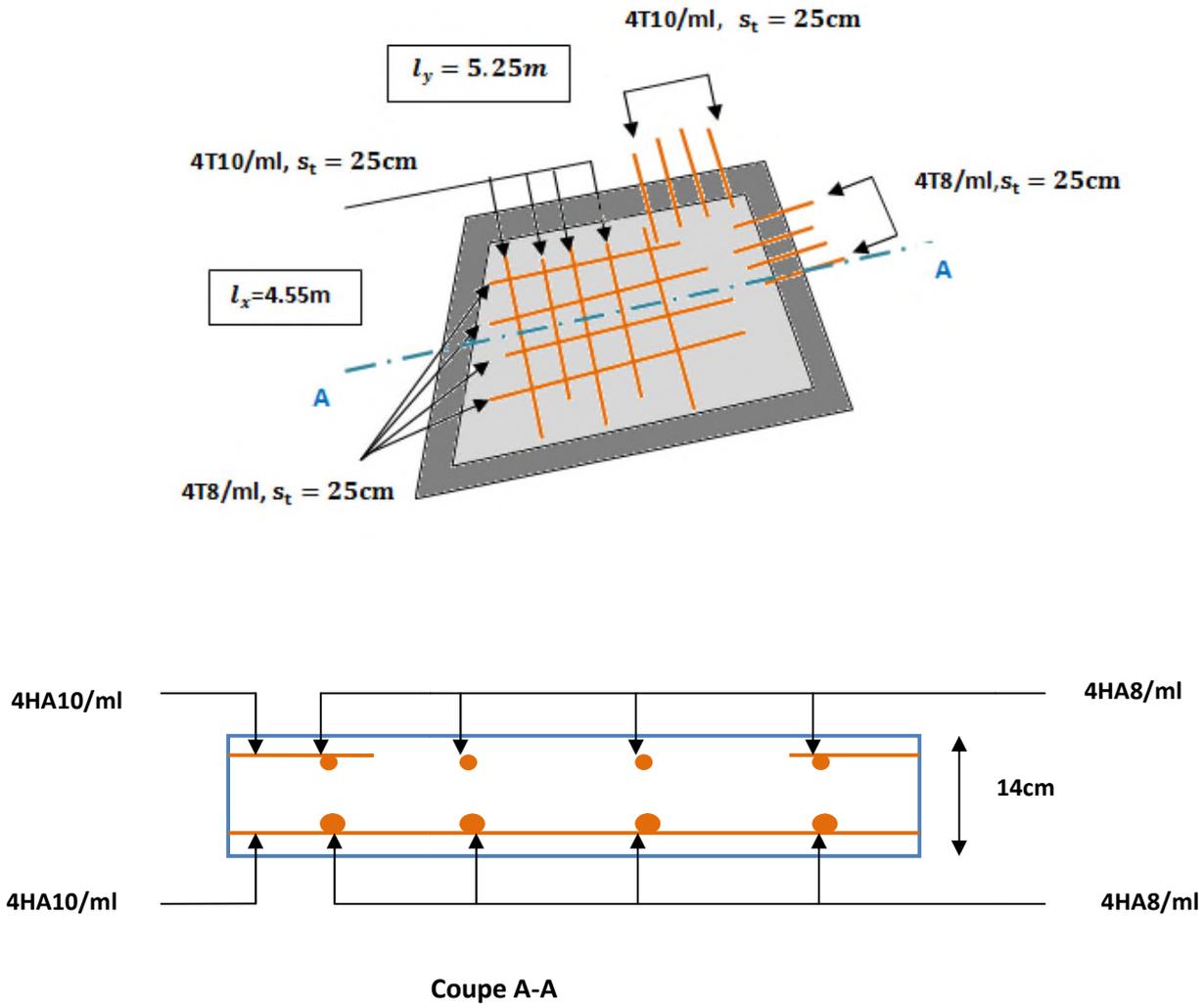
$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i} = \frac{12.32 \times 10^{-3} \times 5.25^2}{10 \times 32456.59 \times 25982.46 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0040 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_i} = \frac{12.32 \times 10^{-3} \times 5.25^2}{10 \times 10818.86 \times 25982.46 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.011 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.012 - 0.0019 + 0.0040 - 0.0026 = 0.0115 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 1.05 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.05 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée..}$$

**Schéma de ferrailage dalle pleine sur 4 appuis**



**Fig III.5** schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis.

**b. Type 2 : Dalles pleines sur trois appuis (balcon)**

**1.Méthode de calcul**

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases} \quad 2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,30}{2} = 1,65 \Rightarrow L_x < L_y/2$$

donc on applique la 2ème relation

## 2. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,05}{3,30} = 0,32 \leq 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans une seule direction.

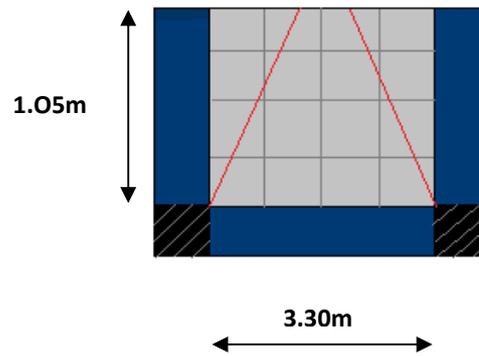


Fig III.6. dalle sur 3 appuis

On a:  $G = 4.85 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

**ELU** :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.79 \text{ KN/m}^2$ , **ELS** :  $P_s = G + Q = 4.85 + 3.5 = 8.35 \text{ KN/m}^2$

### 1. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0y} = 11.79 \times \frac{1.05^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 2.27 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 11.79 \times \frac{1.05^2}{2} \times 3.30 - \frac{2}{3} \times 11.79 \times 1.05^3 \Rightarrow M_{0x} = 12.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.93 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 10.50 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{En appui} \begin{cases} M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -3.71 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.3 M_{0y} = -0.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{12}{10}; \text{ Soit } \Phi_x = 10 \text{ cm}$$

### -Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant :

	sens	M(KN.m)	$u_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	y-y	1.93	0.0094	0.0118	0.119	0.46	1.12	4HA8=2.01
	x-x	10.50	0.051	0.066	0.117	2.58	1.50	5HA10=3.95
En appui	y-y	0.68	0.0033	0.0042	0.119	0.16	1.12	4HA8=2.01
	x-x	3.71	0.018	0.023	0.118	0.89	1.50	5HA8=2.51

**Tableau III.36.** Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

- **Calcul de l'espacement des armatures en travée**

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm)$ . Donc :  $S_t \leq 25cm$  ; On opte:  $S_t=20cm$

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e ; 45cm)$ . Donc :  $S_t \leq 45cm$  ; On opte :  $S_t=25cm$

- **Calcul de l'espacement des armatures en appuis**

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(2e ; 25cm)$ . Donc :  $S_t \leq 25cm$  ; On opte:  $S_t=20cm$

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e ; 45cm)$ . Donc :  $S_t \leq 45cm$  ; On opte :  $S_t=25cm$

**1. Vérification a l'E.L.U**

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11.75 \times 1.05}{2} \times \frac{3.30^4}{1.05^4 + 3.30^4} = 6.11KN$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = \frac{11.75 \times 3.30}{2} \times \frac{1.05^4}{1.05^4 + 3.30^4} = 0.19KN$$

- **Vérification des armatures transversales**

La dalle est collée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{6.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} \Rightarrow \tau_u = 0.06Mpa < 0.047f_{c28} = 1.175Mpa$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures transversales

## 2. Vérification a l'E.L.S

### - Les sollicitations

#### En travée

$$\begin{cases} M_{0y} = p_s \times \frac{L_x^3}{6} = 8.35 \times \frac{1.05^3}{6} = 1.61 \text{KN.m} \\ M_{0x} = p_s \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p_s \times L_x^3 = 8.35 \times \frac{1.05^2}{2} \times 3.30 - \frac{2}{3} \times 8.35 \times 1.05^3 = 8.74 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ry}^s = 0.85 \times 1.61 = 1.37 \text{KN.m} \\ M_{rx}^s = 0.85 \times 8.74 = 7.43 \text{KN.m} \end{cases}$$

#### En appui

$$M_a^t = -0.3 M_{0x} = 2.62 \text{KN.m}$$

### - Etat limite de compression de béton

- **État limite des contraintes** : On a une fissuration nuisible donc les vérifications à faire sont la contrainte du béton et celle de l'acier.

#### • La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

#### En travée

##### Selon x-x

$$M_x^t = 7.43 \text{KN.m} ; A = 3.95 \text{cm}^2 ; I = 5680.36 \text{cm}^4 ; d = 12 \text{cm} ; y = 3.22 \text{cm}.$$

$$\sigma_{bc} = 4.21 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

##### Selon y-y

$$M_y^t = 1.37 \text{KN.m} ; A = 2.51 \text{cm}^2 ; I = 3935.73 \text{cm}^4 ; d = 12 \text{cm} ; y = 2.93 \text{cm}.$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

**En appui****Selon x-x**

$$M_y^a = 2.62 \text{ KN.m}; A = 2.51 \text{ cm}^2; I = 3935.73 \text{ cm}^4, \quad d = 10 \text{ cm}, \quad y = 2.93 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 1.95 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

**Selon y-y**

$$M_y^a = 2.62 \text{ KN.m}; A = 2.01 \text{ cm}^2; I = 3239.43 \text{ cm}^4, \quad d = 10 \text{ cm}, \quad y = 2.40 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 1.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

**La contrainte dans l'acier**

$$\text{F.P } \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.6 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

**En travée**

$$\text{Selon x-x : } \sigma_{st} = 15 \times \frac{7.43 \times 10^3}{568036} (12 - 3.22) = 172.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\text{Selon y-y : } \sigma_{st} = 15 \times \frac{1.37 \times 10^3}{3935.74} (12 - 2.93) = 47.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 201.6 \text{ MPa}$$

**En appui**

$$\text{Selon x-x : } \sigma_{st} = 15 \times \frac{2.62 \times 10^3}{3935.73} (12 - 2.93) = 90.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\text{Selon y-y : } \sigma_{st} = 15 \times \frac{2.62 \times 10^3}{3239.43} (12 - 2.40) = 116.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures** ..... BEAL91 (Art. B.7.3)

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

**Etat limite de déformation** ..... BEAL91 (Art.7.5)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\text{Sens x-x } 1. \frac{h}{l_x} > \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow 0.133 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

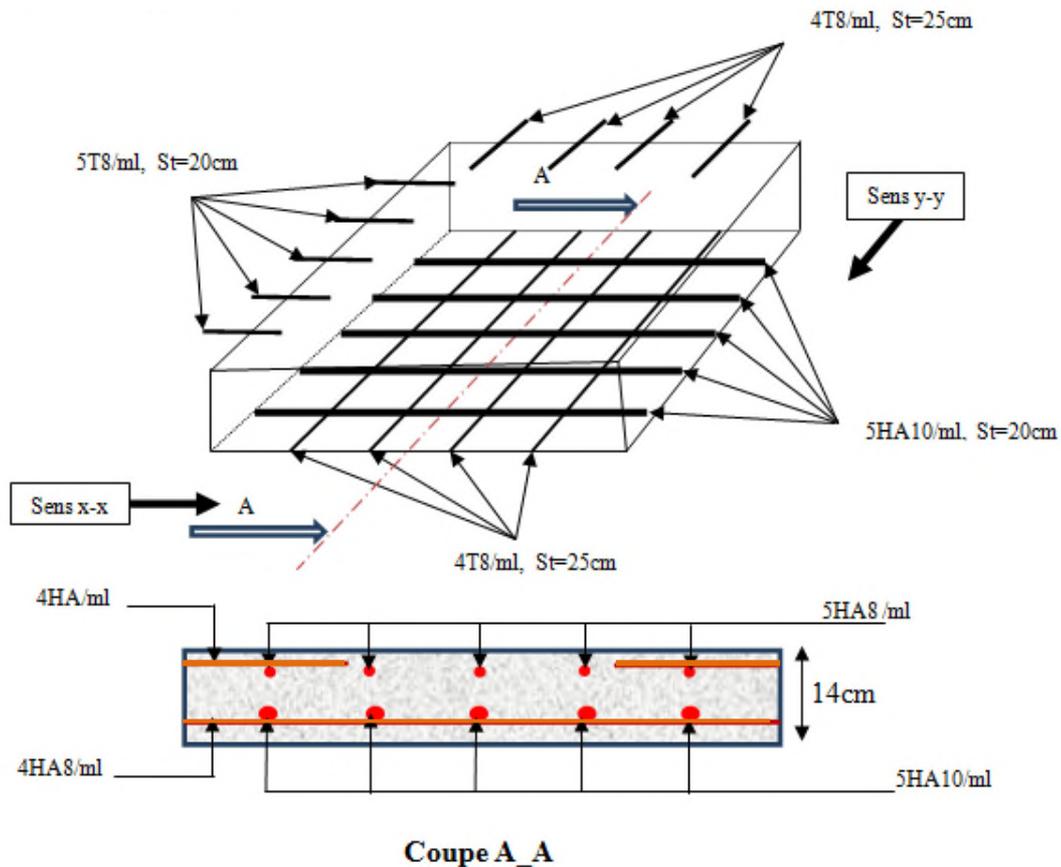
$$2. \frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0033 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

**Sens y-y**

1.  $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow 0.0424 > 0.0420 \dots \dots \dots$  Vérifié.
2.  $\frac{A_y}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0021 < 0.005 \dots \dots \dots$  Vérifié.

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

**3.shcéma de ferrailage**



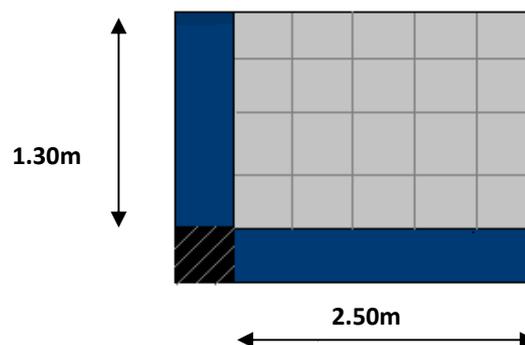
**Fig III.7.** schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

**c.type3 : Dalle sur 2 appuis(balcon)**

$l_x=1.30m, l_y=2.50m.$

$\rho = \frac{1.30}{2.50} = 0.52 \Rightarrow$  La dalle travaille dans

les deux Sens.



**Fig III.8.**dalle sur 2 appuis

**Calcul des sollicitations à l'ELU**

On a:  $G=4.85 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5\text{KN/m}^2$ ;

$$q_u=11.79\text{KN/m}^2; q_s=8.35\text{KN/m}^2 \quad , \rho =0.52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0937 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0937 \times 11.79 \times (1.30)^2 \Rightarrow M_0^x = 1.867 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 1.867 \Rightarrow M_0^y = 0.46 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.58 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.39 \text{ KNm} \end{cases} \quad \text{- En appui : } \begin{cases} M_{ax} = -0.3M_{0x} = -0.560 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5M_{0y} = -0.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Espacement des armatures**

**Sens x-x:**  $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on opte  $St_y = 25\text{cm}$ .

**Sens y-y :**  $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 25\text{cm}$ .

**Ferraillages :** en flexion simple

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> / ml)
travée	x-x	1.58	0.0077	0.0096	0.119	0.38	1.38	4T10=3.14
	y-y	0.39	0.0019	0.0024	0.119	0.094	1.21	4T8=2.01
appui	y-y	-0.56	0.0027	0.0033	0.119	0.13	1.38	4T10=3.14
	x-x	-0.23	0.0011	0.0014	0.119	0.055	1.21	4T8=2.01

**Tableau.III.37.**Ferraillage de dalle sur 2 appuis

**1.Vérifications à l'E.L.U****a. la condition de non fragilité**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.52}{2} \times 100 \times 14 = 1.38\text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.21\text{cm}^2 \end{cases}$$

**b.l'effort tranchant**

vérifier :  $\tau < \bar{\tau}$  ,  $\bar{\tau} = 1.25Mpa$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = 6.08KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{6.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.0506MPa \leq \bar{\tau} = 1.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

**2.Vérifications l'E.L.S**

**a. Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}} \quad ; \quad \rho = 0.52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0974 \\ \mu_y = 0.3853 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0974 \times 8.35 \times 1.05^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 0.98KNm \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.3853 \times 0.98 \Rightarrow M_{tser}^y = 0.34KNm \end{cases}$$

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
En travée	Selon x	0.83	3.50	4231.93	0.68	15	Vérifiée
	Selon y	0.29	2.90	3025.15	0.28	15	Vérifiée
En appui	Selon x	0.29	3.50	4231.93	0.24	15	Vérifiée
	Selon y	0.17	2.90	3025.15	0.16	15	Vérifiée

**Tableau.III.38.**Vérification des contraintes.

**Etat limite d'ouverture des fissures :** La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**Etat limite de déformation**

**Sens x-x**

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}} \right] \Leftrightarrow 0.107 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \quad \text{BAEL91 (Art.4.10)}$$

$$A_{tx} \leq \frac{2bd}{f_e} \Leftrightarrow 3.14 < 6 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

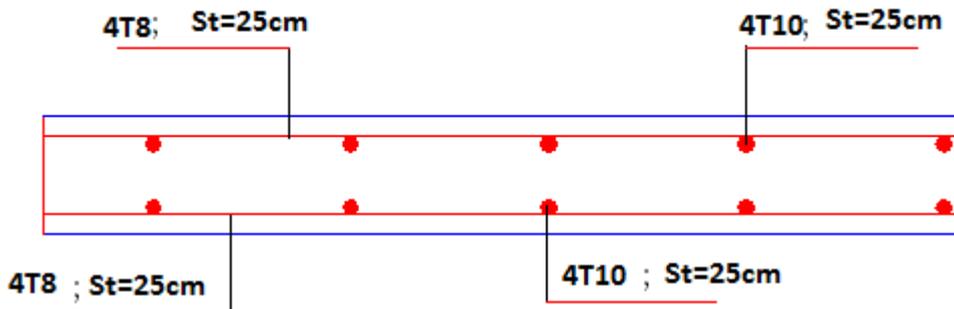
**Sens y-y**

$$\frac{h}{l_y} \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}} \right] \Leftrightarrow 0.056 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \quad \text{BAEL91 (Art.4.10)}$$

$$A_{ty} \leq \frac{2bd}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 < 6 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

**3.Schéma de ferrillages**



**Fig III.9.** schéma de ferrillage d'une dalle sur 2 appuis

**type3 :Dalle sur 2 appuis (duplex)**

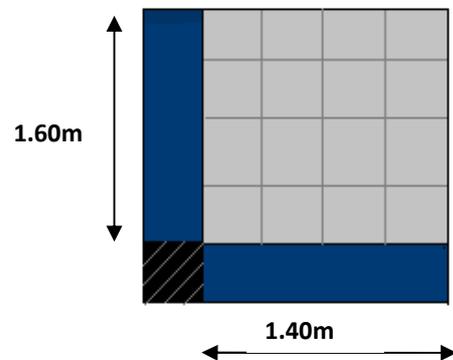
$$l_x = 1.40m, \quad l_y = 1.60m$$

$$\rho = \frac{1.40}{1.60} = 0.87 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les}$$

deux sens.

**1.Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$\text{On a: } G=4.85 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$



**Fig.III.10.**dalle sur 2

$$q_u=10.29 \text{ KN/m}^2; q_s=7.35 \text{ KN/m} \quad \rho =0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0486 \times 10.29 \times (1.4)^2 = 0.98 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée:} \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.83 \text{ KN.m} \\ M_0^x = 0.85 \times M_0^y = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{En appui:} \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_0^x = 0.29 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_0^y = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Espacement des armatures

**Sens x-x:**  $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $St_y = 25\text{cm}$ .

**Sens y-y :**  $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 25\text{cm}$ .

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> / ml)
travée	x-x	0.83	0.00406	0.00508	0.119	0.19	1.19	4T10=3.14
	y-y	0.60	0.0029	0.0037	0.119	0.14	1.12	4T8=2.01
appui	y-y	-0.29	0.0014	0.00177	0.119	0.07	1.19	4T10=3.14
	x-x	-0.35	0.0017	0.0021	0.119	0.08	1.12	4T8=2.01

**Tableau III.39:** Ferrailage de dalle sur 2 appuis

### 1.Vérifications a l'E.L.U

$$\text{a. Condition de non fragilité : } e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$A_{min}^x = 1.19 \text{ cm}^2, A_{min}^y = 1.12 \text{ cm}^2$$

**c.l'effort tranchant :** vérifier  $\tau \leq \bar{\tau}$ ,  $\bar{\tau} = 1.25\text{Mpa}$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = 5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.041 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} \dots \text{c'est vérifié}$$

**2.Vérifications l'E.L.S**

**Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$  ;  $\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0556 \times 7.35 \times (1.4)^2 = 0.80 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.68 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.54 \text{ KN.m} \end{cases}$  - **En appui :**  $\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.24 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -0.32 \text{ KN.m} \end{cases}$

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	vérification
travée	Selon x	0.68	3.50	4231.93	0.56	15	Vérifiée
	Selon y	0.54	2.90	3025.15	0.52	15	Vérifiée
appui	Selon x	-0.24	3.50	4231.93	0.19	15	Vérifiée
	Selon y	-0.32	2.90	3025.15	0.30	15	Vérifiée

**Tableau.III.40.**Vérification des contraintes.

**Etat limite d'ouverture des fissures :**La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**Etat limite de déformation**

**Sens x-x**

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_{0,x}} \right] \Leftrightarrow 0.1 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée .} \quad \text{BAEL91 (Art.4.10)}$$

$$A_{tx} \leq \frac{2bd}{f_e} \Leftrightarrow 3.14 < 6 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

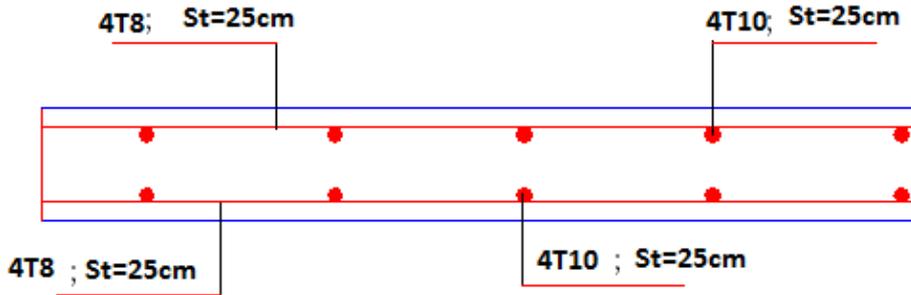
**Sens y-y**

$$\frac{h}{l_y} \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \times M_{0,y}} \right] \Leftrightarrow 0.087 > 0.050 \dots\dots\dots \text{Vérifiée .} \quad \text{BAEL91 (Art.4.10)}$$

$$A_{tx} \leq \frac{2bd}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 < 6 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

**Schéma de ferrailage**



**Fig III.11.** schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis

**Type3 : Dalle sur 2 appuis (duplex)**

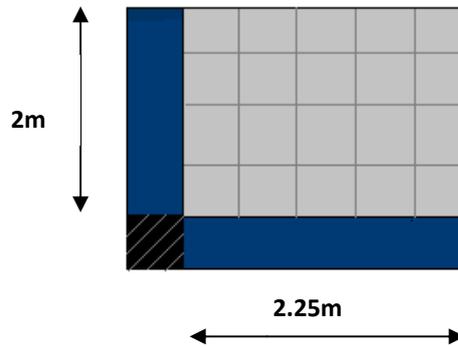
$$\rho = \frac{2.00}{2.25} = 0.89 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

**Calcul des sollicitations à l'ELU**

On a:  $G=4.85\text{KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5\text{KN/m}^2$ ;

$q_u=10.30\text{KN/m}^2$ ;  $q_s=7.35\text{KN/m}^2$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$



**Fig III.12.**dalle sur 2 appuis

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0466 \times 10.30 \times (2)^2 \Rightarrow M_0^x = 1.92\text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7635 \times 1.92 \Rightarrow M_0^y = 1.465\text{KNm} \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m et de h=14cm (épaisseur de la dalle)

- En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.63\text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.245\text{KNm} \end{cases}$  - En appui :  $\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.489\text{KNm} \\ M_a^y = -0.3 \times M_0^y = -0.373\text{KNm} \end{cases}$

**Espacement des armatures**

**Sens x-x:**  $St_y \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$  ; on opte  $St_y = 25cm$ .

**Sens y-y :**  $St_x \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$  ; on adopte  $St_x = 25cm$ .

$$\text{La condition de non fragilité : } e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.89}{2} \times 100 \times 12 = 1.182cm^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 12 = 1.12cm^2 \end{cases}$$

**Ferraillages :** en flexion simple

	Mt (KN.m)	Ma (Cm <sup>2</sup> )	At cal (Cm <sup>2</sup> )	Aa cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>ado</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>ado</sup> (cm <sup>2</sup> )
x-x	1.63	0.489	0.39	0.12	1.182	1.182	4T10= 3.14	4T10=3.14
y-y	1.245	0.373	0.30	0.089	1.12	1.12	4T8=2.01	4T8=2.01

**Tableau III.41:** Ferraillage de dalle sur 2 appuis

**1. Vérifications a l'E.L.U**

**Cisaillement :** vérifier  $\tau < \bar{\tau}, \bar{\tau} = 0.13 \times 25 = 3.25MPa$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 8.02KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{8.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.066MPa \leq \bar{\tau} = 3.25MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

## 2. Vérifications l'E.L.S

$$\text{Etat limite de compression de béton } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0537 \times 7.35 \times 2^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 0.789 \text{ KNm} \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.8358 \times 0.789 \Rightarrow M_{tser}^y = 0.659 \text{ KNm} \end{cases}$$

### Moments en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 0.67 \text{ KN.m}, \quad M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 0.65 \text{ KN.m}$$

### Moments en appuis

$$M_a^x = -0.3 \times M_x \Rightarrow M_a^x = -0.24 \text{ KN.m}, \quad M_a^y = -0.3 \times M_y \Rightarrow M_a^y = -0.198 \text{ KN.m}$$

### Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} ; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}, \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A_y - 15Ad = 0, \quad I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2$$

Sens		$M_{ser}$ (KN.m)	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observations
travée	x-x	0.67	2.65	2381.93	0.72	15	vérifiée
	y-y	0.56	3.49	1025.96	1.90	15	vérifiée
appui	x-x	0.24	2.56	2381.93	0.26	15	vérifiée
	y-y	0.198	3.49	1025.96	0.67	15	vérifiée

Tableau.III.42. Vérification des contraintes.

**Etat limite d'ouverture des fissures** : La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

### b. Etat limite de déformation

$$\text{Sens x-x} \quad \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{2.00} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ A \leq \frac{2bd}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.07 \geq 0.04 \\ 1.51 \leq 6 \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y} \quad \begin{cases} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ A \leq \frac{2bd}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{2.25} \leq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ 0.28 \leq 6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.06 < 0.04 \\ 0.28 \leq 6 \end{cases}$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

### 3. Schéma de ferrailage

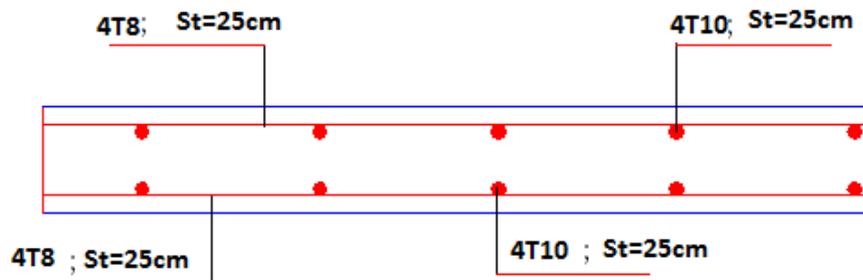


Fig III.13. schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis

### type3 : Dalle sur 2 appuis (duplex)

$$\rho = \frac{2.10}{2.75} = 0.76 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

#### Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\text{On a: } G=4.85\text{KN/m}^2; Q=2.5\text{KN/m}^2;$$

$$q_u=10.30\text{KN/m}^2; q_s=7.35\text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

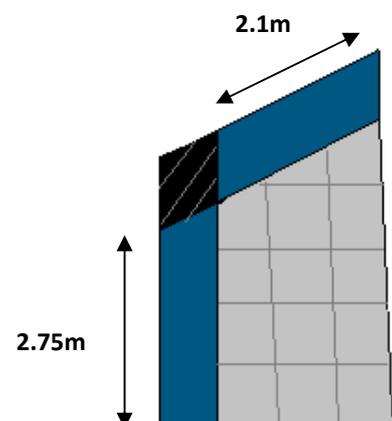


Fig III.14. dalle sur 2 appuis

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0608 \times 10.30 \times (2.10)^2 \Rightarrow M_0^x = 2.76 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5274 \times 2.76 \Rightarrow M_0^y = 1.46 \text{KNm} \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m et de h=14cm (épaisseur de la dalle)

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.35 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.24 \text{KNm} \end{cases} \quad \text{- En appui : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.83 \text{KNm} \\ M_a^y = -0.3 \times M_0^y = -0.44 \text{KNm} \end{cases}$$

### Espacement des armatures

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on opte  $St_y = 25\text{cm}$ .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 25\text{cm}$ .

$$\text{la condition de non fragilité : } e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.76}{2} \times 100 \times 12 = 1.25 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 12 = 1.12 \text{cm}^2 \end{cases}$$

**Ferraillages** : en flexion simple

Sens		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$
Travée	x-x	2.35	0.011	0.014	0.119	0.567	1.25	4T10=3.14
	y-y	1.24	0.006	0.0075	0.119	0.30	1.12	4T8=2.01
Appui	x-x	0.83	0.0040	0.0051	0.119	0.20	1.25	4T10=3.14
	y-y	0.44	0.0021	0.0027	0.119	0.10	1.12	4T8=2.01

**Tableau III.43:** Ferraillage de dalle sur 2 appuis

**1.Vérifications a l'E.L.U**

**Cisaillement :** vérifier :  $\tau < \bar{\tau}, \bar{\tau} = 0.13 \times 25 = 3.25 MPa$ .

$$V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = 16.46 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{16.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.137 MPa \leq \bar{\tau} = 3.25 MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**2.Vérifications l'E.L.S**

**Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0672 \times 7.35 \times (2.1)^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 2.178 KNm \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.6580 \times 2.178 \Rightarrow M_{tser}^y = 1.433 KNm \end{cases}$$

**Moments en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 1.85 K.m, \quad M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 1.22 KN.m$$

**Moments en appuis**

$$M_a^x = -0.3 \times M_x \Rightarrow M_a^x = -1.09 KN.m, \quad M_a^y = -0.3 \times M_y \Rightarrow M_a^y = -0.43 KN.m$$

**Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} ; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}, \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0, \quad I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d-y)^2$$

sens		$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observations
travée	x-x	1.85	2.65	2381.93	2.06	15	vérifiée
	y-y	1.22	3.49	1025.96	4.15	15	vérifiée
appui	x-x	1.09	2.65	2381.93	1.21	15	vérifiée
	y-y	0.43	3.49	1025.96	1.46	15	vérifiée

**Tableau.III.45.**Vérification des contraintes.

**Etat limite d'ouverture des fissures** : La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**Etat limite de déformation**

$$\text{Sens x-x} \quad \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{2.10} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ A \leq \frac{2bd}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.066 \geq 0.042 \\ 1.51 \leq 6 \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y} \quad \begin{cases} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ A \leq \frac{2bd}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{2.25} \leq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ 1.51 \leq 6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.051 < 0.039 \\ 1.51 \leq 6 \end{cases}$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

**3.Schéma de ferrailage**

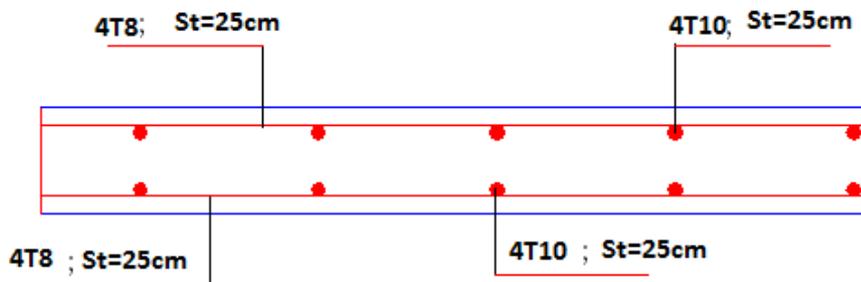


Fig III.15.schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

**type3 : dalle sur 2 appuis (duplex)**

$$\rho = \frac{1.25}{2.10} = 0.59 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

**Calcul des sollicitations à l'ELU**

On a:  $G=4.85\text{KN/m}^2$  ;  $Q =2.5\text{KN/m}^2$ ;

$$q_u=10.30\text{KN/m}^2; q_s=7.35\text{KN/m}^2, \rho =0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases}$$

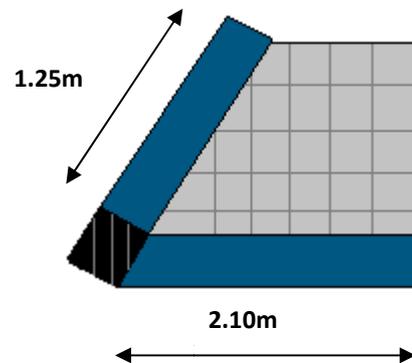


Fig III.16.dalle sur 2

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0836 \times 10.30 \times (1.25)^2 \Rightarrow M_0^x = 1.35 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2822 \times 1.35 \Rightarrow M_0^y = 0.38 \text{KNm} \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m et de h=14cm (épaisseur de la dalle)

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.15 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.32 \text{KNm} \end{cases} \quad \text{- En appui : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.40 \text{KNm} \\ M_a^y = -0.3 \times M_0^y = -0.11 \text{KNm} \end{cases}$$

### Espacement des armatures

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on opte  $St_y = 25\text{cm}$ .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 25\text{cm}$ .

$$\text{la condition de non fragilité } e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.59}{2} \times 100 \times 12 = 1.35 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 12 = 1.12 \text{cm}^2 \end{cases}$$

**Ferraillage** : en flexion simple

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$
Travée	x-x	1.15	0.0056	0.007	0.119	0.28	1.35	4T10=3.14
	y-y	0.32	0.0016	0.0019	0.120	0.77	1.12	4T8=2.01
Appui	x-x	0.40	0.0019	0.0024	0.119	0.095	1.35	4T10=3.14
	y-y	0.11	0.00054	0.00067	0.120	0.026	1.12	4T8=2.01

**Tableau III.46:** Ferraillage de dalle sur 2 appuis

### 1. Vérifications a l'E.L.U

$$\text{Cisaillement } \tau < \bar{\tau}, \bar{\tau} = 0.13 \times 25 = 3.25 \text{MPa.}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 6.21 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{6.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.052 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**2.Vérifications l'E.L.S**

**Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\rho = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0884 \times 7.35 \times (1.25)^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 1.02 \text{KNm} \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.4565 \times 1.02 \Rightarrow M_{tser}^y = 0.46 \text{KNm} \end{cases}$$

**Moments en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 0.87 \text{KN.m}, \quad M_t^y = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 0.39 \text{KN.}$$

**Moments en appuis**

$$M_a^x = -0.3 \times M_x \Rightarrow M_a^x = -0.31 \text{KN.m}, \quad M_a^y = -0.3 \times M_y \Rightarrow M_a^y = -0.14 \text{KN.m}$$

**Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} ; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0, \quad I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d-y)^2$$

sens		$M_{ser}$ (KN.m)	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observations
Travée	x-x	0.87	4.40	1020.39	3.75	15	vérifiée
	y-y	0.39	4.40	1020.39	1.69	15	vérifiée
Appui	x-x	0.31	4.40	1020.39	2.19	15	vérifiée
	y-y	0.14	4.40	1020.39	1.08	15	vérifiée

**Tableau.III.47.**Vérification des contraintes.

**Etat limite d'ouverture des fissures:** La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

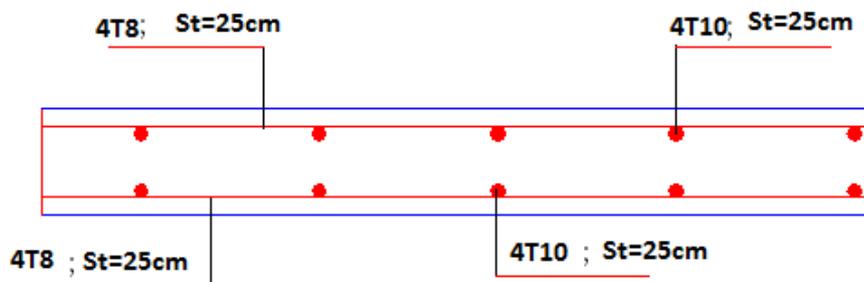
**Etat limite de déformation**

$$\text{Sens x-x} \quad \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.25} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ A \leq \frac{2bd}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.112 \geq 0.042 \\ 0.85 \leq 6 \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y} \quad \begin{cases} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ A \leq \frac{2bd}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{2.10} \leq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ 0.85 \leq 6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.066 < 0.046 \\ 0.85 \leq 6 \end{cases}$$

La vérification  
n'est pas

nécessaire dans les deux directions.

**Schéma de ferrailage**

**Fig III.17.** schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

### III.3. Etude des Escaliers droit à 2 volés

#### 1. calcul du palier intermédiaire de tous les escaliers

$$l_x = 1.00 \text{ m}, l_y = 3.00 \text{ m}$$

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\frac{l_y}{2} = \frac{3,00}{2} = 1,5 \Rightarrow l_x < l_y/2 \text{ donc on applique la 2ème relation}$$

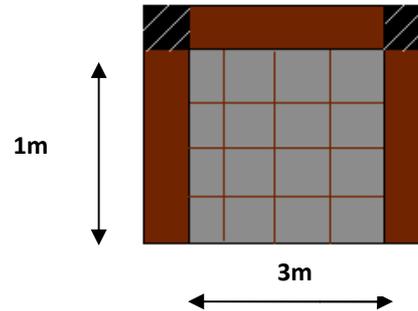


Fig.III.18 .dalle sur trois appuis.

#### Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,00}{3,00} = 0,33 \leq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans une seule direction.}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\text{On a: } G = 4.85 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 10.29 \text{ KN/m}^2, \quad P_s = G + Q = 4.85 + 2.5 \Rightarrow P_s = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

#### 2. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 10.29 \times \frac{1^3}{6} \Rightarrow M_{0x} = 1.715 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 10.29 \times \frac{1^2}{2} \times 3 - \frac{2}{3} \times 10.29 \times 1^3 \Rightarrow M_{0y} = 8.575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- En travée } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 1.457 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 7.288 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{- En appuis } \begin{cases} M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -0.440 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.3 M_{0y} = -6.195 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 12mm$$

### -Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \leq 0.4$  ; avec :  $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

$$\text{- Sens xx : } A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3-0.33}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.49 cm^2$$

$$\text{- Sens y-y: } A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 cm^2 .$$

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon x	1.457	0.00712	0.00894	0.119	0.35	1.49	4T8=2.01
	Selon y	7.288	0.0356	0.0453	0.117	1.77	1.12	4T10=3.14
En appui	Selon x	-0.440	0.00217	0.00271	0.119	0.12	0.10	4T8=2.01
	Selon y	-6.175	0.0301	0.0383	0.118	1.04	1.50	4T10=3.14

**Tableau.III.48:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

### Calcul de l'espacement des armatures

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e; 45cm)$ . Donc  $S_t \leq 45$  cm ; On opte :  $S_t = 25$ cm

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3e; 33cm)$ . Donc :  $S_t \leq 33$  cm ; On opte:  $S_t = 25$ cm

### Vérification à l'E.L.U

#### • Cisaillement :

$$V_{max} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{10.29 \times 3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.33}{2}} = 13.25 \text{KN.}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{13.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{max} = 0.110 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.13 \times f_{c28} = 3.25 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

**Vérification a l'E.L.S**

**État limite de compression du béton :**  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ ;  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	vérification
En travée	Selon x	1.041	2.40	3239.424	0.77	15	Vérifiée
	Selon y	5.206	2.92	4713.128	3.22	15	Vérifiée
En appui	Selon x	0.367	2.40	3230.424	0.27	15	Vérifiée
	Selon y	3.062	2.92	4713.128	1.89	15	Vérifiée

**Tableau.III.49.**vérification des contraintes.

**Etat limite d'ouverture des fissures :** les fissurations sont peu nuisible dans ce cas on a aucune vérification à faire

**Etat limite de déformation**

**sens x-x :** Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

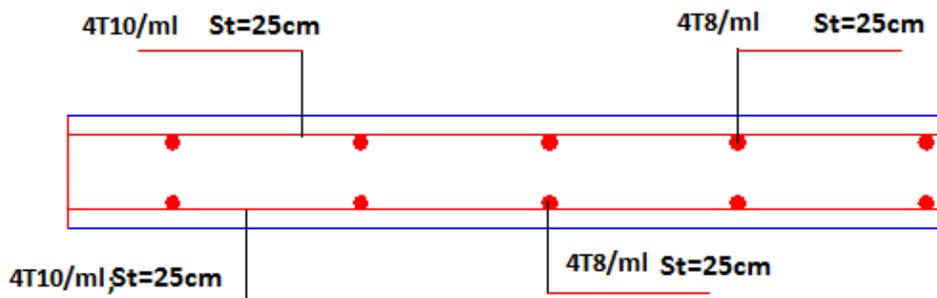
$h=14cm, l_x = 1m, M_t^x=1.041KN.m, M_{0x} = 1.229KN.m$

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max \left[ \frac{1}{16}; \frac{M_t^x}{10 \times M_{0x}} \right] \Leftrightarrow 0.14 > 0.0849 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \quad \text{BAEL91 (Art.4.10)}$$

$$2. A_{tx} \leq \frac{4.2bd}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 < 12.6 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage**



**Fig.III.13 .** schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

## calcul du palier de départ de tous les escaliers

$$l_x=1.50 \text{ m}, l_y=3.00\text{m}$$

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

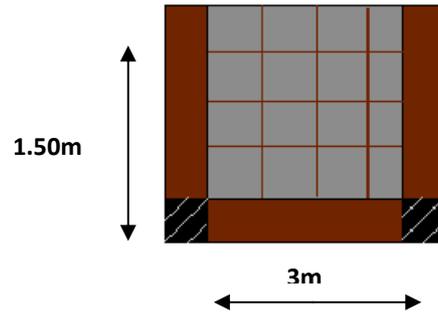


Fig III.19.palier de départ

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,00}{2} = 1,5 \Rightarrow L_x < L_y/2 \text{ donc on applique la 2ème relation.}$$

## 2.Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,50}{3,00} = 0,50 \geq 0,40 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux directions.}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases} \quad \text{On a: } G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 10.29 \text{ KN/m}^2, \quad P_s = G + Q \Rightarrow P_s = 4.85 + 2.5 = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

## Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 10.29 \times \frac{1.50^3}{6} \Rightarrow M_{0x} = 5.788 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 10.29 \times \frac{1.50^2}{2} \times 3 - \frac{2}{3} \times 10.29 \times 1.50^3 \Rightarrow M_{0y} = 11.576 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- En travée } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 4.919 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 9.839 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{-En appuis } \begin{cases} M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -1.476 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.3 M_{0y} = -2.952 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 12 \text{ mm}$$

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

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \leq 0.4$  ; avec :  $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

$$\text{- Sens xx } A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.50}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Sens y-y : } A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 .$$

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	4.919	0.0240	0.0304	0.118	1.19	1.40	4T8=2.01
	Selon y	9.839	0.0481	0.0616	0.117	2.41	1.12	4T10=3.14
En appui	Selon x	1.476	0.00722	0.0090	0.119	0.35	1.40	4T8=2.01
	Selon y	2.952	0.0144	0.0182	0.119	0.71	1.12	4T10=3.14

**Tableau.III.50:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

**Calcul de l'espacement des armatures**

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm})$ . Donc  $S_t \leq 45$  cm ; On opte :  $S_t = 25$  cm

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$ . Donc :  $S_t \leq 33$  cm ; On opte:  $S_t = 25$  cm

**Vérification à l'E.L.U****Cisaillement**

$$V_{max} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{10.29 \times 3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.50}{2}} = 12.35 \text{ KN.}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{12.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{max} = 0.103 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.13 \times f_{c28} = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**Vérification a l'E.L.S**

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
En travée	Selon x	3.514	2.40	3239.424	2.26	15	Vérifiée
	Selon y	7.028	2.92	4713.128	4.35	15	Vérifiée
En appui	Selon x	1.240	2.40	3230.424	0.92	15	Vérifiée
	Selon y	4.134	2.92	4713.128	2.56	15	Vérifiée

**Tableau.III.51.**vérification des contraintes.

**État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

**Etat limite d'ouverture des fissures :** les fissurations sont peu nuisible dans ce cas on a aucune vérification à faire

**Etat limite de déformation**

**sens x-x**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

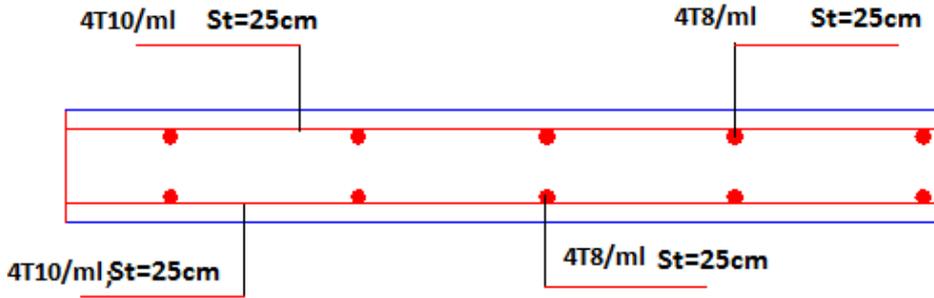
$$h=14cm, l_x = 1m, M_t^x=1.041KN.m, M_{0x} = 1.229KN.m$$

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max \left[ \frac{1}{16}; \frac{M_t^x}{10 \times M_{0x}} \right] \Leftrightarrow 0.14 > 0.0850 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \quad \mathbf{BAEL91 (Art.4.10)}$$

$$2. A_{tx} \leq \frac{4.2bd}{f_e} \Leftrightarrow 2.01 < 12.6 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage**



**Fig .III.20** schéma de ferrailage d'une dalle sur trois appuis

**Etude de l'escalier droit à deux volées : de tous les escaliers sauf la volée(b.1)**

Voir figures (Fig II.14, Fig II.15, Fig II.18, Fig II.19, Fig II.24, Fig II.25, Fig II.26, Fig II.27)

**1.Evaluation des charges et surcharges**

$$G_{paillasse} = 7.49 \text{ KN} / \text{m}^2 , Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

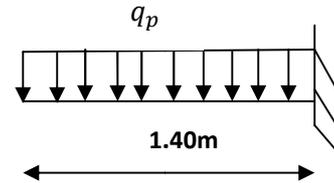
**2.calcul des sollicitations**

**a.Elu :**  $q_p = 1.35 \times 7.49 + 1.5 \times 2.5 = 13.86 \text{ KN} / \text{ml}$  .

Par la méthode de RDM, on trouve :  $R_A = 19.404 \text{ KN}$  ,  $M_a = 13.58. \text{KN.m}$  ,  $V_u = 19.404 \text{ KN}$ .

**b.ELS:**  $q_p = 7.49 + 2.5 = 10 \text{ KN} / \text{ml}$

$$R_A = 14 \text{ KN} , M_a = 9.8 \text{ KN.m} , V_{ser} = 14 \text{ KN}.$$



**Fig III.21.** schéma statique de l'escalier

**3.Calcul à l'ELU**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : b=100cm, h=14cm, d=12cm.

	$M ( \text{KN.m} )$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{Adopté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
En appuis	13.58	0.066	0.086	0.116	3.36	1.44	5T10=3.92

**Tableau III.52** Résumé des résultats de ferrailage.

### 3.1.vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,12.2,1/400 = 1,44\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A > A_{\min}$  .....Condition vérifiée

#### -Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u, \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3,25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.404 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,162\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

#### -Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0,9x d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left(19.404 \times 10^{-3} - \frac{13.58 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12}\right) \times \frac{1,15}{400} \Rightarrow A > -3,06 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

#### -calcul des armatures transversales

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3,92}{4} \Rightarrow A_a = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}, \text{ on choisit : } 4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$$

#### -Ecartement des barres

$$\text{Armatures principaux: } S_t \leq \min(3 \times e; 33)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}, \text{ on opte pour } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq \min(4 \times e; 45)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}, \text{ on opte pour } S_t = 25\text{cm}$$

### 4.Vérification à l'ELS

#### -vérification de la contrainte d'adhérence: $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,835\text{Mpa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{ser}}{0,9.d.\sum U_i} \text{ avec } \Psi=1,5 \text{ pour les HA, } \sum U_i: \text{ Somme des perimeters des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 5 \times 1 \times 3,14 = 15,7\text{cm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{14 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 15,7 \times 10^{-2}} = 0,825\text{Mpa} \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de l'état limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$  ,  $\overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$

**En appui**

$$\left(\frac{b}{2}\right) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0, \quad 32.5 y^2 + 58.8 y - 705.6 = 0 \Rightarrow y = 3.84cm$$

$$I = \frac{bxy^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5220.35cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.8 \times 10^{-3}}{5220.35 \times 10^{-8}} \times 0.0384 = 7.20MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

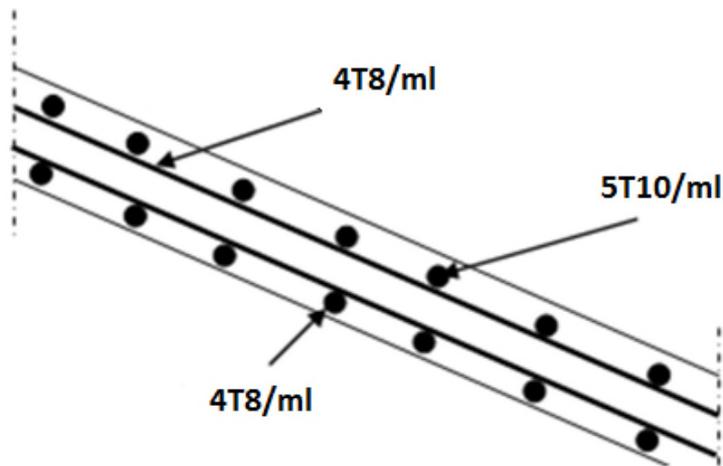
-Vérification de la limite de déformation :  $h = 14cm, l = 1.40m$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.0625, \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.1 = 0.1$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0033 < 0.0105$$

La condition est vérifiée, donc la vérification de la flèche n' est pas nécessaire.

### 5.Schéma de ferrailage



**Fig III-22** schéma de ferrailage de la volée d'escalier à deux volées (sauf la volée b.1)

### Etude de la poutre brisée (sauf pour l'escalier RDC accès 1<sup>er</sup> étage)

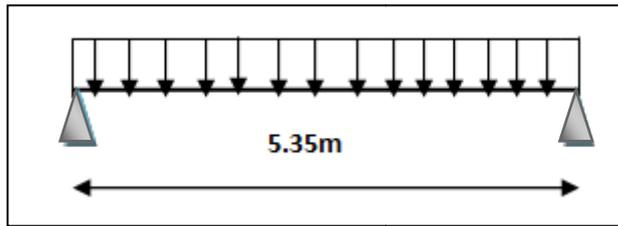


Fig III.23. schéma statique de la poutre brisée.

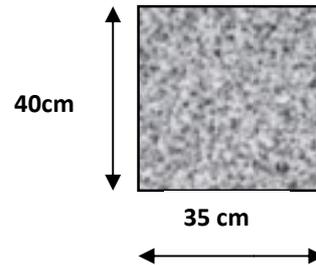


Fig III.24. section de la poutre brisée

$L=5.35m$ , La poutre se calcule à la flexion simple et à la torsion.

#### 2.1. Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son Poids propre :  $G_p = 0.35 \times 0.4 \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}$

- A l'ELU:  $V = 19.404 \text{ KN/m}$

$$P_u = 24.129 \text{ KN/m}$$

- A l'ELS:  $V = 14 \text{ KN/m}$ ,  $P_s = 3.5 + 14 \Rightarrow P_s = 17.50 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{24.129 \times 5.35^2}{8} \Rightarrow M_u = 86.32 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{17.50 \times 5.35^2}{8} \Rightarrow M_s = 62.61 \text{ KN/m}$$

#### 2.2. Les moments sollicitant

A l'ELU :  $M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 64.74 \text{ KNm}$

$$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M_a = 43.16 \text{ KN}$$

A l'ELS:  $M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 46.96 \text{ KNm}$

$$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 31.30 \text{ KNm}$$

**2.Ferraillage :** b=0.35m ; h=0.40m ; d=0.38m

	M (KN .m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	64.74	0.0902	0.118	0.362	5.14	1.60
En appui	43.16	0.0602	0.0776	0.368	3.37	1.60

**Tableau III.53 :** Ferraillage de la poutre brisé à la flexion simple.**Vérification à l'E.L.U**

- **Effort tranchant :**  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.404 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,145MPa < \tau_u^- \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (19.404 \times 10^{-3} - \frac{64.74 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,38}) \times \frac{1.15}{400} = -4.88cm^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de l'espacement St**

1)  $St \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 34.2cm$  , On opte: St=20cm en travée et St=15cm en appui.

**-Armatures transversales**

$$\text{Appui } A_t \geq \frac{0.4 b S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.525cm^2$$

$$\text{Travée } A_t \geq \frac{0.4 b S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.20}{400} = 0.7cm^2$$

**Calcul à la torsion**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis à la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier  $M_{torsion} = 13.58KN .m$

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

U : périmètre de la section.  
 $\Omega$  : air du contour tracé à mi hauteur.  
 e : épaisseur de la paroi.  
 Al : section d'acier.

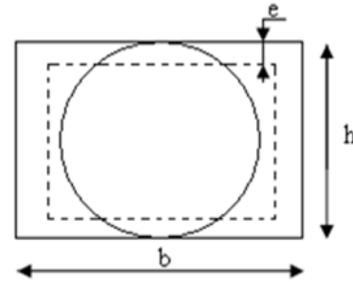


Fig.III.25 section creuse équivalente

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83\text{cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = [35 - 5.83] \times [40 - 5.83] = 996.67\text{cm}^2 =$$

$$U = 2x[b - e] \times [h - 2] = 2x([35 - 5.83] + [40 - 5.83]) = 126.68\text{cm} = 1.26\text{m}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 2.47\text{cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23xbxdx f_{t28}}{f_e} = 1.60\text{cm}^2$$

**Section d'armature longitudinale à prendre**

**En travée :**  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.14 + \frac{2.47}{2} \Rightarrow A^t = 6.37\text{cm}^2 < A_{min} = 1.60\text{cm}^2$

soit  $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$

**En appui :**  $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{a torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.37 + \frac{2.47}{2} \Rightarrow A^a = 4.60\text{cm}^2 < A_{min} = 1.60\text{cm}^2$

soit  $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62\text{cm}^2$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{flexion} = 0,145\text{MPa}; \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.58 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0996 \times 0.0583} \Rightarrow \tau_{tor} = 1.17\text{MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.25\text{Mpa} \Leftrightarrow 1.178\text{Mpa} \leq 3,25\text{Mpa}$$

**Calcul des Armatures transversales à la torsion**

Soit  $St = 20\text{cm}$  en travée et  $St = 15\text{cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{aligned} A_{tor}^t &= 0,39\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée} \\ A_{tor}^a &= 0,29\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis} \end{aligned}$$

- **Section d'armature transversale à prendre**

- En travée :  $A' = 0.39+0.7 \Rightarrow A = 1.09\text{cm}^2$ , En appui :  $A = 0.29+0.525 \Rightarrow A = 0.815\text{cm}^2$   
On choisit : un cadre et un étrier de T8

**Vérification à l'E.L.S**

**1. Vérification à ELS**

**a-Etat limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$  Avec  $0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$   
 $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

**En appuis :** ( $M_a = 31.30\text{KN.m}$ ) ;  $y = 13.65\text{cm}$  ;  $I = 97798.65 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{31.30 \times 10^{-3}}{97798.65 \times 10^{-8}} \times 0.1365 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.36\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}$ ..... Condition vérifié

**En travée :**  $M_t = 46.96\text{KN.m}$  ;  $y = 13.65\text{cm}$  ;  $I = 97798.65 \text{ cm}^4$

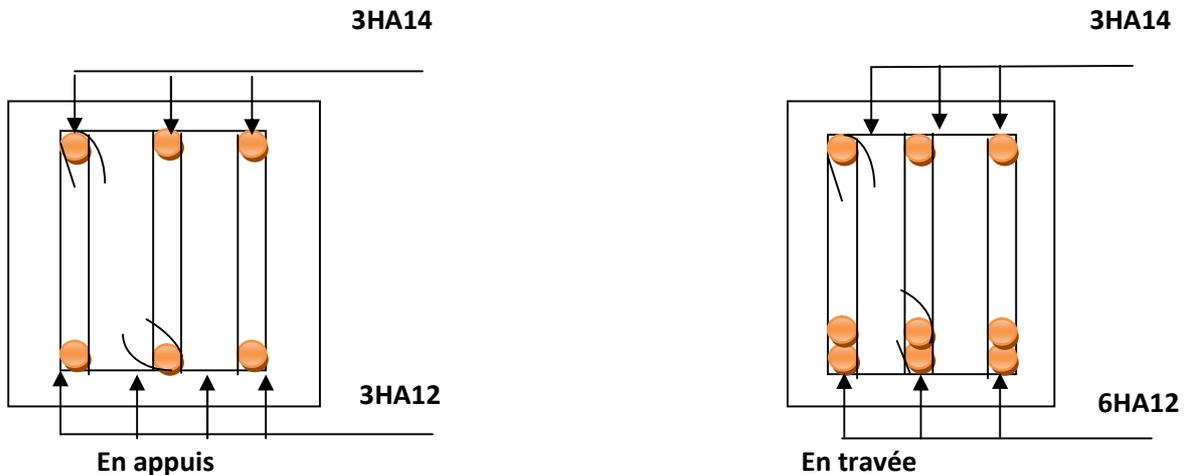
$\sigma_{bc} = \frac{46.96 \times 10^{-3}}{97798.65 \times 10^{-8}} \times 0.1365 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.55\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}$ .....Condition vérifié

**b-Evaluation de la flèche :** Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0747 > 0.0625$ ;  $\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1.142 > 0.0797$ ;

$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01$  la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage**



**Fig III.26.** schéma de ferrailage de la poutre brisée.

### Étude de la poutre brisée (escalier RDC accès 1<sup>er</sup> étage)

-Volée 2 (b.2) (voir Fig II.19)

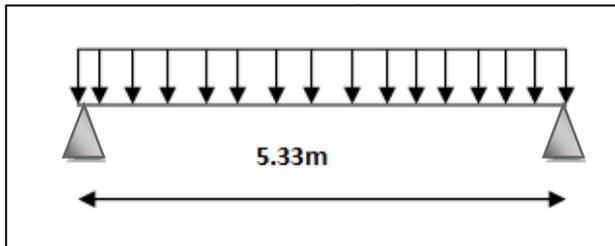


Fig III.27. schéma statique de la poutre brisée.

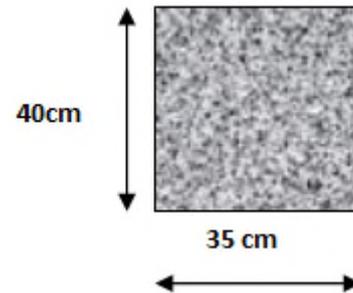


Fig.III.28.section de la poutre brisée

$$M_u = 85.68 \text{KN.m}, M_s = 62.14 \text{KN / m}$$

#### Les moments sollicitant

<b>A l'ELU :</b> $M_t = 64.26 \text{KN.m}$ $M_a = 42.84 \text{KN.m}$	<b>A l'ELS:</b> $M_t = 46.405 \text{KNm}$ $M_a = 31.07 \text{KNm}$	
--	--	--

**Ferraillage :**  $b=0.35\text{m}$  ;  $h=0.40\text{m}$  ;  $d=0.38\text{m}$ ,  $l=5.33\text{m}$  ;

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	64.26	0.089	0.117	0.362	5.09	1.60
En appui	42.84	0.059	0.077	0.368	3.34	1.60

**Tableau III.54:** Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple.

## Vérification à l'ELU

Effort tranchant		Observation	Vérification au cisaillement	observation	Armatures transversales			
$\tau_u$ Mpa	$\bar{\tau}_u$ Mpa	Vérifiée	$A > -4.84\text{cm}^2$	vérifiée	$S_t$ Travée cm	$S_t$ appui cm	A travée Cm <sup>2</sup>	A Appui Cm <sup>2</sup>
0.145	3.25				20	15	0.7	0.525

Tableau III.49 résumé des valeurs à l'ELU.

## Calcul à la torsion

			Armatures longitudinales		Vérification de l'effort tranchant		Armatures transversales		ferraillage	
$M_{torsion}$ KN .m	$A_{torsion}$ Cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ Cm <sup>2</sup>	A travée Cm <sup>2</sup>	A appui Cm <sup>2</sup>	$\tau_{torsion}$ Mpa	$\tau_{adm}$ Mpa	$A_{torsion}^t$ Cm <sup>2</sup>	$A_{torsion}^a$ Cm <sup>2</sup>	$A^t$ Cm <sup>2</sup>	$A^a$ Cm <sup>2</sup>
13.58	2.47	7	6.32	4.57	1.17	3.25	0.39	0.23	1.09	0.815

Tableau III.55. résumé des valeurs à la torsion.

**En travée :**  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.09 + \frac{0.39}{2} \Rightarrow A^t = 5.28\text{cm}^2 < A_{min} = 1.60\text{cm}^2$   
soit  $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$

**En appui :**  $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{a\ torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.34 + \frac{0.23}{2} \Rightarrow A^a = 3.45\text{cm}^2 < A_{min} = 1.60\text{cm}^2$

On ferraille avec  $A^t$ , soit  $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62\text{cm}^2$

## Vérification de l'effort tranchant

$$1.17\text{Mpa} \leq \tau_{adm}, \quad \tau_{adm} = 3.25\text{Mpa}$$

**Section transversales d'armatures à prendre :** On choisit un cadre et un étrier de T8

**Vérification à ELS**

**a-Etat limite de compression de béton** On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}, \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

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

**En Appui** ( $M_a = 31.07\text{KN.m}$ ) ;  $y = 13.65\text{cm}$  ;  $I = 97798.65 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{31.07 \times 10^{-3}}{97798.65 \times 10^{-8}} \times 0.1365 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.34\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**En travée** :  $M_t = 46.405\text{KN.m}$  ;  $y = 13.65\text{cm}$  ;  $I = 97798.65 \text{ cm}^4$

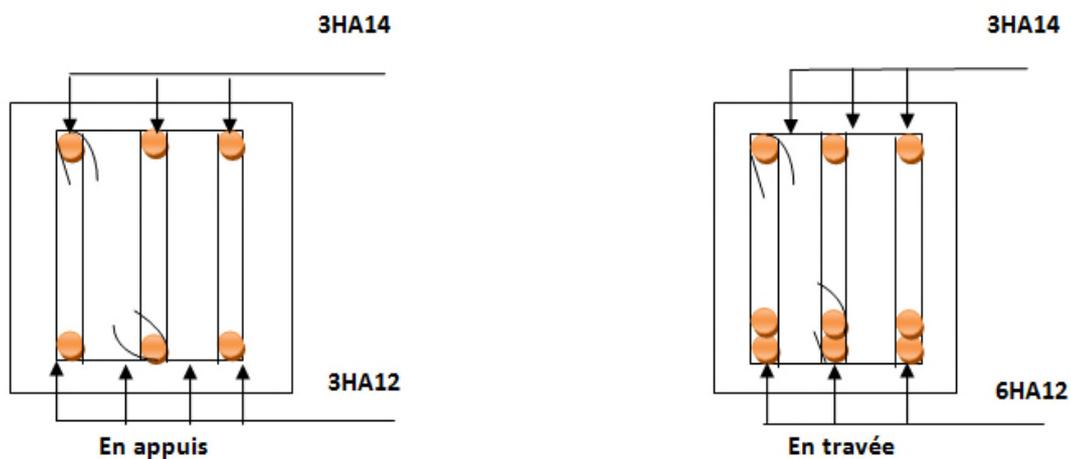
$$\sigma_{bc} = \frac{46.405 \times 10^{-3}}{97798.65 \times 10^{-8}} \times 0.1365 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.47\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**b-Evaluation de la flèche** : Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0695 > 0.0625; \quad \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1.142 > 0.075;$$

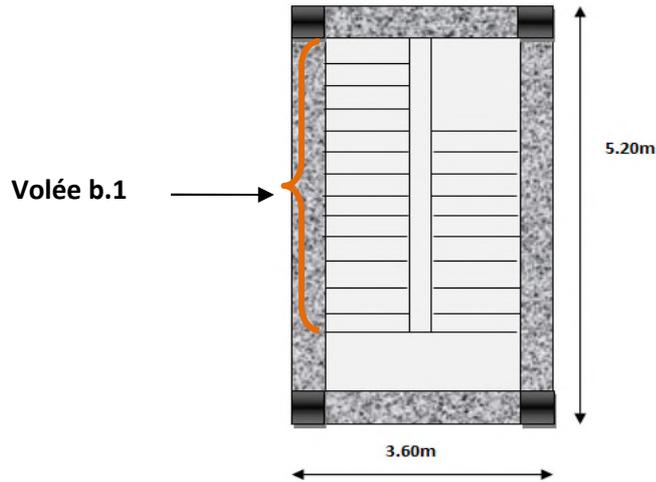
$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01 \text{ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

**Schéma de ferrailage**



**Fig III.29** .schéma de ferrailage de la poutre brisée

**Volée b.1(RDC accès 1<sup>er</sup> étage)**



**Fig III.30.** vue en plan de la cage d'escalier(RDC accès 1<sup>er</sup> étage)

**1.Evaluation des charges et surcharges :**  $G_{paillasse} = 7.99\text{KN} / \text{m}^2$  ,  $Q_{escalier} = 2.50\text{KN} / \text{m}^2$

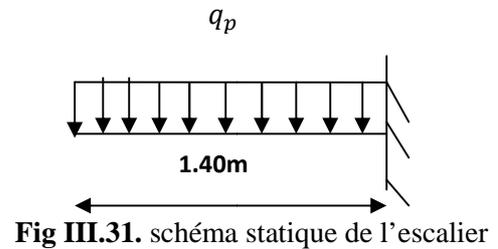
**2.calcul des sollicitations**

**a.Elu :**  $q_p = 1.35 \times 7.99 + 1.5 \times 2.5 = 14.54\text{KN} / \text{ml}$  .

Par la méthode de RDM, on trouve :  $R_A = 20.36\text{KN}$  ,  $M_a = 14.25\text{KN.m}$  ,  $V_u = 20.36\text{KN}$ .

**b.ELS:**  $q_p = 7.99 + 2.5 = 10.49\text{KN} / \text{ml}$

$R_A = 14.69\text{KN}$  ,  $M_a = 10.28\text{KN.m}$  ,  $V_{ser} = 14.69\text{KN}$



**Fig III.31.** schéma statique de l'escalier

**3.Calcul à l'ELU**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : b=100cm, h=14cm, d=12cm.

	$M (\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{CAL}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{Adopté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
En appuis	14.25	0.069	0.090	0.115	3.56	1.44	5T10=3.92

**Tableau III.56.** Résumé des résultats de ferrailage.

### 3.1.vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,12.2,1/400 = 1,44\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a :  $A > A_{\min}$  .....Condition vérifiée

#### -Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,169\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{Condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement)}.$$

#### -Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left( V_u + \frac{M_u}{0,9xd} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left( 20.36 \times 10^{-3} - \frac{14.25 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.12} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -3.2 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

#### -calcul des armatures transversales

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3.92}{4} \Rightarrow A_a = 0.98\text{cm}^2/\text{ml} , \text{ on choisit : } 4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2/\text{ml}$$

#### -Ecartement des barres

$$\text{Armatures principaux: } S_t \leq \min(3 \times e; 33)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}, \text{ on opte pour } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq \min(4 \times e; 45)\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}, \text{ on opte pour } S_t = 25\text{cm}$$

### 4.Vérification à l'ELS

#### -vérification de la contrainte d'adhérence: $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2.835\text{Mpa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{ser}}{0,9.d.\sum U_i} \text{ avec } \Psi=1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\sum U_i: \text{ Somme des perimeters des barres, } \sum U_i = n \times \emptyset \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.7\text{cm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{14.69 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.12 \times 15.7 \times 10^{-2}} = 0.866\text{Mpa} \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### -Vérification de l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ , $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$

##### En appui

$$\left(\frac{b}{2}\right) y^2 + 15Ay - 15Ad = 0, \quad 32.5 y^2 + 58.8 y - 705.6 = 0 \Rightarrow y = 3.84\text{cm}$$

$$I = \frac{bxy^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5220.35cm^4$$

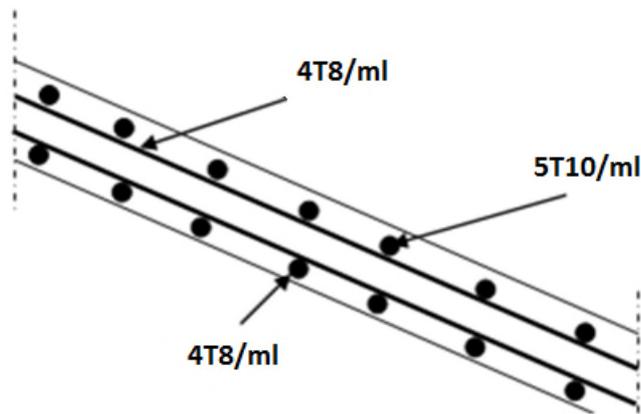
$$\sigma_{bc} = \frac{10.28 \times 10^{-3}}{5220.35 \times 10^{-8}} \times 0.0384 = 7.56MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-Vérification de la limite de déformation :**  $h = 14cm, l = 1.40m$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.0625, \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.1 = 0.1, \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0033 < 0.0105$$

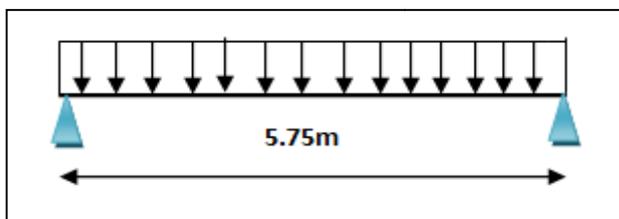
La condition est vérifiée, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**5.Schéma de ferrailage**

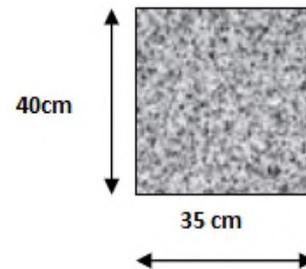


**Fig III.32.** schéma de ferrailage de l'escalier

**Etude de la poutre brisée de la Volée 2 (b.1)**



**Fig III.33.** schéma statique de la poutre brisée.



**Fig III.34.** section de la poutre brisée

$$M_u = 103.67 \text{ KN.m}, M_s = 75.18 \text{ KN/m}$$

### Les moments sollicitant

**A l'ELU :**  $M_t = 77.75 \text{ KN.m}$       **A l'ELS:**  $M_t = 56.38 \text{ KNm}$   
 $M_a = 51.84 \text{ KN.m}$                        $M_a = 37.59 \text{ KNm}$

**Ferrailage :**  $b=0.35 \text{ m}$  ;  $h=0.40 \text{ m}$  ;  $d=0.38 \text{ m}$ ,  $l=5.75 \text{ m}$  ;

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$
En travée	77.75	0.108	0.144	0.358	6.24	1.60
En appui	51.48	0.072	0.093	0.366	4.07	1.60

**Tableau III.57:** Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.

### Vérification à l'ELU

Effort tranchant		Observation	Vérification au cisaillement	observation	Armatures transversales			
$\tau_u$ Mpa	$\bar{\tau}_u$ Mpa	Vérifiée	$A > -5.95 \text{ cm}^2$	vérifiée	$S_t$	$S_t$	A	A
					Travée cm	appui cm	travée Cm <sup>2</sup>	Appui Cm <sup>2</sup>
0.153	3.25				20	15	0.7	0.525

**Tableau III.58** résumé des valeurs à l'ELU

### Calcul à la torsion

			Armatures longitudinales		Vérification de l'effort tranchant		Armatures transversales		ferrailage	
$M_{torsion}$ KN.m	$A_{torsion}$ Cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ Cm <sup>2</sup>	A travée Cm <sup>2</sup>	A appui Cm <sup>2</sup>	$\tau_{torsion}$ Mpa	$\tau_{adm}$ Mpa	$A_{torsion}^t$ Cm <sup>2</sup>	$A_{torsion}^a$ Cm <sup>2</sup>	$A^t$ Cm <sup>2</sup>	$A^a$ Cm <sup>2</sup>
14.25	2.59	7	7.53	5.36	1.22	3.25	0.41	0.31	1.11	0.835

**Tableau III.59.** résumé des valeurs à la torsion.

**En travée :**  $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 6.24 + \frac{0.41}{2} \Rightarrow A^t = 6.44 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$   
soit  $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

**En appui :**  $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{a\ torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.07 + \frac{0.31}{2} \Rightarrow A^a = 4.22 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$

On ferraille avec  $A^t$ , soit  $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

### Vérification de l'effort tranchant

$$1.22 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm}, \quad \tau_{adm} = 3.25 \text{ Mpa}$$

**Section transversales d'armatures à prendre :** On choisit un cadre et un étrier de T8

### Vérification à ELS

#### a-Etat limite de compression de béton

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}, \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

**En appuis** ( $M_a = 31.07 \text{ KN.m}$ ) ;  $y = 13.65 \text{ cm}$  ;  $I = 97798.65 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{37.59 \times 10^{-3}}{97798.65 \times 10^{-8}} \times 0.1365 \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**En travée :**  $M_t = 56.38 \text{ KN.m}$  ;  $y = 13.65 \text{ cm}$  ;  $I = 97798.65 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{56.38 \times 10^{-3}}{97798.65 \times 10^{-8}} \times 0.1365 \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

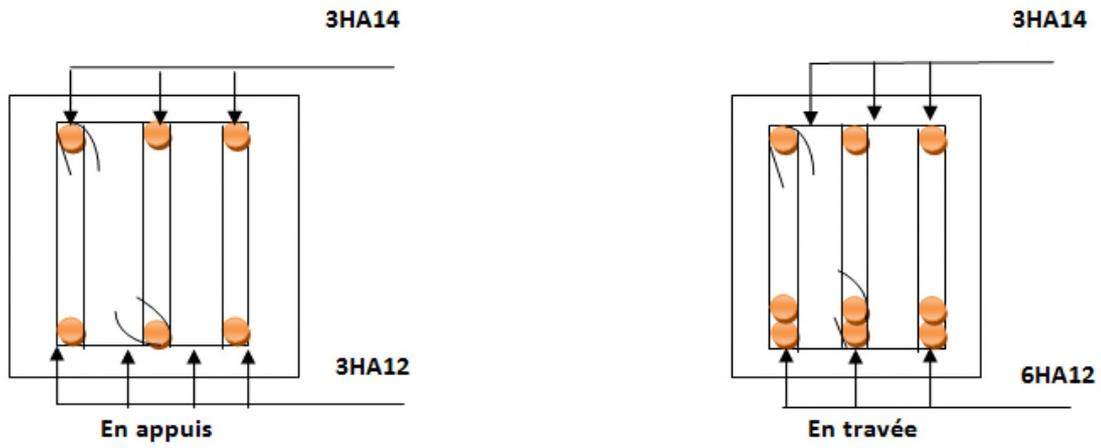
**b-Evaluation de la flèche :** Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0695 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1.142 > 0.075;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01 \text{ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

## Schéma de ferrailage



**Fig III.35.** schéma de ferrailage de la poutre brisée

### III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

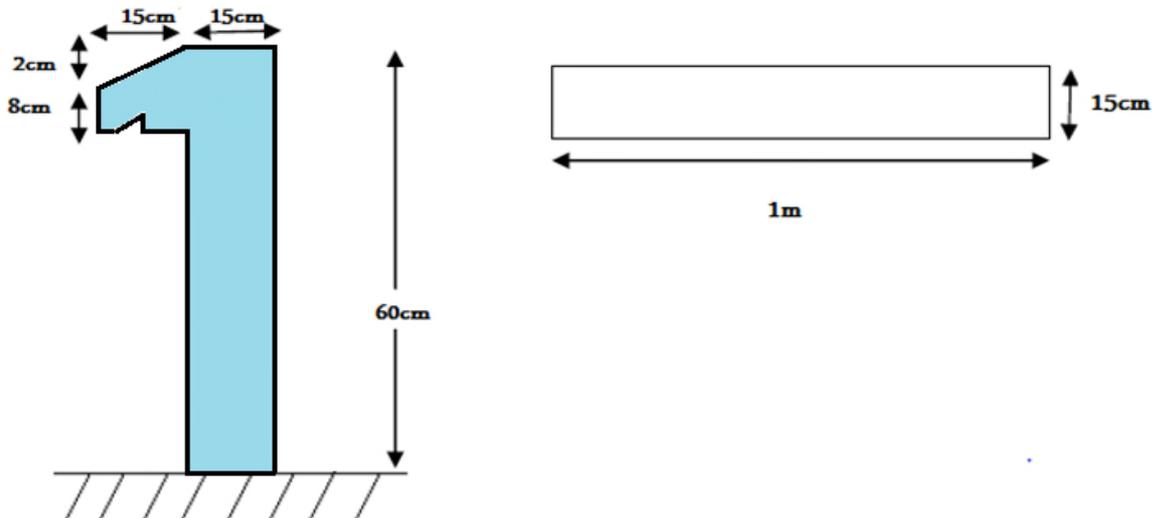


Fig III.36. acrotère

#### -Hypothèse de calcul :

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal  $G$  dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à  $Q=1$  KN/ml.

On a un seul type d'acrotère : acrotère terrasse inaccessible.

#### -Evaluation des charges :

Poids propre :  $G=2,988$ KN

Charge d'exploitation :  $Q=1$ KN/ml

Force sismique : la force sismique est donnée par :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad [2] \text{ (Art 6.2.3)}$$

La surface de l'acrotère est :  $S= 0,10275$

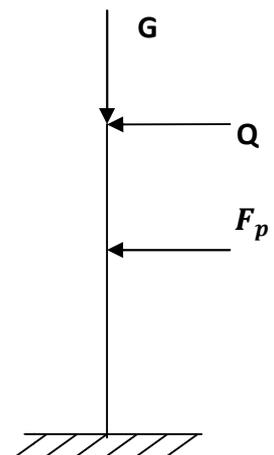
A: Coefficient d'accélération de zone

(groupe d'usage 2, zone IIa,  $A= 0,15$ )

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$ : Poids de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,988 = 1,434 \text{KN/ml}$$



**Calcul des sollicitations**

- Calcul du centre de gravité  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 9,25cm; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 33cm$$

$$N_G = 2,988KN$$

L'acrotère est soumis à :  $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.434 \times 33 \times 10^{-2} \Rightarrow M_{F_p} = 0.47KN.m$$

S(m <sup>2</sup> )	CDG(m)	G(KN)	Q(KN)	F <sub>p</sub> (KN)	N <sub>G</sub> (KN)	M <sub>Q</sub> (KN.m)	M <sub>F<sub>p</sub></sub>
0,10275	X <sub>G</sub> = 0,0925 Y <sub>G</sub> =0,33	2,988	1	1,434	2,988	0,6	0,47

**tableau . III.60.** résumé des sollicitations .

**Calcul des combinaisons :**

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,988	4.0338	2,988
(M KN.m)	1.07	0,9	0.60

**tableau.III.61.** combinaison d'action de l'acrotère.

**Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{4,0338} \Rightarrow e_1 = 0.223m; \quad \frac{h}{6} = 0.1m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

Telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ (RPA ; Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-

Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1,2m$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section qui est égale à } 15cm, \text{ Donc: } e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.258m$$

### Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 4,0338KN ; M_u = N_u \times e = 4.0338 \times 0.258 \Rightarrow M_u = 1,043KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa \\ h = 15 \text{ cm ; } d = 13 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.043 + 4.0338 \times \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.265KN.m$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.265 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00526) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0066; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.129m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.265 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.28cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.28 \times 10^{-4} - \frac{4.0338 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.164cm^2$$

### Vérification à l'E.L.U

#### 1. La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.569cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$ .

## 2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### - Espacement

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3$  cm. On adopte  $S_t = 20$  cm.

2. Armatures de répartition :  $S_t \leq 70/3 = 23.33$  cm. On adopte  $S_t = 20$  cm.

- **Vérification au cisaillement** : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.434 + 1 \Rightarrow V_u = 2,434 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.434 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.0187 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Vérification de l'adhérence** :  $\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$  **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.59 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \rightarrow \zeta_{es} = 0.179 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

### Vérification à l'ELS

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 3.33 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

$$\text{Vérification des contraintes : } \sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0,6/2,988) + (0.13 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.256 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$  "c" à l'extérieur de section  $\rightarrow c = 0.13 - 0.25 \Rightarrow c = -0.125$  m.

$$c = -0.125 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.125)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.13 + 0.125}{1} \Rightarrow P = -0.047 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.125)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.13 + 0.125)^2}{1} \Rightarrow q = 0.004 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.250 \Rightarrow y_{ser} = 0.125$  m.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 7.79 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,988 \times 10^{-3}}{7,79 \times 10^{-3}} \times 0.125 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.048 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2,988 \times 10^{-3}}{7,79 \times 10^{-3}} \times (0.13 - 0.125) \Rightarrow \sigma_s = 0.028 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

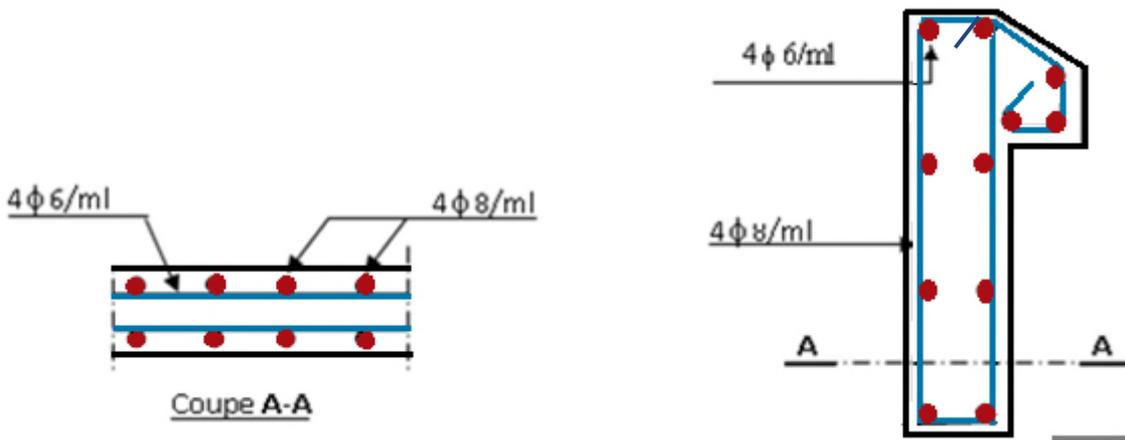


Fig.III.37. schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.5. Etude de la dalle 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.

#### 1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.41} = 42.52 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 48.4 \text{ KN/m}^2$$

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

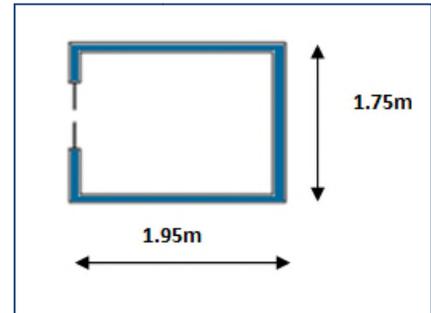


Fig.III.38. ascenseur.

#### 2. Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 48.4 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 66.84 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{1.95} = 0.89 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0466 \times 66.84 \times 1.75^2 = 9.389 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7635 \times 9.389 = 7.168 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.980 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.093 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : Sens x-x : } M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.817 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 2.150 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 13 \text{ cm}$  et  $d_y = 12 \text{ cm}$ .

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadp (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	x-x	7.980	0.033	0.042	0.127	1.79	1.18	4HA8=2.01
	y-y	6.093	0.029	0.037	0.118	1.48	1.12	4HA8=2.01
appui	x-x	2.817	0.012	0.014	0.129	0.62	1.18	4HA8=2.011
	y-y	2.150	0.010	0.013	0.119	0.52	1.12	4HA8=2.01

**Tableau.III.61** : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

**Vérification à l'E.L.U**

**a) Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ; e=14cm, b=100cm,  $\rho = 0.89$

$$e > 12cm \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 x b x e \frac{3-\rho}{2} \\ A_{min}^y = \rho_0 x b x e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.18cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.12cm^2/ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**b) Calcul des espacements**

Sens x-x':  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

Sens y-y':  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

**a) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.89 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens.

**Sens x-x** :  $V_x = q_u x \frac{l_x}{3} = 38.84KN.$ , **Sens y-y** :  $V_y = q_u x \frac{l_x}{3} x \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = 26.98KN$

$$\tau_u = \frac{38.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.32Mpa < 1.25MPa \dots\dots \text{vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 48.4 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 49.4KN/m^2$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

Sens x-x :  $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0537 \times 66.84 \times 1.75^2 = 10.99 \text{KN.m}$

Sens y-y :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8358 \times 10.99 = 9.18 \text{KN.m}$

**Travée**

Sens x-x :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.34 \text{KN.m}$ , Sens y-y:  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.80 \text{KN.m}$

**Appuis**

Sens x-x :  $M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 3.29 \text{KN.m}$ , Sens y-y:  $M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 2.75 \text{KN.m}$

**Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

**Travée**

Sens x-x :  $A_x = 2.01 \text{cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $d = 13 \text{ cm}$  ;  $y = 2.51 \text{cm}$  ;  $I = 3242.42 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 7.23 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$  .....c'est vérifié.

Sens y-y :  $A_y = 2.01 \text{cm}^4$  ;  $b = 100 \text{cm}$  ;  $d = 12 \text{cm}$  ;  $y = 2.40 \text{cm}$  ;  $I = 3239.42 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 5.78 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$  .....c'est vérifié.

**Appuis**

Sens x-x :  $A_x = 2.01 \text{cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $d = 13 \text{ cm}$  ;  $y = 2.51 \text{cm}$  ;  $I = 3242.42 \text{cm}^4$

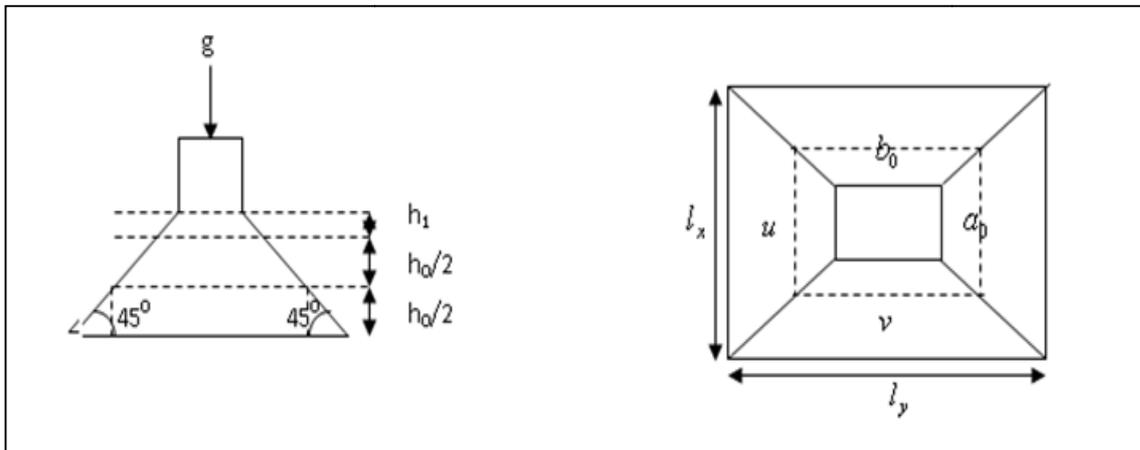
$\sigma_{bc} = 2.55 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$  .....c'est vérifié.

Sens y-y :  $A_y = 2.01 \text{cm}^4$  ;  $b = 100 \text{cm}$  ;  $d = 12 \text{cm}$  ;  $y = 2.40 \text{cm}$  ;  $I = 3239.42 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.04 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$  .....c'est vérifié.

**Cas d'une charge concentrée**

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



**Fig.III.39.** schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

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

$u \times v$  : Surface d'impacte.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x',  $b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$  ;  $b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur

$$h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1. \text{ Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

### 1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

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

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x}$  et  $\rho = 0.89$  Annexe 2

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{175} \\ \frac{v}{l_y} = \frac{108}{195} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0.62 \\ \frac{v}{l_y} = 0.55 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.089KN.m, \quad M_2 = 0.073KN.m$$

Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.089 = 8.68KN.m \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.073 = 7.12KN.m \end{cases}$$

- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \quad \text{Annexe I}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.15KN.m, \quad M_{y2} = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_{y2} = 0.88KN.m$$

### - Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont : 
$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.83 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 9.35 = 9.83 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 8.00 = 6.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :  $M_x^a = 0.3 \times 9.83 = 2.95 \text{ KN.m}$ ,  $M_y^a = 0.3 \times 8.00 = 2.40 \text{ KN.m}$ .

**Ferrailage :** Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et  $d_x = 13 \text{ cm}$ ,  $d_y = 12 \text{ cm}$

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{\min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	9.83	2.95	2.93	1.18	0.65	1.18	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	6.80	2.40	1.65	1.12	0.58	1.12	4T10=3.14	4T10=3.14

**Tableau III.62 :** ferrailage de la dalle de la salle des machines

### Vérification à l'E.L.U

**Vérification au poinçonnement :**  $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  **BAEL91 (Article H. III.10)**

Avec :  $p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2x(u + v) \Rightarrow U_c = 2x(108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm}, p_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 453.6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=13 \text{ cm}$ ,  $\bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa}$ .

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

On a  $v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3xU_c} = 7.53 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.058 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots$  C'est vérifié.

### 1. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 72.3 \times (0.089 + 0.2 \times 0.073) = 7.49 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 72.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.089) = 6.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0.96 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 0.81 \text{KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.49 + 0.96 = 8.45 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.56 + 0.81 = 7.37 \text{KN.m} \end{cases}$$

### Vérification des contraintes

#### Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 8.45 \Rightarrow M_t^x = 7.18 \text{KNm}, \quad M_t^y = 0.85 \times 7.37 \Rightarrow M_t^y = 6.26 \text{KNm}$$

$$M_{ax} = 0.3 \times 8.45 = 2.53 \text{KN.m} \Rightarrow M_{ay} = 0.3 \times 7.37 = 2.21 \text{KNm}$$

- **Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}, \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$

**Sens x-x :**  $y = 3.67 \text{cm}$  ;  $I = 11319.623 \text{cm}^4$ ,  $\sigma_{bc} = 2.32 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots c'$  est vérifié.

**Sens y-y :**  $y = 3.55 \text{cm}$  et  $I = 10011.775 \text{cm}^4$ ,  $\sigma_{bc} = 2.22 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots c'$  est vérifié.

**Etat limite d'ouverture des fissures** La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

#### Vérification de la flèche

##### Sens x-x

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625, \quad \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.14 > 0.085,$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0024 < 0.0105$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

##### Sens y-y

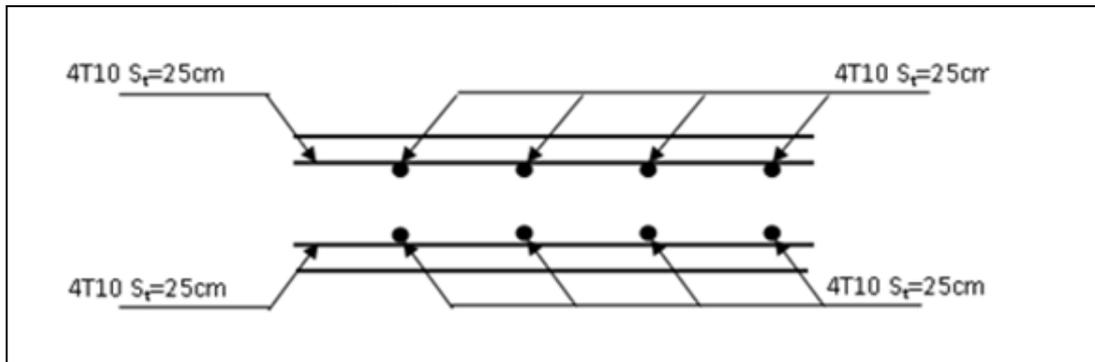
Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.072 > 0.0625, \quad \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.14 > 0.085,$$

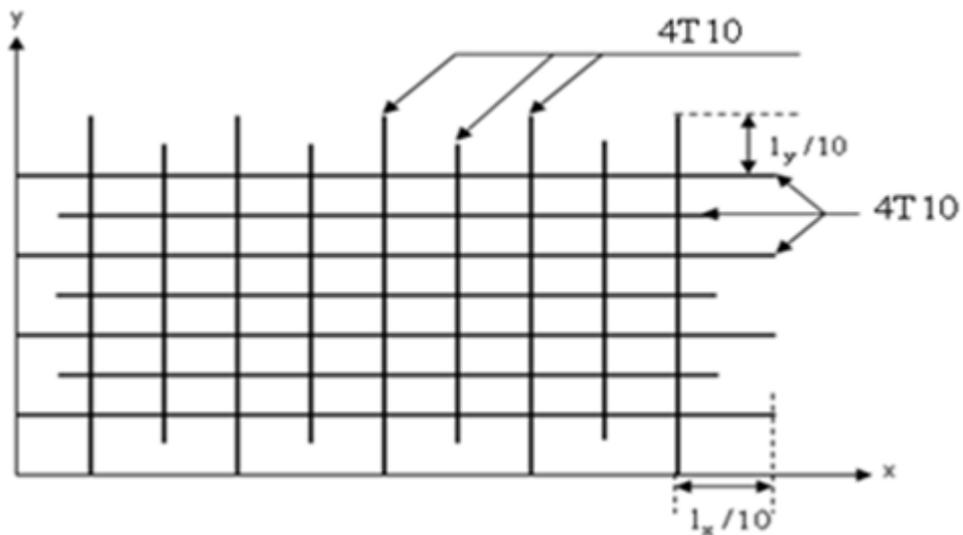
$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0026 < 0.0105$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## Schéma de ferrailage



**Fig.III.40.** Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur.



**Fig III.41** .Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

## Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui engendre un mouvement du sol libérant une énergie de déformation selon son intensité.

Vue que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.14.2.2**

### IV.1. 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.

### IV. 2. Méthode de calcul

Les règles parasismiques (**RPA99**) préconisent deux méthodes de calcul.

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode dynamique
- 3) La méthode par accélélograme

#### a. Méthode statique équivalente

- **Principe** .....**RPA99. Art (4. 2. 1)**

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

- **Modélisation** .....**RPA99. Art (4. 2. 2)**

**a)** Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

**b)** La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **Conditions d'application** ..... **RPA99. art (4. 1. 2).**

L'une des conditions d'application de la méthode statique équivalente est la suivante :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et II et 30 m en zone III.

Mais conformément au commentaire du **RPA99. Art (Art 4. 3. 6)** ; La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V / V_t$ .

- **Calcul de la force sismique totale** ..... **RPA99. art (4. 2. 3).**

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

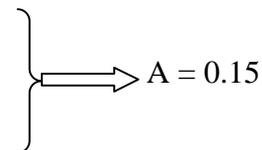
$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone, Dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique : IIa



**R** : Coefficient de comportement global de la structure

Valeur donnée par le **tableau (4-3) du RPA99**, en fonction du système de contreventement. (Dans ce projet on a un Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$ ).

**Q** : Facteur de qualité de la structure

Il est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au **Tableau 4.4 (RPA99)**.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau ci après :

Critère	Pq	
	Observé	Non observé
1) Condition minimale sur les files de contreventement.	Non	0.05
2) Redondance en plan.	Non	0.05
3) Régularité en plan.	Non	0.05
4) Régularité en élévation.	Non	0.05
5) Contrôle de qualité des matériaux.	Oui	0.00
6) Contrôle de qualité d'exécution.	Oui	0.00

**Tableau IV. 1 . Valeurs des pénalités Pq.**

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.2$

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec  $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

On a site ferme (S2) donc  $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir *tableau 4,2* du RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7\%$ . RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10\%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\zeta=8.5$  et  $\eta=0.81$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Article 4.6)}$$

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

$$h_n = 31.60m$$

$C_T$  : Coefficient qui dépend du type de contreventement de bâtiment et du remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.050 \times (31.60)^{3/4} = 0.68 \text{ s} \dots\dots\dots\text{(I)}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 16.35m, \quad L_y = 16.50m$$

Calcul de la période suivant l'axe longitudinal :

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} = 0.70s \dots\dots\dots\text{(II)}$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_c = 0.68s$

Calcul de la période suivant l'axe transversal :

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}} = 0.70s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_c = 0.68s$

Donc  $T$  : la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 0.68s \\ T_{sy} = 0.68s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2,5n \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,4}{0,68}\right)^{2/3} \quad donc : D_x = 1,42$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2,5n \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,4}{0,68}\right)^{2/3} \quad donc : D_y = 1,42$$

**W** : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA 99(Art .4.2.3).}$$

**W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau 4-5 (RPA99)**.

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau.

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)
Sous-sol	1562.46
RDC	1648.385
1 <sup>er</sup> étage	1979.843
2 <sup>ème</sup> étage	2052.983
3 <sup>ème</sup> étage	2137.083

4 <sup>ème</sup> étage	1076.631
5 <sup>ème</sup> étage	1940.607
6 <sup>ème</sup> étage	1836.51
7 <sup>ème</sup> étage	2122.291
8 <sup>ème</sup> étage	2220.635
<b>Total</b>	<b>25027.552</b>

**Tableau IV.2** Poids total de la structure.

A partir du logiciel **SAP2000V14** on trouve :  $W_{tot} = 26761.533$  KN

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.42 \times 1.2}{5} \times 26761.533 = 1368.05 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.42 \times 1.2}{5} \times 26761.533 = 1368.05 \text{ KN}$$

### IV.3 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

#### a. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.3.3)}$$

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.

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre*).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

T	U <sub>x,y</sub>								
0.00	0.188	1.10	0.054	2.20	0.034	3.30	0.024	4.40	0.015
0.10	0.124	1.20	0.051	2.30	0.033	3.40	0.023	4.50	0.014
0.20	0.092	1.30	0.049	2.40	0.032	3.50	0.022	4.60	0.014
0.30	0.092	1.40	0.046	2.50	0.031	3.60	0.021	4.70	0.013
0.40	0.092	1.50	0.044	2.60	0.031	3.70	0.020	4.80	0.013
0.50	0.092	1.60	0.042	2.70	0.030	3.80	0.019	4.90	0.012
0.60	0.081	1.70	0.041	2.80	0.029	3.90	0.018	5.00	0.012
0.70	0.073	1.80	0.039	2.90	0.028	4.00	0.017		
0.80	0.067	1.90	0.038	3.00	0.028	4.10	0.017		
0.90	0.062	2.00	0.036	3.10	0.026	4.20	0.016		
1.00	0.058	2.10	0.035	3.20	0.025	4.30	0.015		

**Tableau IV.3** Résumé des résultats

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

**b. les hypothèses**

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds)
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

### c. Description de logiciel SAP 2000

Cette structure sera modélisé grâce au logiciel *SAP2000 version 14.2.2*, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages 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 et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

### IV. 4 dispositions des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

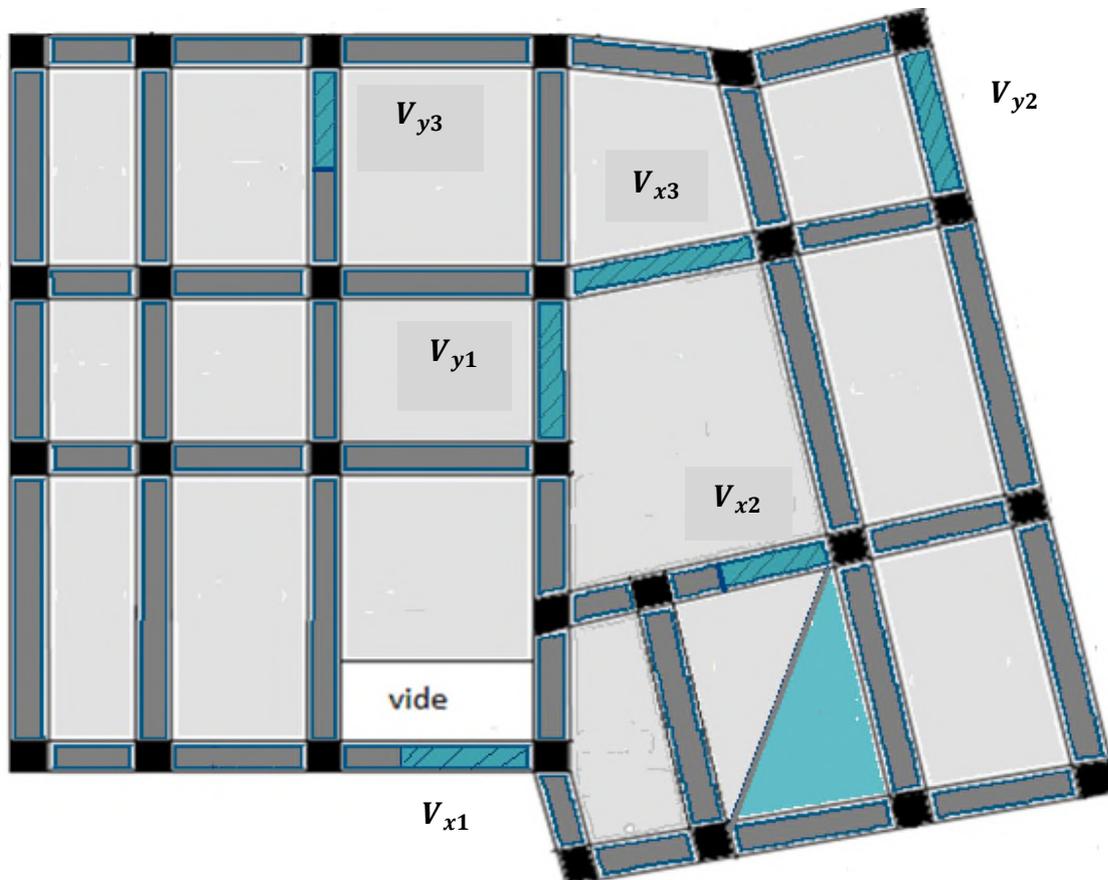


Figure IV.1 Dispositions des voiles

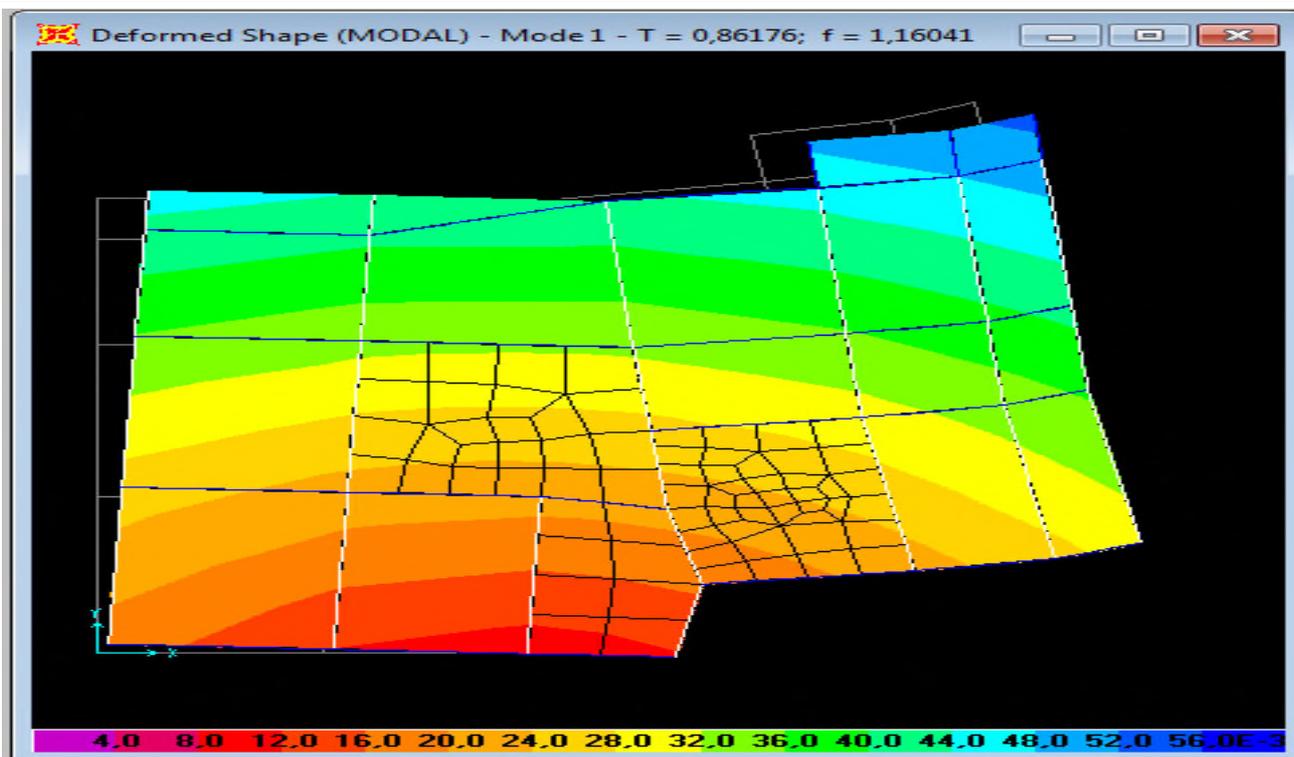


Fig VI.2. 1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)

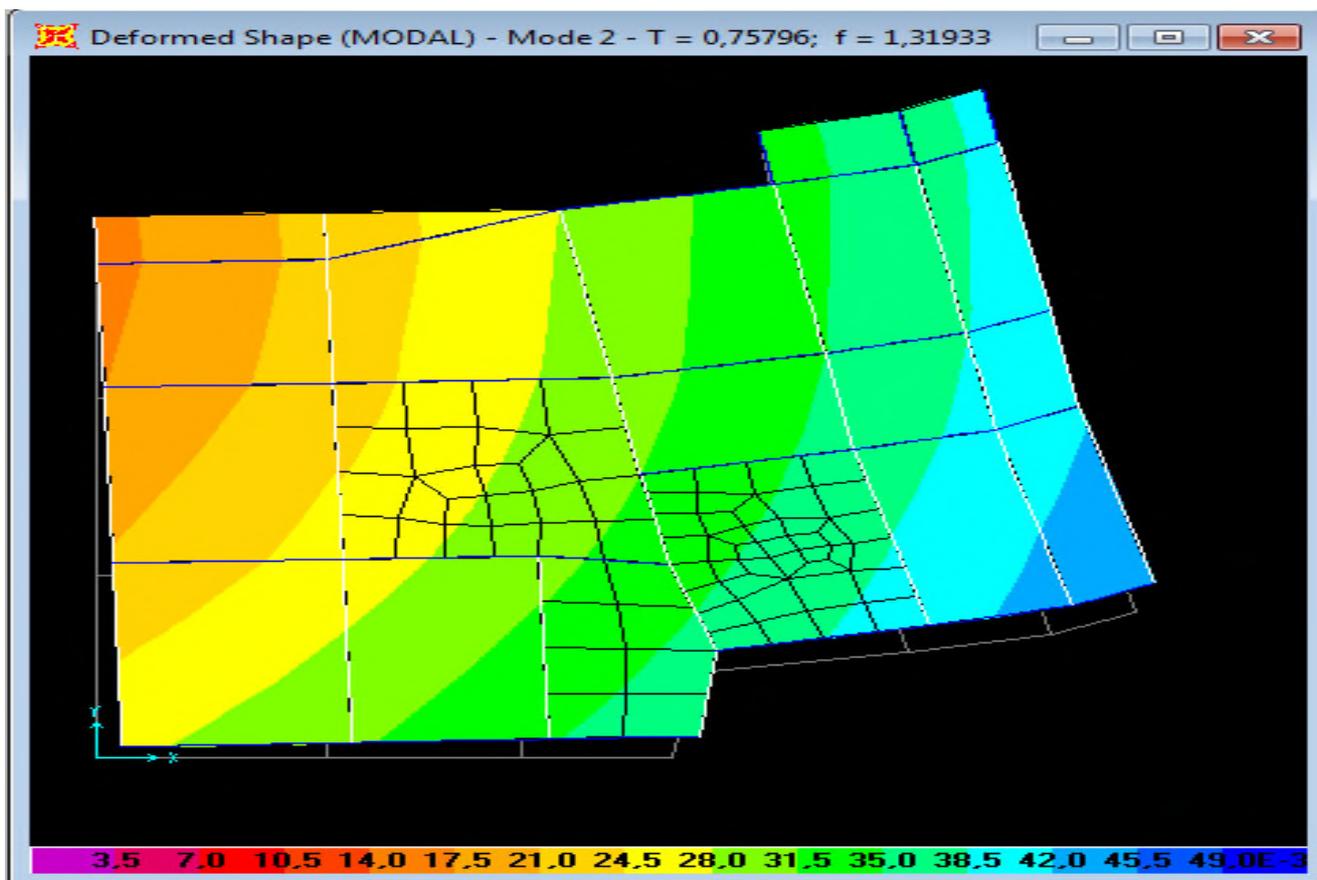


Fig VI.3. 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

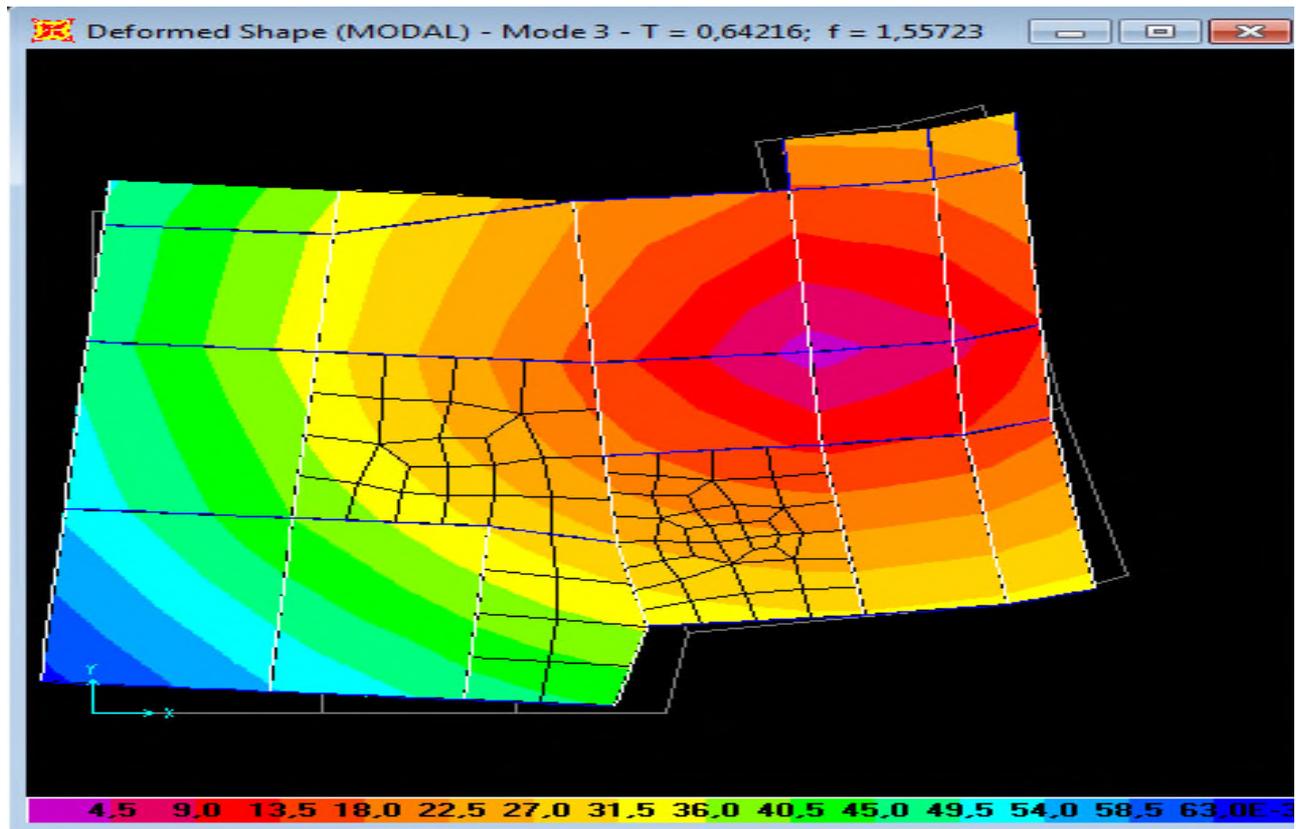


Fig VI.4. 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion suivant z-z)

**Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

Mode	Période (s)	Mode individuel (unités)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.86176	0.5403	0.00806	9.202E-8	0.5403	0.0080	9.202E-8
2	0.7506	0.0651	0.55394	1.185E-7	0.6054	0.56199	2.105E-7
3	0.64216	0.1103	0.13156	2.844E-8	0.7157	0.6935	2.39E-6
4	0.2978	0.1628E-5	7.83E-8	0.00366	0.71572	0.69355	0.00368
5	0.26719	0.8128E-5	1.29E-7	0.00819	0.7158	0.69355	0.0188
6	0.26687	9.086E-7	1.183E-8	0.00034	0.71581	0.69355	0.01222
7	0.26683	0.7193E-5	2.018E-8	0.00013	0.71581	0.69355	0.01234
8	0.26285	7.066E-7	0.00028	0.00067	0.71588	0.69383	0.01301
9	0.260207	0.11449	4.302E-8	0.0026	0.71589	0.69383	0.01561
10	0.24540	0.01616	0.0017	3.912E-8	0.83038	0.69553	0.01562
11	0.22244	1.02E-5	0.0854	1.657E-7	0.84654	0.78089	0.01563
12	0.20764	0.105E-5	7.15E-8	0.00335	0.84655	0.7809	0.01898

Tableau IV.5 Période de vibration et taux de participation massique.

**Constatations**

On remarque que le taux de participation massique exigé par le RPA99-2003 n'a pas atteint les 90% ,  
Cela est dus peut être a des contraintes architecturales.

**Vérification de l'interaction voiles portiques**

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

**a) Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
<b>S-Sol</b>	22116.261	4407.732	83.382095	16.6179
<b>RDC</b>	22116.261	4407.732	83.382095	16.6179
<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	17414.953	3812.482	82.0398	17.96016
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	17414.953	3812.482	82.0398	17.96016
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	12455.028	3211.379	79.5015	20.4985
<b>4<sup>eme</sup> étage</b>	12455.028	3211.379	79.5015	20.4985
<b>5<sup>eme</sup> étage</b>	8143.943	2086.993	79.601153	20.3988
<b>6<sup>eme</sup> étage</b>	8143.943	2086.993	79.601153	20.3988
<b>7<sup>eme</sup> étage</b>	3486.571	1096.611	76.07315	23.9268
<b>8<sup>eme</sup> étage</b>	3486.571	1096.611	76.07315	23.9268

**Tableau IV.6** Vérification de l'interaction sous charges verticale.

**a)Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	charges reprises (KN)				Pourcentage reprises (%)			
	Portiques		voile		Portiques		Voile	
	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X
S-sol	82.537	181.933	181.933	266.462	85.9397	31.20845	14.0603	68.79155
RDC	92.764	135.051	135.051	251.901	78.45136	40.719	21.54864	59.281
1 <sup>ère</sup> étage	37.563	145.909	145.909	231.496	65.43365	26.4734	34.56635	73.5256
2 <sup>ème</sup> étage	40.957	152.751	152.751	229.664	53.50724	25.1437	46.49276	74.8563
3 <sup>ème</sup> étage	39.565	136.302	136.302	203.617	57.7495	27.4971	42.2505	72.5029
4 <sup>ème</sup> étage	44.744	117.875	117.875	176.331	63.29764	27.51462	36.70236	72.48538
5 <sup>ème</sup> étage	41.369	107.586	107.586	161.646	65.3656	27.77282	34.6344	72.22718
6 <sup>ème</sup> étage	27.646	86.972	86.972	130.334	70.57418	25.1201	29.42582	74.8799
7 <sup>ème</sup> étage	22.985	66.779	66.779	99.926	75.10978	25.60603	24.89022	74.39397
8 <sup>ème</sup> étage	26.087	47.447	47.447	71.041	80.10563	35.47611	19.89437	64.52389

Tableau IV.7 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

**Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

**Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ , nous avons :

	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	observation
Sens xx	1368.05	1055,13	0.77	Vérifier
Sens yy	1368.05	1433,686	1.04	Vérifier

Tableau IV.8 Vérification de l'effort tranchant à la base.

**Analyse des résultats**

Selon l'axe X-X c'est vérifié car 0,77 est proche de 0,8.

Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  ,  $R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  .  $h_e$  : étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Sens X-X						Sens Y-Y				
	$h_k$ (cm)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
Sous-sol	405	0.028	0.14	0	0.14	0.035	0.027	0.13	0	0.13	0.032
NIV RDC	310	0.16	0.75	0.14	0.61	0.197	0.11	0.55	0.13	0.42	0.135
1 <sup>ère</sup> NIV	306	0.25	1.4	0.75	0.65	0.212	0.2	1	0.55	0.45	0.147
2 <sup>ème</sup> NIV	306	0.42	2.1	1.4	0.7	0.228	0.3	1.5	1	0.5	0.163
3 <sup>ème</sup> NIV	306	0.56	2.8	2.1	0.7	0.228	0.42	2.1	1.5	0.6	0.196
4 <sup>ème</sup> NIV	306	0.69	3.45	2.8	0.65	0.212	0.54	2.7	2.1	0.6	0.196
5 <sup>ème</sup> NIV	306	0.82	4.1	3.45	0.65	0.212	0.67	3.35	2.7	0.65	0.212
6 <sup>ème</sup> NIV	306	0.94	4.7	4.1	0.6	0.196	0.79	3.95	3.35	0.6	0.196
7 <sup>ème</sup> NIV	303	1.04	5.2	4.7	0.5	0.195	0.92	4.6	3.95	0.65	0.214
8 <sup>ème</sup> NIV	306	1.13	5.65	5.2	0.45	0.147	1.04	5.2	4.6	0.6	0.196

Tableau IV.9 Vérification des déplacements de la structure

**Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens (x) :  $\Delta_{K \max} = 0,7\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,06\text{cm}$

Sens (y) :  $\Delta_{K \max} = 0,65\text{cm} < 1\% \times h_e = 3,06\text{cm}$

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».  $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur

$$\frac{1}{1 - \theta}$$

➤ Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
S-Sol	405	7069.04	0.14	746.043	0.003	0.13	380.653	0.0059
NIV RDC	310	3373.33	0.61	662.639	0.01	0.42	841.545	0.0054
1 <sup>ère</sup> NIV	306	2346.17	0.65	207.949	0.024	0.45	282.869	0.012
2 <sup>ème</sup> NIV	306	3613.24	0.7	109.578	0.075	0.5	106.638	0.055
3 <sup>ème</sup> NIV	306	4042.94	0.7	75.958	0.1	0.6	101.354	0.078
4 <sup>ème</sup> NIV	306	3822.31	0.65	80.955	0.1	0.6	148.674	0.05
5 <sup>ème</sup> NIV	306	2926.63	0.65	159.921	0.039	0.65	234.585	0.026
6 <sup>ème</sup> NIV	306	1660.34	0.6	210.236	0.015	0.6	293.369	0.011
7 <sup>ème</sup> NIV	303	683.537	0.5	270.339	0.004	0.65	278.548	0.0052
8 <sup>ème</sup> NIV	306	292.348	0.45	233.439	0.0018	0.6	208.723	0.0027

Tableau IV.10 Vérification à L'effet P-Δ

**Analyse des résultats :** Puisque tous les coefficients θ<sub>k</sub> sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P-Δ peut être négligé.

**Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N<sub>d</sub> : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B<sub>c</sub> : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f<sub>cj</sub> : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants:

Poteaux	Type de poteau	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$\nu$	Remarque
Sous-sol	65x70	4550	2051.097	0.18	Vérifiée
RDC	60x70	4200	1730.133	0.16	Vérifiée
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	60x65	3900	1472.891	0.15	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	55x60	3300	708.87	0.08	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	50x60	3000	1070.309	0.14	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	50x55	2750	355.307	0.05	Vérifiée

Tableau IV.11 Vérification de l'effort normale réduit.

**Analyse des résultats**

On remarque que le rapport  $\nu$  ne dépasse pas la valeur de 0,3 dans les poteaux .donc cette condition est vérifiée.

**Conclusion**

La présence des voiles périphériques au niveau sous sol forme un encastrement rigide on a constater au niveau du RDC que les déplacements sont presque nul, ce qui nous conduit de faire un calcul des déplacements à partir de ce niveau.

On a pu augmenter la section des poteaux de tous les étages pour avoir des translations en premier modes et la justification de l'interaction sous charge verticale, Les sections finales à retenir sont comme suit :

- Sous sols (65x70) cm<sup>2</sup> ; RDC (60x70) cm<sup>2</sup>
- 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étages (60x65) cm<sup>2</sup> ; 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étages (55x60) cm<sup>2</sup>
- 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étages (50x60) cm<sup>2</sup> ; 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étages (50x55) cm<sup>2</sup>
- Poutres principales (35x40) cm<sup>2</sup> ; Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour toute type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

## **Chapitre V : Etude des éléments principaux**

## Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

### V.1 Étude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux de l'ossature qui à chaque niveau collectent les charges s'appliquant sur les poutres et planchers et qui reportent ces efforts sur les fondations. L'enseignement des expériences passées a montré qu'il existait des zones critiques se situant aux extrémités des poteaux. Ils sont sollicités par un effort normal et les moments fléchissant, donc leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec le moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec le moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- |                   |                |
|-------------------|----------------|
| 1) $G + Q$        | 4) $0.8G - E$  |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ |
| 3) $0.8G + E$     | 6) $G + Q - E$ |

### V.2 Recommandations du RPA99/Version 2003

#### a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
  - ✓  $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
  - ✓  $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} > 12 \text{ mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\phi_l$  en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

- (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$ : Section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

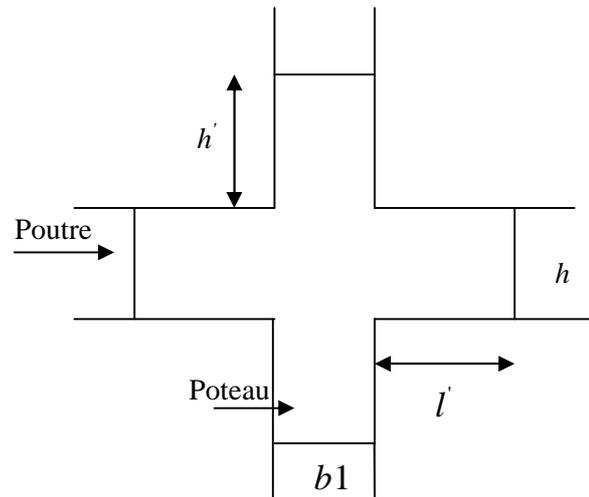


Figure .V.1. zone nodale.

➤ **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol	65x70	36.4	182	273
RDC	60x70	33.6	168	252
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> étages	60x65	31.2	153.6	234
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étages	55x60	26.4	132	198
5 <sup>eme</sup> , 6eme étages	50x60	24	120	180
7 <sup>eme</sup> , 8eme étages	50x55	22	110	165

**b. Les armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

RPA99/version2003 (Art 7.4.2)

Avec  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone **IIa** :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimums.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

## V.2.Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **Sap2000** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	section	$N_{max}$ et $M_{corres}$		$N_{min}$ et $M_{corres}$		$M_{max}$ et $N_{corres}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Sous-sol	65X70	2051,097	84,93	610,60	83,77	96,186	403,156
RDC	60X70	2051,097	107,49	673,87	174,43	285,146	403,156
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	60X65	1472,89	54,46	253,51	70,46	92,36	701,91
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	55X60	708,87	45,709	52,702	52,236	63,299	57,53
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	50X60	275,145	38,057	50,268	50,496	82,54	53,73
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	50X55	355,307	60,294	85,619	63,98	72,819	33,091

Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux

V.3. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul

Soit le poteau de sous-sol :  
 $b = 65\text{cm}$  ;  $h = 70\text{cm}$   
 $d = 67\text{cm}$  ;  $d' = 3\text{cm}$

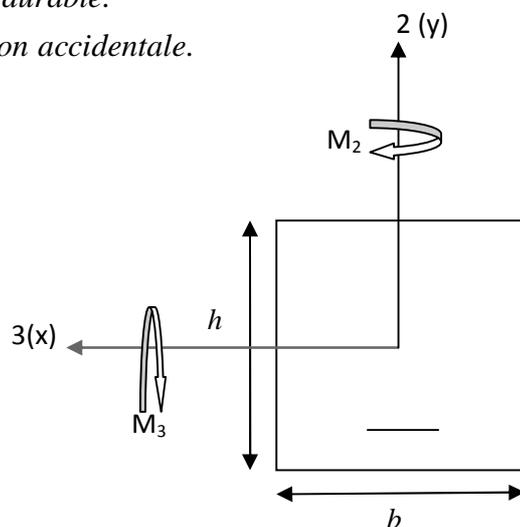
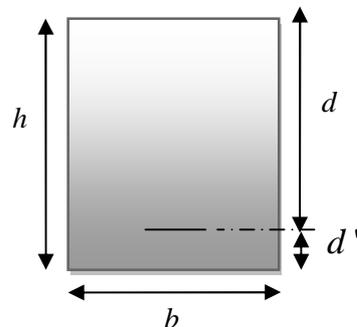
$f_{c28} = 25\text{ Mpa}$  ;  $f_{bu} = 14,2\text{Mpa} \Rightarrow$  combinaison durable.  
 acier Fe E400 ;  $f_{bu} = 18,47\text{Mpa} \Rightarrow$  combinaison accidentale.

1) Calcul sous  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$N^{max} = 2051,097\text{KN}$   
 $M^{corr} = 84,927\text{KN.m}$   
 $e_G = \frac{M_u}{N_u} = 4,14\text{cm}$   
 $e_G < \frac{h}{2} = 0,70/2 = 0,35\text{m} \Rightarrow$

le centre de pression est à l'intérieur de la section

$M_{ua} = M_U + N_u \times (d - h/2) = 741,278\text{KN.m}$   
 $N_u(d - d') - M_{ua} = 571,424\text{KN.m}$



$$(0.337h-0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1367.147\text{KN.m}$$

$$571.424\text{KN.m} < 1367.147\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

Calcul de  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{741.278 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.67^2 \times 14.20} = 0.179, \quad \mu_{bu} = 0.179 < 0.186, \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \sigma_s$$

$$= \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0, \quad z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.603\text{m}, \quad A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{741.278 \times 10^{-3}}{0.603 \times 348} = 35.32\text{cm}^2$$

**Calcul sous  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$**

$$N^{\text{corr}} = 403.156\text{KN}, \quad M^{\max} = 96.186\text{KN.m}, \quad e_G = \frac{M_u}{N_u} = 23.85\text{cm}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = 0.70/2 = 0.35\text{m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')}.$$

$$M_{ua} = M_U + N_u \times (d - h/2) = 225.195\text{KN.m}, \quad N_u(d - d') - M_{ua} = 32.82\text{KN.m}$$

$$(0.337h-0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1367.147\text{KN.m}$$

$32.82\text{KN.m} < 1367.147\text{KN.m} \Rightarrow$  Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

Calcul de  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} = 0.054 < 0.186, \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.069, \quad z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.651\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 8.64\text{cm}^2, \quad A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 8.64 - \frac{403.156}{400} = -8.63\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

$\Rightarrow$  Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira.

**3) Calcul sous  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$**

$$N_{\min} = 1610.602\text{KN}, \quad M_{\text{cor}} = 83.77\text{KN.m}, \quad e_G = \frac{M_u}{N_u} = 5.20\text{cm}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = 0.70/2 = 0.35\text{m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')}.$$

$$M_{ua} = M_U + N_u \times (d - h/2) = 599.162\text{KN.m}, \quad N_u(d - d') - M_{ua} = 431.263\text{KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1367.147 \text{KN.m}$$

431.69KN.m < 1367.147KN.m ⇒ Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

Calcul de  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} = 0.144 < 0.186, \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.195, \quad z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.617 \text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 2.43 \text{cm}^2$$

Calcul de A à la flexion composée

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 2.43 - \frac{1610.602}{400} = -1.59 \text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira.

**a) Armatures longitudinales**

niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopte (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	65x70	1610.60	83.77	24.30	36.40	8HA25=39.27
RDC	60x70	673.87	174.43	35.32	33.60	8HA25=39.27
Etages 1, 2	60x65	253.51	70.46	26.52	31.20	4HA20+4HA25=32.21
Etage 3,4	55x60	52.70	52.24	19.60	26.40	4HA20+4HA25=32.21
Etages 5,6	50x60	50.27	50.496	18.95	24	8HA20 =25.13
Etage 7,8	50x55	85.62	63.985	24.05	22	8HA20 =25.13

**Tableau V.3 :** les armatures longitudinales dans les poteaux

**b) Armatures transversales**

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple de calcul le poteau du S-Sol (65x70) cm<sup>2</sup>:

Soit :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$  (Art 7.1[1])

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.65 \times 2.35}{0.65} \Rightarrow \rho_a = 3.10$$

$$D'où : A_t = \frac{3.10 \times 59.677 \times 10^{-3} \times 15}{70 \times 400} = 1.19 \text{cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_{l_{max}} \Rightarrow L_r = 100cm$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{l_{min}}, 15\text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10cm$
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_{l_{min}} = 15 \times 1,6 = 24cm \Rightarrow t = 15cm$

**La quantité minimale des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t \times b_1} \text{ en \% est donnée comme suit } \begin{cases} 0.3 \% \dots\dots\dots \text{ Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8 \% \dots\dots\dots \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes.... Si  $3 < \lambda_g < 5$ .

**Résultats du calcul des armatures transversales**

Les résultats de calcul des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

	S-sol	RDC	1,2 étage	3,4 étages	5,6 étages	7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	<b>65x70</b>	<b>60x70</b>	<b>60x65</b>	<b>55x60</b>	<b>50x60</b>	<b>50x55</b>	<b>55x50</b>
$\phi_{l_{max}}(cm)$	2,5	2,5	2,5	2	2	2	2
$\phi_{l_{min}}(cm)$	1,6	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4
$L_f(cm)$	217	283.5	214.2	214.2	214.2	212.1	214.2
$\lambda_g$	3,34	4,725	3,57	3,89	4,82	4,24	4,28
$\rho_a$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$V_U(KN)$	59,677	120,78 1	67,017	61,18	61,25	50,93	50,93
$L_r(cm)$	100	100	100	100	80	80	80
$S_t$ z_ nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$S_t$ z_ courante(cm)	15	15	15	15	15	15	15
$A^t(cm^2)$	1,19	2,42	1,44	1,43	1,43	1,30	1,30
$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	4.65	2.21	3.94	3.17	1.72	2.45	2.64
Nombre de cadres	<b>4HA10</b>	<b>4HA6</b>	<b>1HA10+3HA8</b>	<b>1HA10+3HA8</b>	<b>4HA6</b>	<b>2HA6+2HA8</b>	<b>2HA6+2HA8</b>

**Tableau V. 4** Armatures transversales des poteaux.

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée..}$$

**V.4. Vérification**

**a. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)**

Selon BAEL91, (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 (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

**Critère de la stabilité de forme**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{Art : B.8.2.1})$$

Avec :  $B_r$  : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$A_s$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

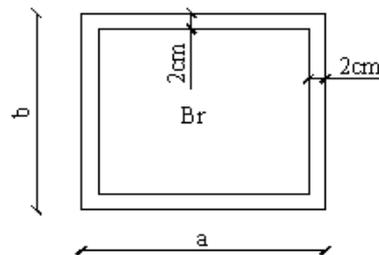


Figure V.2 . La section réduite.

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}$

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

D'où :  $\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{b}$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement ,  $l_f = 0,7 \times l_0$  et  $B_r = (a-2) \times (b-2)$

avec :  $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$

$A_s$  : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant:

Niveau	$L_0$ (m)	$L_r$ (m)	$I(m^4)$ $\times 10^{-2}$	$i(m)$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Br$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_u^{max}$ (KN)
S-Sol	3,10	2,17	1,85	0,202	12,15	0,83	39,27	0,428	8456.70	2051,097
RDC	4,05	2,83	1,72	0,203	16,32	0,81	52,78	0,394	4867.648	2051,097
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3,06	2,14	1,37	0,187	12,34	0,83	27,39	0,365	7912.98	1472,89
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	3,06	2,14	0,99	0,202	12,34	0,83	24,48	0,307	7066.21	708,87
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	3,06	2,14	0,90	0,173	12,34	0,83	21,68	0,278	6263.19	275,145
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étages	3,03	2,12	0,99	0,73	14,67	0,82	36,70	0,254	10471.34	355,307

**Tableau V.5** Vérification au flambement des poteaux.

On remarque bien que  $N_{max} < N_{ul}$  pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

**b. Vérification des contraintes de compression**

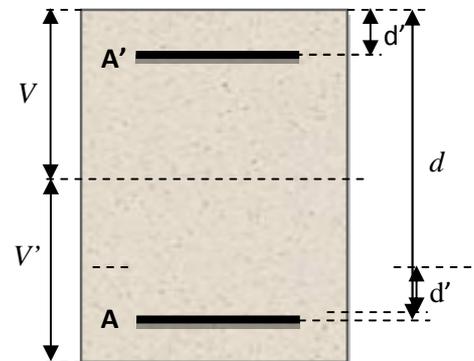
La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre Supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre Inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).



$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sous-sol	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> Etages
Section (cm <sup>2</sup> )	65x70	60x70	60x65	55x60	50x60	50x55
d (cm)	63	63	58.5	54	54	49.5
A' (cm <sup>2</sup> )	39.27	52.78	27.39	24.46	21.68	36.70
A (cm <sup>2</sup> )	39.27	52.78	27.39	24.46	21.68	36.70
V (cm)	24.6	19.79	17.52	15.66	19.89	18.69
V'(cm)	24.6	19.79	17.52	15.66	19.89	18.69
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0431	0.00362	0.0398	0.0211	0.0025	0.0036
N <sup>ser</sup> (KN)	1490.93	1258.39	1072.23	516.538	779.69	259.47
M <sup>ser</sup> (MN.m)	61.26	58.74	39.59	33.168	27.666	64.12
M <sub>G</sub> <sup>ser</sup> (KN.m)	42.023	39.56	23.54	25.76	19.78	41.22
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	3.515	5.158	2.853	1.756	4.172	3.08
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	3.037	0.834	2.645	1.374	1.024	1.196
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.

### c. Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA 99 (Art : 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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	section	$L_r$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d(m)	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observation
Sous-Sol	65x70	2,17	3,34	0,04	0,63	59,677	0,140	1	vérifier
RDC	60x70	2,83	4,73	0,04	0,67	128,78	0,29	1	vérifier
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	60x65	2,14	3,57	0,04	0,58	62,017	0,16	1	vérifier
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	55x60	2,14	3,89	0,04	0,54	61,18	0,174	1	vérifier
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	50x60	2,14	4,82	0,04	0,54	61,25	0,174	1	vérifier
7 <sup>ème</sup> étages	50x55	2,12	4,24	0,04	0,49	58,934	0,159	1	vérifier
8 <sup>ème</sup> étages	50x55	2,14	4,28	0,04	0,49	58,934	0,159	1	vérifier

Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles.

### V.5. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi_{\max} :$$

$$\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2,5 = 100\text{cm}.$$

On adopte :  $L_r = 100\text{cm}.$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80\text{cm}.$$

On adopte :  $L_r = 80\text{cm}.$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64\text{cm}.$$

On adopte :  $L_r = 65\text{cm}.$

### Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right),$$

$h_e$  : Hauteur de chaque poteau

$$L' = 2h$$

S-sol :  $L' = 2 \times 70 = 140\text{cm}$

$h' = \max(51,6; 70; 65; 60) = 70\text{cm}$ .

RDC :  $L' = 2 \times 70 = 140\text{cm}$ .

$h' = \max(67,5; 70; 65; 60) = 70\text{cm}$ .

1,2<sup>ème</sup> étages :  $L' = 2 \times 65 = 130\text{cm}$ .

$h' = 65\text{cm}$ .

3,4<sup>ème</sup> étages :  $L' = 130\text{cm}$

$h' = 60\text{cm}$ .

5,6<sup>ème</sup> étages :  $L' = 130\text{cm}$ .

$h' = 60\text{cm}$ .

7<sup>ème</sup> étage :  $L' = 110\text{cm}$ .

$h' = 60\text{cm}$ .

8<sup>ème</sup> étage :  $L' = 130\text{cm}$ .

$h' = 60\text{cm}$ .

V.6.Schéma de ferrailage des poteaux

Sous-sol	RDC
Poteau (65x70) cm <sup>2</sup>	Poteau (60x70) cm <sup>2</sup>

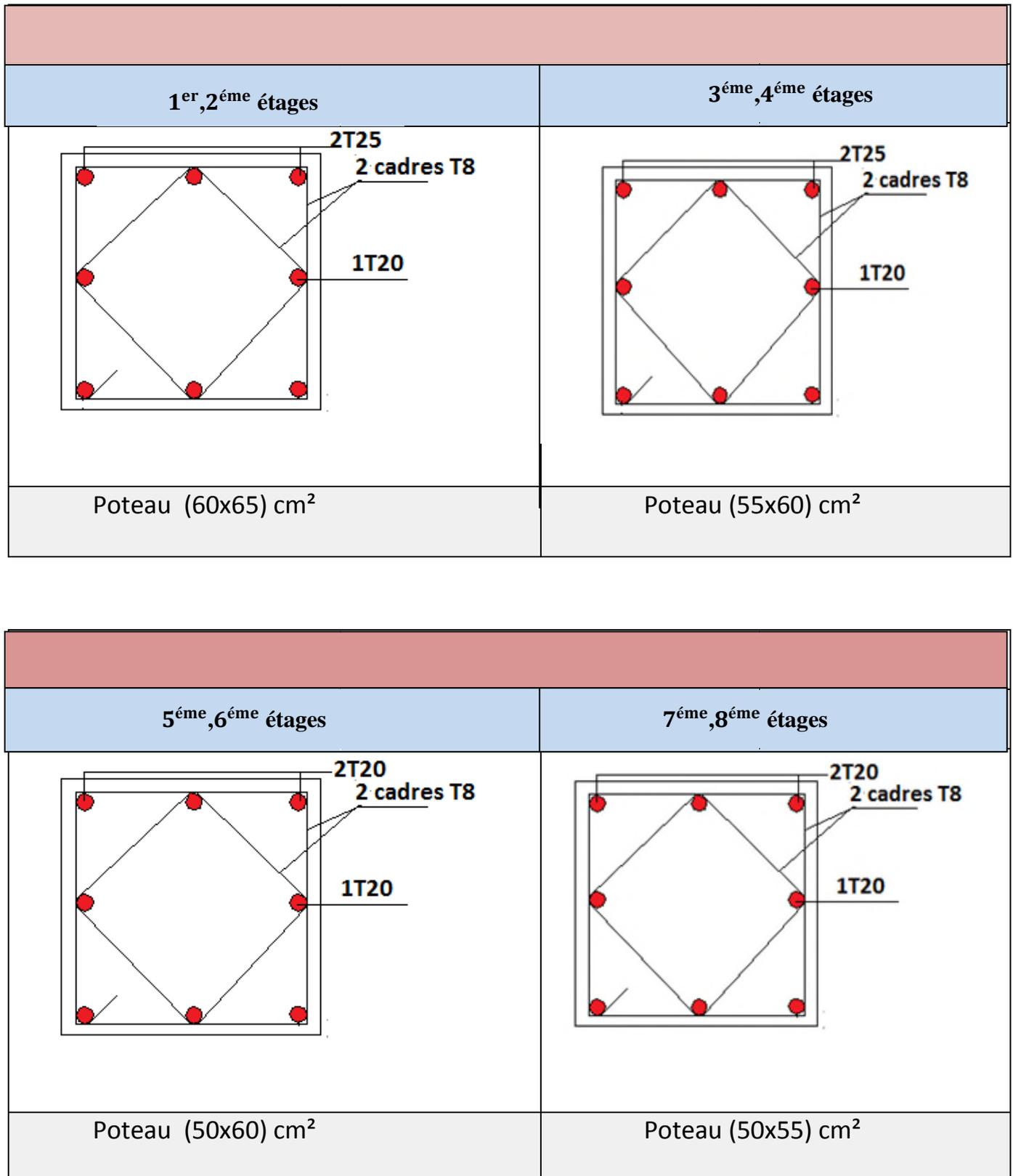


Fig.V.3 schéma de ferrailage des poteaux

## v.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ( $35 \times 45 \text{ cm}^2$ ) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ( $30 \times 35 \text{ cm}^2$ ) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel *SAP2000*, version 14.2.2 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/version2003* suivantes :

- \*  $1.35G+1.5Q$  .      \*  $G+Q+E$ .      \*  $0.8G+E$ .
- \*  $G+Q$ .              \*  $G+Q-E$  .      \*  $0.8G-E$ .

### 1) Les recommandations du RPA99/version2003

#### a. Les armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0,5\% b \times h$  en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - \*  $4\% b \times h$  En zone courante.
  - \*  $6\% b \times h$  En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓  $40\phi_{\max}$  en zone IIa 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  $90^\circ$ . 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.
- ✓ 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 poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds

### Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

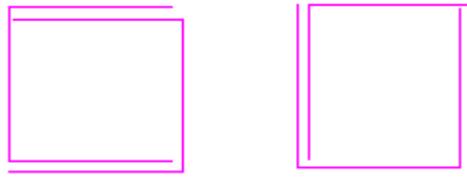


Figure V.6 2U superposés (avec alternance dans l'orientation).

#### b. Les armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S \times b$
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de :  $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_l)$
  - En dehors de la zone nodale,  $S \leq h/2$   
Avec : h : La hauteur de la poutre.
- ✓ 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 nus d'appui ou de l'encastrement.

#### 2) Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003

Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	35x40	7	56	84
Secondaire	30x35	5.25	42	63

Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

3) Sollicitations de calculs

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appuis</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appuis</sub>	V
Sous-sol	104,124	95,73	115,65	36,22	22,123	70,024
RDC	86,337	91,325	106,38	23,48	82,72	43,215
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	91,08	76,134	104,61	28,61	90,51	49,44
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	94,88	78,84	105,26	33,35	90,24	56,987
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	96,32	73,24	104,35	36,88	99,98	60,75
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étages	50,68	61,16	116,64	40,79	84,99	66,39

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

4) Ferrailage des poutres

Armatures longitudinales

Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) voir l'annexe I

Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45x35) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes:  $\begin{cases} M_a = 95,726KN.m \dots\dots\dots (G + Q + Ey) \\ M_t = 104,124KN.m \dots\dots\dots (G + Q + Ey) \end{cases}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>				
104,124	0,161	0,220	0,328	6,98
<b>En appui</b>				
95,726	0,148	0,202	0,330	6,21

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	Principales	35x40	Appuis	6,98	1,52	<b>3HA12+3HA14=8,01</b>
			Travées	6,21		<b>3HA12+3HA14=8,01</b>
	Secondaires	30x35	Appuis	9,51	1,30	<b>2(3HA14)=9,24</b>
			Travées	8,40		<b>3HA16+3HA14=10,65</b>
RDC	Principales		Appuis	7,98	1,52	<b>3HA12+3HA14=8,01</b>

		35×40	Travées	7,40		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	30×35	Appuis	7,81	1,30	3HA12+3HA14=8,01
	Travées		9,16	3HA16+3HA14=10,65		
1, 2 <sup>ème</sup> étages	Principales	35×40	Appuis	6,49	1,52	3HA12+3HA14=8,01
			Travées	7,88		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	30×35	Appuis	7,95	1,30	3HA12+ 3HA14=8,01
			Travées	7,38		3HA12+3HA14=8,01
3, 4 <sup>ème</sup> étages	Principales	35×40	Appuis	6,74	1,52	3HA12+3HA14=8,01
			Travées	8,72		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	30×35	Appuis	7,91	1,30	3HA12+3HA14=8,01
			Travées	2,75		3HA14=4,52
5, 6 <sup>ème</sup> étages	Principales	35×40	Appuis	6,22	1,52	3HA12+3HA14=8,01
			Travées	8,37		2(3HA14)=9,24
	Secondaires	30×35	Appuis	8,87	1,30	2(3HA14)=9,24
			Travées	3,05		3HA14=4,52
7, 8 <sup>ème</sup> étages	Principales	35×40	Appuis	5,14	1,52	3HA12+3HA14=8,01
			Travées	4,22		3HA14=4,52
	Secondaires	30×35	Appuis	7,40	1,30	3HA12+3HA14=8,01
			Travées	3,38		3HA14=4,52

Tableau V.11 Armatures longitudinales des poutres

**Longueur de recouvrement**

Soit  $l_r$  la longueur de recouvrement Telle que :  $l_r \geq 40 \phi_l$

$$\begin{cases} \phi_l = 20mm \Rightarrow l_r \geq 80cm & \text{on adopte : } l_r = 80cm \\ \phi_l = 16cm \Rightarrow l_r \geq 64cm & \text{on adopte : } l_r = 65cm \\ \phi_l = 14cm \Rightarrow l_r \geq 56cm & \text{on adopte : } l_r = 60cm \\ \phi_l = 12cm \Rightarrow l_r \geq 48cm & \text{on adopte : } l_r = 50cm \end{cases}$$

**a) Armatures transversales**

**Diamètre des armatures transversales**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales

Telle que :  $\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$

BAEL91 (Article H.III.3)

## ✓ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(14; \frac{400}{35}; \frac{350}{10}\right) = \min(14; 11,43; 35) \quad \text{Donc on prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

## ✓ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 11,43; 30) ; \quad \text{Donc on prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

- On prend **4T10** = 3,14cm<sup>2</sup>(un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

**Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

**Calcul des espacements des armatures transversales :**1)  $S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$  avec:

$$1) S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 33,3\text{cm}$$

$$2) S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$3) S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66\text{cm}$$

**Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{t\min}\right)$$

- Poutres principales :  $S_t \leq \min(10 ; 16.8)$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .
- Poutres secondaires :  $S_t \leq \min(10 ; 14,4)$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$  ; Soit :  $S_t = 15\text{cm}$
- Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$  Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

**Vérification des sections d'armatures transversales** (Article 7.5.2.2[1])

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2 \Rightarrow \text{pour les poutres principales}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 \Rightarrow \text{pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,57\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

**Vérification à l'ELU**

**Condition non fragilité :**

Poutre principale  $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$

**BAEL91 (Art F.IV.2)**

Poutre secondaire  $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

**Vérification des contraintes tangentielles**

**Vérification de l'effort tranchant :**  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	119,949	0,93	Vérifiée
Poutres secondaires	115,737	1,04	Vérifiée

**Tableau V.12** Vérification de l'effort tranchant.

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives :  $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

**BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A <sub>l</sub> (cm) Appui	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Obs
Principales	9,24	119,949	70,024	4,49	-8,07	Vérifiée
Secondaires	10,65	115,737	43,215	4,34	-0,66	Vérifiée

**Tableau V.13** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

**Vérification à l'ELS**

**L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcule de y :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcule de I :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

poutres	Elément	$M_{ser}(\text{KN.m})$	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	107.49	8.17	111235.19	7.89	15	vérifiée
	Travée	78.62	8.17	111235.19	5.77	15	vérifiée
Secondaires	Appui	40.79	8.06	8138.48	4.04	15	vérifiée
	Travée	29.66	8.56	91885.114	3.79	15	vérifiée

**Tableau V.14** Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

**Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après leCBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont

$$\text{satisfaites : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{600} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.066 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0296 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.36} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{355} = 0.098 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.098 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0296 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.36} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

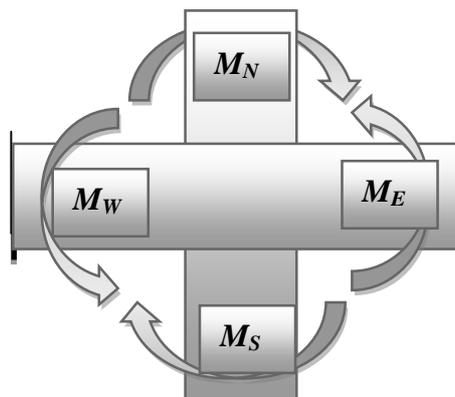
### Vérification des zones nodales

Les éléments de contreventement sont ceux qui assurent la stabilité de l'ouvrage sous les efforts horizontaux et qui s'opposent à la déformation.

il convient de vérifier que la somme des moments résistants ultimes des poteaux ou des montants aboutissant aux nœuds et au moins égale en valeur absolue à la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectées d'un coefficient de majoration de 1.25 ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



**Fig V.4** Les moments dans zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

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.

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
65x70	59.5	39.27	8131.246
60x70	59.5	52.78	1029.86
60x65	55.25	27.39	5261.627
55x60	51.00	24.64	437.310
50x60	51.00	21.68	384.77
50x55	46.75	36.70	597.072

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux.

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol	P.P (35×40)	34	8.01	94.77
	P.S (30×35)	34	10.65	126.011
RDC	P.P (35×40)	34	9.24	109.327
	P.S (30×35)	34	10.65	126.011
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	P.P (35×40)	34	9.24	109.327
	P.S (30×35)	34	8.01	94.77
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	P.P (35×40)	34	9.24	109.327
	P.S (30×35)	34	8.01	94.77
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	P.P (35×40)	34	9.24	109.327
	P.S (30×35)	34	8.01	94.77
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étages	P.P (35×40)	34	10.65	126.011
	P.S (30×35)	34	8.01	94.77

Tableau V.16 Moment résistant dans les poutres.

**b) Vérification**

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$  sont donnés dans le tableau suivant

Niveaux	Plan	M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>S</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> = M <sub>E</sub> (KN.m)	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub> (KN.m)	1,25 (M <sub>w</sub> +M <sub>E</sub> ) (KN.m)	Vérification
sous-sol	PP	1029.86	8131.25	94.77	9161.11	263.92	Vérifier
	PS			126.011		315.03	Vérifier
R D C	PP	526.63	1029.86	109.33	1556.49	273.33	Vérifier
	PS			126.01		315.03	Vérifier
1 <sup>ère</sup> étage	PP	526.63	526.63	109.33	1053.26	273.33	Vérifier
	PS			94.77		263.92	Vérifier
2 <sup>ème</sup> étage	PP	437.31	526.63	109.33	963.94	273.33	Vérifier
	PS			94.33		235.83	Vérifier
3 <sup>ème</sup> étage	PP	437.31	437.31	109.33	874.62	273.33	Vérifier
	PS			94.33		235.83	Vérifier
4 <sup>ème</sup> étage	PP	384.77	437.31	109.33	822.08	273.33	Vérifier
	PS			94.33		235.83	Vérifier
5 <sup>ème</sup> étage	PP	384.77	384.77	109.33	769.54	273.33	Vérifier
	PS			94.33		235.83	Vérifier
6 <sup>ème</sup> étage	PP	597.07	384.77	109.33	981.84	273.33	Vérifier
	PS			94.33		235.83	Vérifier
7 <sup>ème</sup> étage	PP	597.07	597.07	126.01	1194.14	315.03	Vérifier
	PS			94.77		263.92	Vérifier
8 <sup>ème</sup> étage	PP	597.07	597.07	126.77	1194.14	316.93	Vérifier
	PS			94.77		263.92	Vérifier

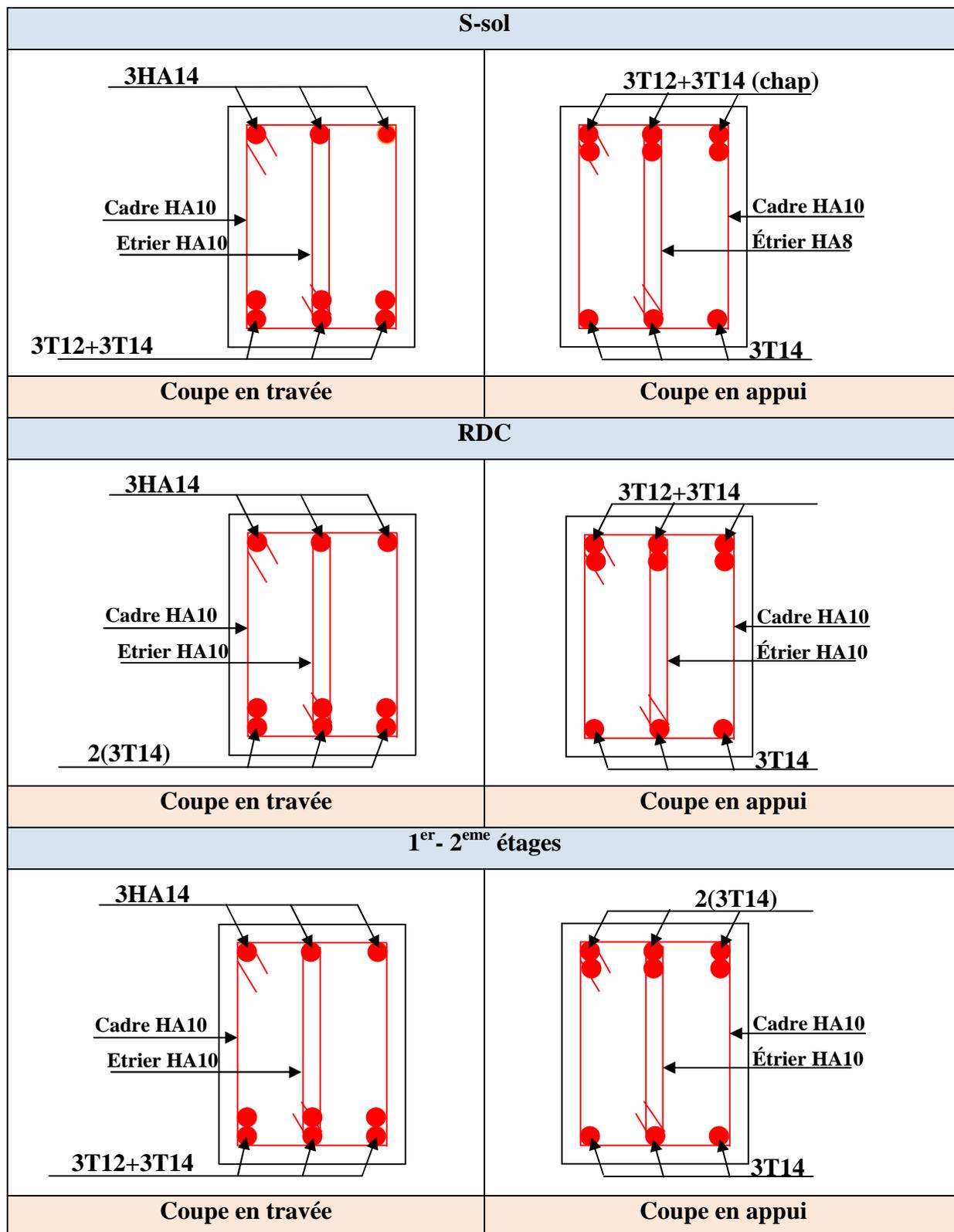
**Tableau V.17** Vérification de la zone nodale

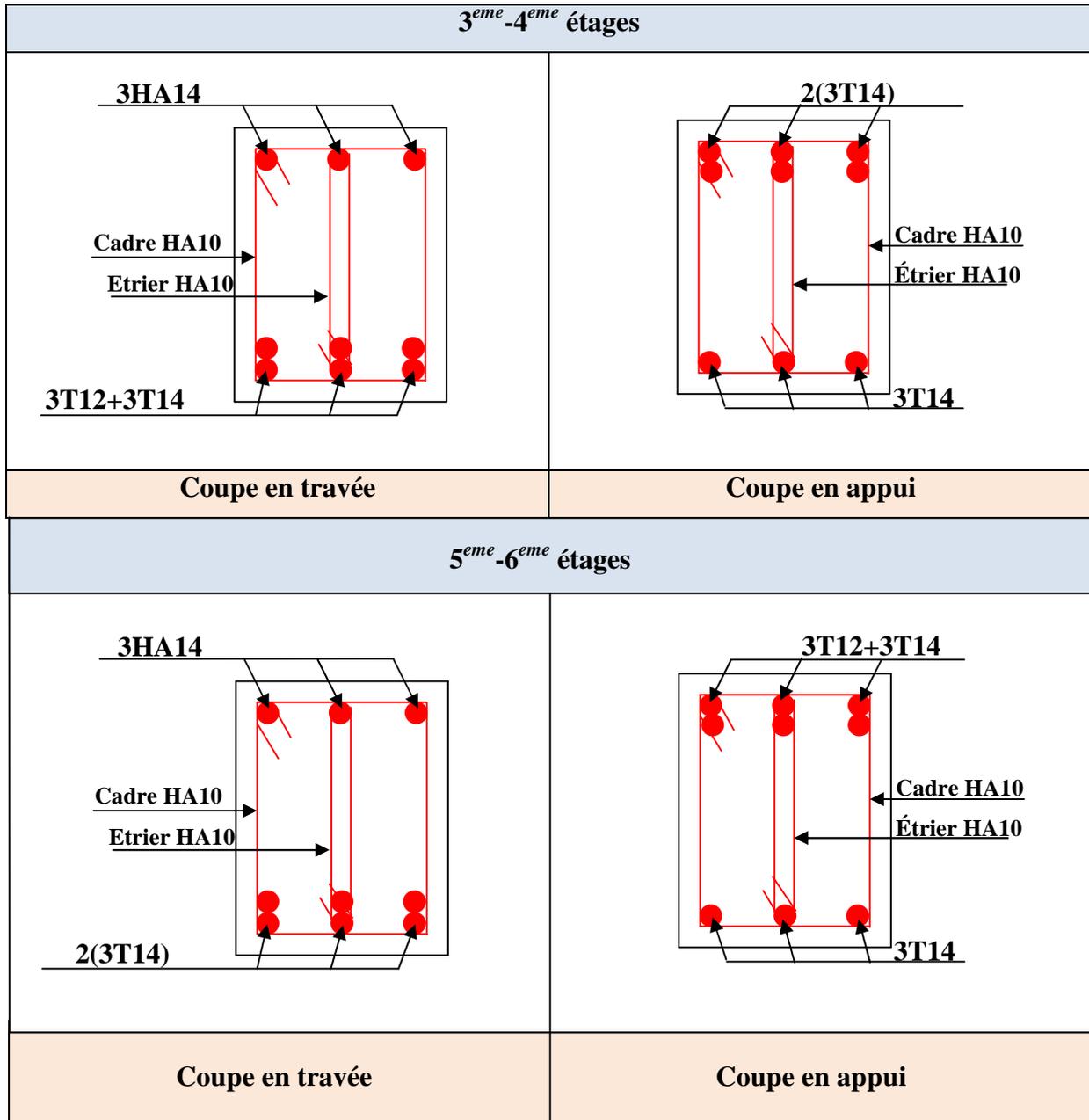
Remarque

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

Schéma de ferrailage des poutres

1) Poutres principales PP (35X40) :





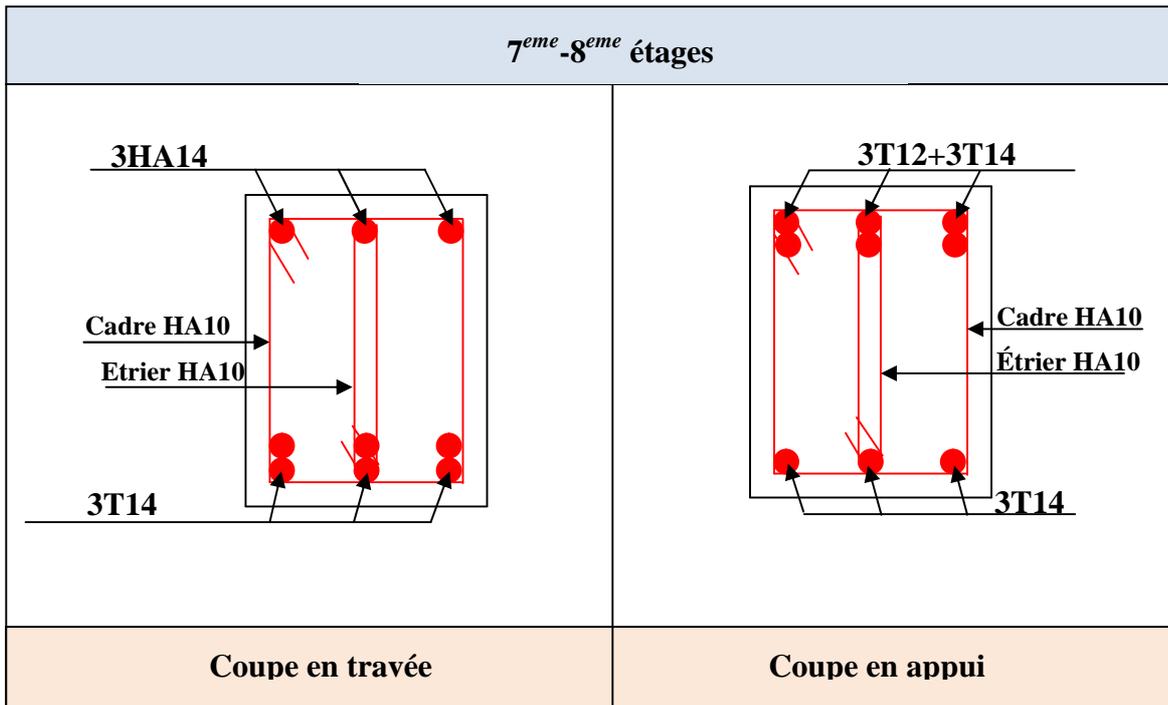
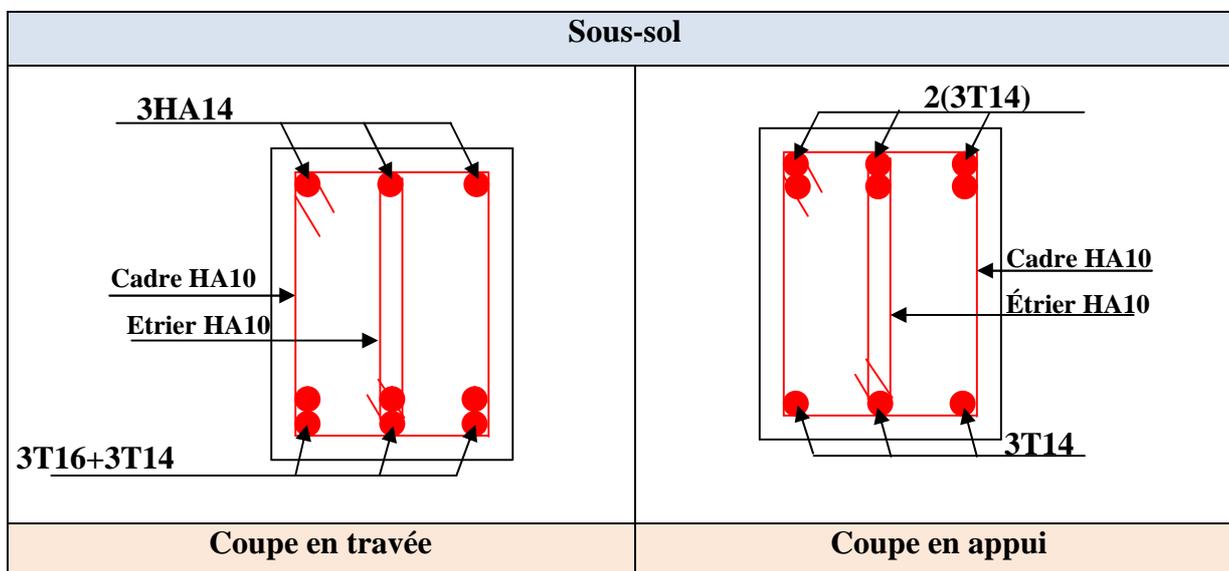
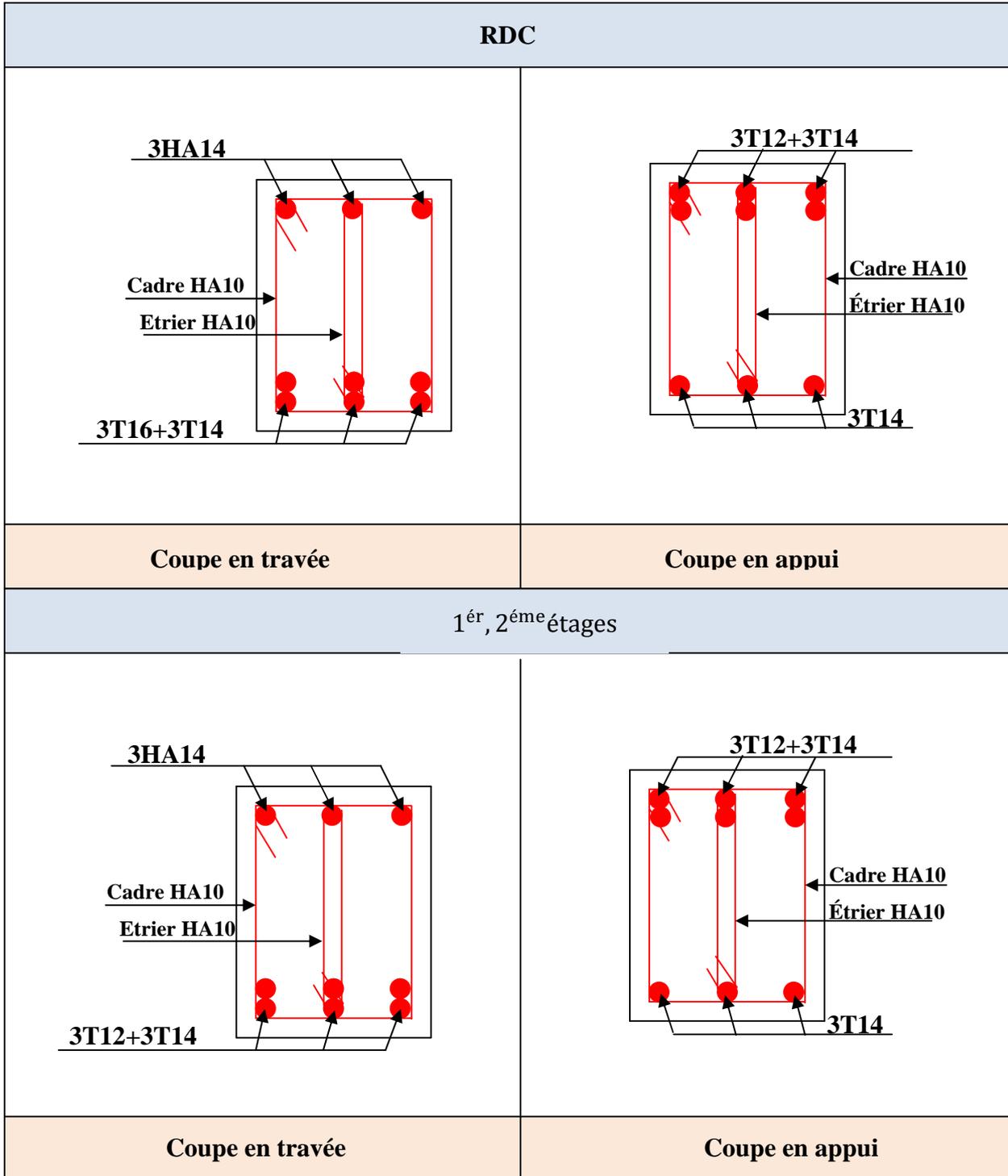


Fig V.5. Schéma de ferrailage des poutres principales de tous les niveaux.

**Poutres secondaires PS (30X35)**

**Ferrailage**





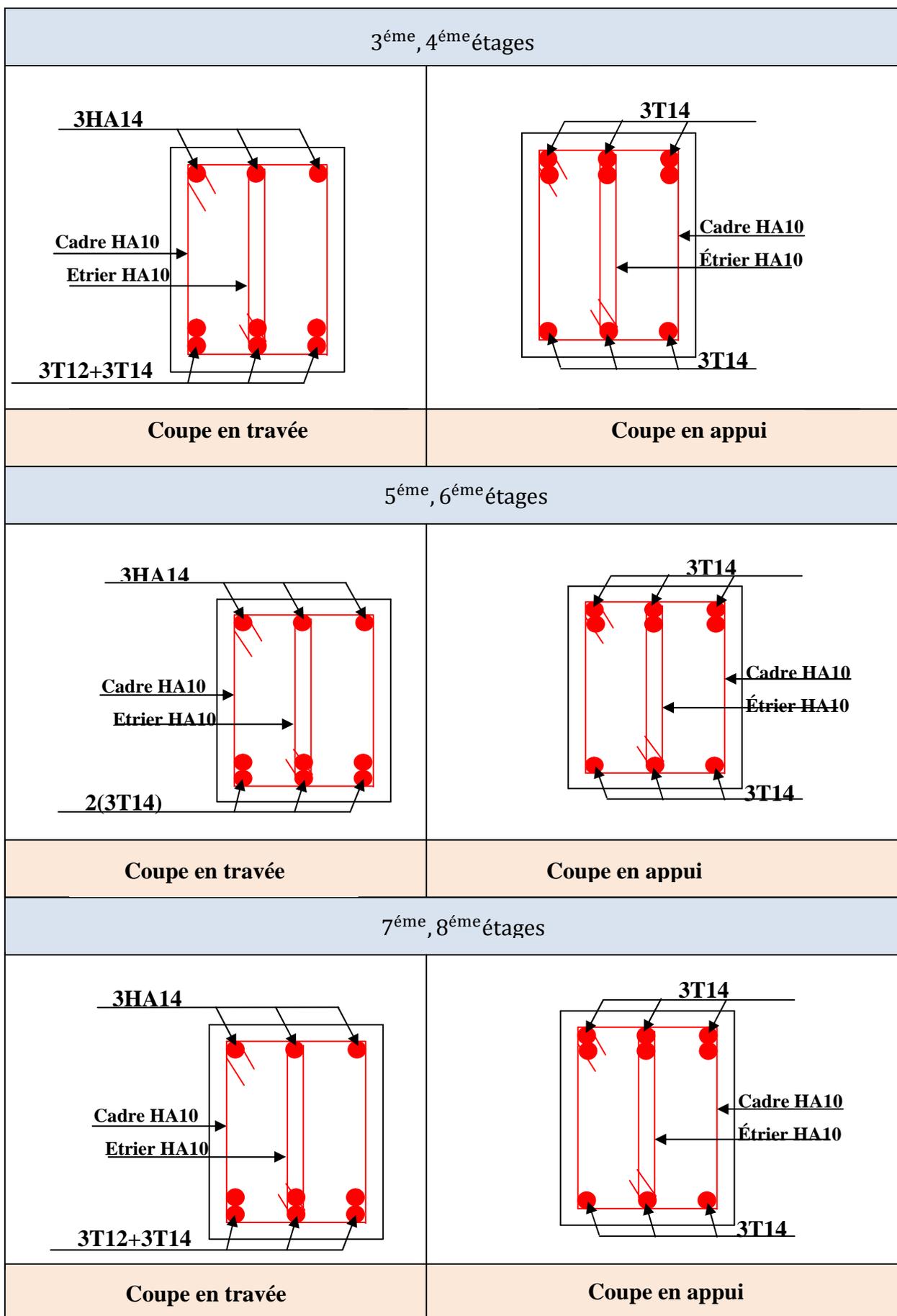


Fig.V.6.schéma de ferrailage des poutres secondaires à tous les niveaux

### V.3 Etude des voiles

Le RPA99.version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (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 encastree 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.

Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- \* 1.35G+1.5Q.      \* G+Q+E.      \* 0.8G+E.
- \* G+Q.              \* G+Q-E.      \* 0.8G-E.

#### V.3.1 Recommandation du RPA 99/version2003

##### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2 \% \times L_t \times e$  avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue ;  $e$  : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

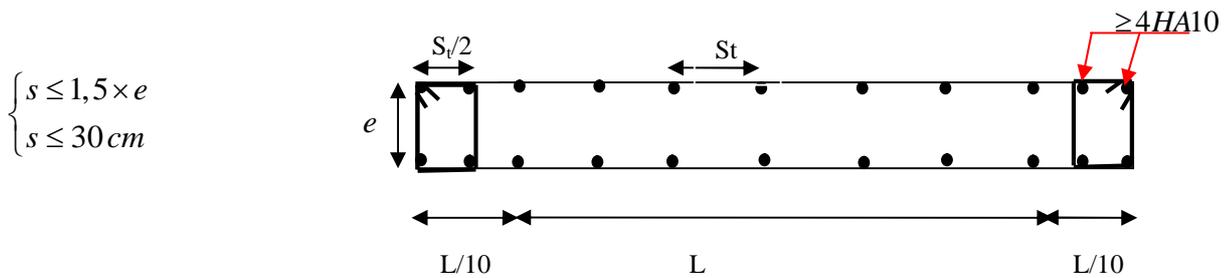


Figure V.7 Disposition des armatures dans les voiles.

**b) Les armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur  $10 \times \phi$

**c) Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épinglements par  $1\text{m}^2$  au moins.

**d) Les 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 :

$$A_{v,j} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \quad \text{avec : } V = 1,4 \times V_u$$

**b) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)**

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓  $A_{\min} = 0.15 \% \times b \times h$  dans la zone extrême de voile.

✓  $A_{\min} = 0.10 \% \times b \times h$  dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

➤ L'espacement  $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épinglements par  $\text{m}^2$ .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓  $40\phi$  : 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 sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Disposition des voiles

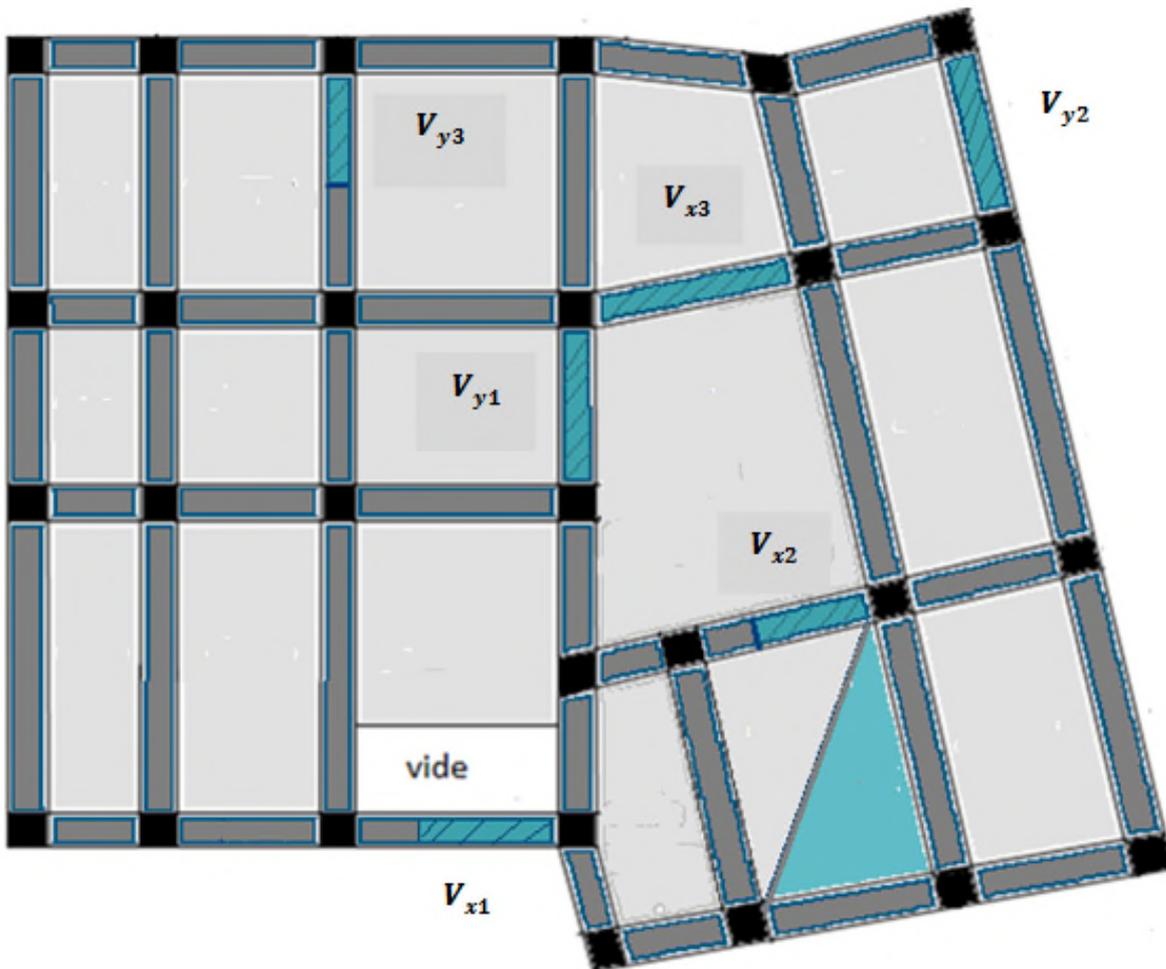


Figure V.8 Schéma de répartition des voiles

V.3.3 Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

- Sens x-x'

-  $V_{x1}$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	2729.22	73.07	1793.10	1459.089	392.64	2058.33
RDC	2451.59	37.49	410.70	3870.39	2521.82	351.997
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	2311.02	55.60	503.66	1415.52	2312.608	406.012
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	2340.94	38.49	459.96	3341.78	1284.66	160.40
5, 6 <sup>ème</sup> étage	2270.15	36.80	436.99	1218.37	1238.53	404.86
7, 8 <sup>ème</sup> étage	1710.31	74.79	392.16	1326.26	620.052	811.76

Tableau V .18 Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x1=2,5m}$  à tous les niveaux

- $V_{x2}$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	2560.11	918.40	3510.88	2225.10	1348.07	3166.70
RDC	1984.56	904.56	3478.85	1351.05	1254.67	1568.22
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	2165.61	853.214	4324.67	2144.96	1285.57	798.56
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	2040,63	1139,11	538,36	2043,91	507,53	975,02
5, 6 <sup>ème</sup> étage	1869,16	988,85	958,87	1970,11	420,30	855,80
7, 8 <sup>ème</sup> étage	1536,52	798,99	833,66	1605,79	396,03	735,57

Tableau V .19 Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x2=1,25m}$  à tous les niveaux

-  $V_{x3}$

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	2811.432	47.33	3348.55	1804.27	423.26	3160.23
RDC	1658.32	62.40	2359.205	1542.32	523.15	975.62
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	1493.92	82.33	2193.75	1445.25	111.82	925.60
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	1395.39	238.11	238.11	2397.66	216.60	119.303
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	1325.55	228.09	1196.55	1324.55	269.75	795.88
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	1276.90	100.19	1105.60	2362.15	329.75	827.55

Tableau V .20 Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x3=2,28m}$  à tous les niveaux

Sens y-y'

-Vy<sub>1</sub>

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	618.83	104.89	248.12	509.54	1208.23	1803.3
RDC	341.45	101.65	245.40	489.02	1053.12	1421.24
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	462.44	634.00	127.70	429.79	756.26	97.47
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	278.52	62.91	1243.5	356.52	415.23	93.93
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	167.322	64.27	120.72	235.54	374.51	90.88
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	152.05	81.76	92.16	123.03	170.31	74.94

Tableau V .21 Sollicitation maximale dans le voile V<sub>y1=2.78m</sub> à tous les niveaux

-Vy<sub>2</sub>

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	671.63	181.50	204.30	663.97	835.37	768.10
RDC	541.30	150.11	198.56	578.32	761.89	702.43
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	514.09	122.4	103.90	565.15	692.77	52.64
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	389.64	148.40	170.80	477.38	519.41	361.00
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	208.44	136.40	160.30	298.12	279.64	38.28
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	105.38	32.26	391.10	157.75	152.94	70.23

Tableau V .22 Sollicitation maximale dans le voile V<sub>y2=3.50m</sub> à tous les niveaux

-Vy<sub>3</sub>

Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol	339.57	32.59	76.00	567.49	455.56	92.01
RDC	321.66	30.02	74.98	456.34	450.21	90.60
1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	269.25	103.20	30.20	363.36	330.43	76.48
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	1219.60	2013.40	225.00	317.28	293.57	87.81
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	1178.47	22.53	2137.00	203.07	204.86	84.95
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	1026.08	34.14	386.67	119.94	128.52	30.89

Tableau V .23 Sollicitation maximale dans le voile V<sub>y3=1.55m</sub> à tous les niveaux

V.4.3 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **SAP2000** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

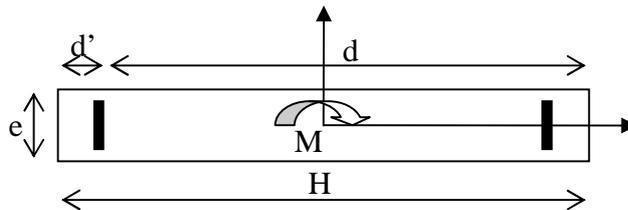
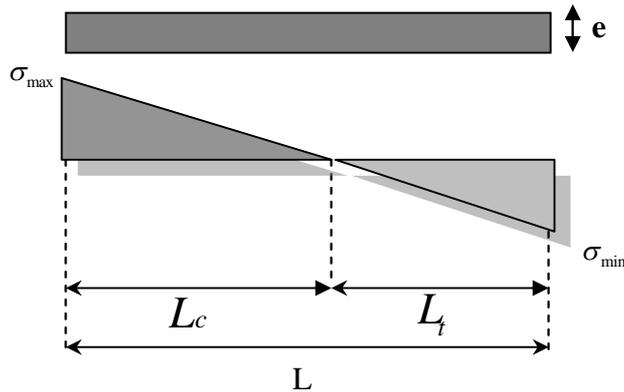


Figure V.9 Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section  $(b \times L)$  .

- $A_v^{\min}$  : Section d'armatures verticales minimale dans le voile. ( $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$ )
- $A_v^{\min} / ten$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.  
( $A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$ )
- $A_v^{\min} / comp$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.  
( $A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$ )
- $A_v^{cal}$  : Section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{adop}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_f$  : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{calc}$  : Section d'armature horizontale calculée.
- $A_h^{adop}$  : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- $N^{bre}$  : Nombre de barre adoptée par espacement.

$L_t$  : Longueur de la zone tendue



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

- $L_c$  : longueur de la zone comprimée avec :  $L_c = L - 2L_t$

On va exposer un seul exemple de calcul// à x-x' pour le voile  $V_{x1}$  et les autres seront résumés dans les tableaux.

**a) Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$**

✓ **Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99

$$L = 2.40m, d = 2.35m, e = 0,20m.$$

$$N_{\max} = 2729.217 \text{ KN (compression)}, M_{\text{cor}} = 73.07 \text{ KN.m. (Combinaison G+Q+E}_Y).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.026m < \frac{L}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.20m$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section , donc il faut vérifier la condition suivante :

(a)  $\leq$  (b)..... (I)

(a) =  $(0.337 \times h - 0.81 \times d')$   $\times b \times h \times f_{bu}$

(b) =  $N_u \times (d - d')$  -  $M_{ua}$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{L}{2} \right) = 3222.63 \text{ KN.m}$$

(a) = 5.236 MN.m

(b) = 3.05 MN.m

(I) N'est pas vérifié

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.205$$

$$\mu_{bu} = 0.205 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.289$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 2.08m \Rightarrow AI = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{3222.63 \times 10^{-3}}{2.08 \times 400} = 38.73cm^2$$

$$A = AI - \frac{N}{f_{st}} = 38.73 - \frac{2729.217 \times 10^{-3}}{400} = -3.872cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0cm^2$$

**(B) Calcul sous M<sub>max</sub> et N<sub>cor</sub>**

$$M_{max} = 1793.10KN.m ; N_{cor} = 459.089KN.m. \text{ (Compression), (Combinaison } 0,8G+E_Y).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 3.9m < \frac{L}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.20m$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section , donc il faut vérifier la condition suivante :

$$(b) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(c) = (0.337xh - 0.81xd') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{L}{2} \right) = 2321.052 KN.m$$

$$(a) = 5.236MN.m$$

$$(b) = -1.26MN.m$$

(I) N'est pas vérifier

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0075$$

$$\mu_{bu} = 0.0075 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.0095$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 2.34m \Rightarrow AI = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{2321.052 \times 10^{-3}}{2.34 \times 400} = 24.78cm^2$$

$$A = AI - \frac{N}{f_{st}} = 24.78 - \frac{459.089 \times 10^{-3}}{400} = -2.477cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0cm^2$$

**(c) Calcul sous N<sub>min</sub> et M<sub>cor</sub>**

$$N_{min} = 351.997KN \text{ (compression), } M_{cor} = 2052,82KN.m. \text{ (Combinaison } 0,8G+E_Y).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 5.83m < \frac{L}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.20m$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section, donc il faut vérifier la condition suivante :

(c) ≤ (b)..... (I)

(d) = (0.337xh-0.81xd')xhxhx<sub>bu</sub>

N<sub>u</sub> x (d-d')-M<sub>ua</sub>

M<sub>ua</sub> = M<sub>uG</sub> + N<sub>u</sub> (d -  $\frac{L}{2}$ ) = 2764.39KN.m

(a)=5.236MN.m

(b)= -1.95MN.m

(I) N'est pas vérifier

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.176$$

$\mu_{bu} = 0.176 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$  pivot A  $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.244$

$z = d (1 - 0.4\alpha) = 2.12m \Rightarrow A I = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{2764.39 \times 10^{-3}}{2.12 \times 400} = 32.59cm^2$

$A = A I - \frac{N}{f_{st}} = 32.59 - \frac{351.997 \times 10^{-3}}{400} = -3.259cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0cm^2$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V<sub>x1</sub> aux niveaux de deux : sous-sol .

Soit : A<sub>v</sub>/face=32.72 cm<sup>2</sup>.

**b) Calcul de la longueur de la partie tendue L<sub>t</sub>**

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

**Armatures horizontales**

on dois vérifier que:

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 190.786 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.35} = 0.568MPa$

$\overline{\tau_u} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) = 4.34MPa$

c) Les vérifications nécessaires

1. Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Sous-sol (e=20cm) :  $\tau_u = 0.568 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$  RPA99Art (7.7.2.)

2. Vérification des sections minimales

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 113 = 4.52 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0,23 \times 2,35 \times 0,2 \times 2,1 / 400 = 5.67 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{min(ZC)} = 0,1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0,1\% \times 20 \times (240 - 2 \times 113) = -0,28 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{min(ZG)} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 20 \times 240 = 7,20 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

En zone tendue :  $A_{V(ZT)} = 38.72 \text{ cm}^2$ .

On opte pour : **14HA20** = 43.98 cm<sup>2</sup>

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x'
- V<sub>x1</sub>

Niveau	sous-sol	RDC	1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	5, 6 <sup>ème</sup> étage	7, 8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	410.70	410.70	406.012	459.96	36.80	74.79
N (KN)	3870.39	3870.39	2312.608	3341.78	2270.15	1710.31
V(KN)	190.786	198.98	224.326	184.29	114.101	106.42
section	<b>S.P.C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S.E.C</b>
$\tau_u$ Mpa	5.68	1.58	3.69	2.06	1.95	0.83
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	38.72	65.11	37.38	55.75	31.13	26.96
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	54.00	88.47	54.00	88.47	34.56	34.56
N <sup>barre</sup> /face	<b>11HA25</b>	<b>11HA32</b>	<b>11HA25</b>	<b>11HA32</b>	<b>11HA20</b>	<b>11HA20</b>

S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )		7.1	1.97	4.61	2.58	2.44	1.08
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )		7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
N <sup>barre</sup> /face		<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20	20	20

**Tableau V.24** Ferrailage du voile V<sub>X1=2,40m</sub> à tous les niveaux.

**-V<sub>x2</sub>**

Niveau	sous-sol	RDC	1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	3, 4 <sup>ème</sup> étage	5, 6 <sup>ème</sup> étage	7, 8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	3510.88	3478.85	4324.67	1139.11	958.87	833.66
N (KN)	2225.10	1351.05	2144.96	2040.63	1970.11	1605.79
V(KN)	618.61	963.096	722.84	546.08	602.95	605.61
section	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S.E.C</b>
τ <sub>U</sub> Mpa	3.608	4.16	4.04	2.36	2.60	1.68
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	77.05	22.61	56.03	18.92	18.41	23.91
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	78.54	27.63	78.54	24.63	24.63	24.63
N <sup>barre</sup> /face		<b>16HA25</b>	<b>16HA14</b>	<b>16HA25</b>	<b>16HA14</b>	<b>16HA14</b>
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )		4.51	5.20	5.05	2.95	3.25
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )		3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		4.71	5.50	5.50	3.93	3.93
N <sup>barre</sup> /face		<b>6HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>7HA10</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20	20

**Tableau V.25** Ferrailage du voile V<sub>X2=1,25m</sub> à tous les niveaux.

-V<sub>x3</sub>

Niveau	Sous-sol	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étages	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étages	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étages
L (cm)	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	47.33	1016.43	82.33	238.11	228.09	1105.60
N (KN)	2811.43	2426.47	1493.92	1395.39	1325.55	2362.15
V(KN)	252.57	207.57	278.97	220.31	138.59	84.87
section	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S.E.C</b>
$\tau_U$ Mpa	0.79	0.65	0.87	0.69	0.43	0.26
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	86.66	50.17	53.59	36.44	34.68	50.52
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	6.84	6.84	6.84	6.84	6.84	6.84
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	88.36	56.55	56.55	56.55	36.19	56.55
N <sup>barre</sup> /face	<b>18HA25</b>	<b>18HA20</b>	<b>18HA20</b>	<b>18HA20</b>	<b>18HA16</b>	<b>18HA20</b>
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	2.97	1.81	1.08	1.86	1.56	2.05
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	6.84	6.84	6.84	6.84	6.84	6.84
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	7.07	7.07	7.07	7.07	7.07	7.07
N <sup>barre</sup> /face	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>	<b>9HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	20	20	20	20

Tableau V.26 Ferrailage du voile V<sub>x3=2.28m</sub> à tous les niveaux.

Vy1

Niveau	sous-sol	RDC	1,2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5,6 <sup>ème</sup> étage	7,8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	278	278	278	278	278	278
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	1803.3	1421.24	634	1234.5	90.88	74.94
N (KN)	1208.231	1053.12	462.443	356.518	374.507	170.308
V(KN)	233.525	184.684	239.551	30.152	79.124	23.107
section	<b>S. E .C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>
$\tau_U$ Mpa	0.59	0.47	0.61	0.077	0.20	0.059
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	39.53	32.13	10.06	18.92	5.93	3.21
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	8.34	8.34	8.34	8.34	8.34	8.34
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	49.09	49.09	11.31	20.11	11.31	11.31
N <sup>barre</sup> /face	<b>10H25</b>	<b>10H25</b>	<b>10H12</b>	<b>10H16</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	0.75	0.58	0.88	0.096	0.25	0.074
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	8.34	8.34	8.34	8.34	8.34	8.34
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
N <sup>barre</sup> /face	<b>12H10</b>	<b>12H10</b>	<b>12H10</b>	<b>12H10</b>	<b>12H10</b>	<b>12H10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.27** Ferrailage du voile  $V_{y2=2,78m}$  à tous les niveaux.

-Vy2

Niveau	sous-sol	RDC	1,2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5,6 <sup>ème</sup> étage	7,8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	350	350	350	350	350	350
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	768.1	702.43	52.64	361.00	160.3	391.1
N (KN)	835.374	761.89	692.769	519.404	298.122	157.749
V(KN)	216.363	216.363	279.927	203.643	3.397	0.304
section	<b>S. E .C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>
$\tau_U$ Mpa	0.44	0.44	0.56	0.41	$6.89 \times 10^{-3}$	$0.62 \times 10^{-3}$
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	18.86	17.16	10.44	10.56	5.61	5.54
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	21.99	21.99	10.78	10.78	10.78	10.78
N <sup>barre</sup> /face	<b>7HA20</b>	<b>7HA20</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	0.55	0.54	0.71	0.52	$8.61 \times 10^{-3}$	$7.75 \times 10^{-3}$
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	10.50	10 .50	10.50	10.50	10.50	10.50
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
N <sup>barre</sup> /face	<b>14H10</b>	<b>14H10</b>	<b>14H10</b>	<b>14H10</b>	<b>14H10</b>	<b>14H10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.28 Ferrailage du voile V<sub>y3 =3,50 m</sub> à tous les niveaux

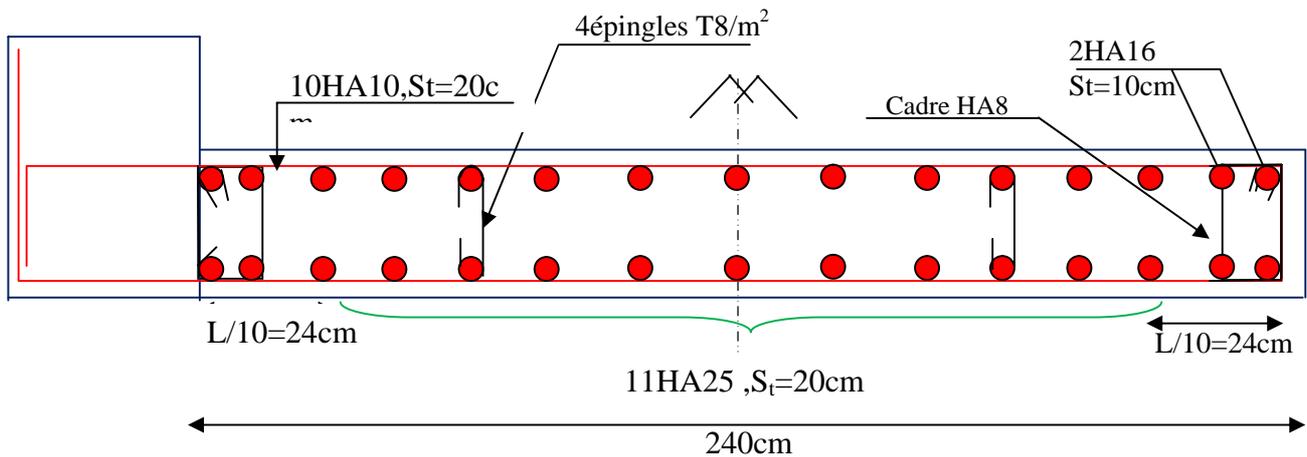
$V_{y3}$ 

Niveau	sous-sol	RDC	1,2 <sup>ème</sup> étage	3et 4 <sup>ème</sup> étage	5,6 <sup>ème</sup> étage	7,8 <sup>ème</sup> étage
L (cm)	155	155	155	155	155	155
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	92.01	450.21	76.48	20.34	21,37	102.60
N (KN)	455.562	90.60	330.431	1219.601	203.07	34.14
V(KN)	202.695	169.137	52.478	46.197	22.80	46.197
section	<b>S. E .C</b>	<b>S.E.C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>	<b>S. E .C</b>
$\tau_U$ Mpa	0.94	1.63	0.24	0.72	0.11	0.72
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	8.37	19.86	6.2	18.76	57.05	21.80
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	13.57	24.13	13.57	24.13	58.91	24.13
N <sup>barre</sup> /face	<b>12HA12</b>	<b>12HA16</b>	<b>12HA12</b>	<b>12HA16</b>	<b>29HA25</b>	<b>12HA16</b>
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	1.17	2.03	0.40	0.9	0.14	0.027
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
N <sup>barre</sup> /face	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.29 Ferrailage du voile  $V_{y3=1.55\text{ m}}$  à tous les niveaux

- S.E.C : section entièrement comprimé.
- S.P.C : section partiellement comprimé

#### V.4.4 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile $V_{x1}$ (sous-sol) .



**Figure V.10** Schéma de ferrailage du voile  $V_{x1}$  (sous-sol).

### 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.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le minimum donné par le RPA .

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée les sollicitations données par le SAP.

## **Chapitre VI: Etude de l'infrastructure**

## Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, elles forment une assise rigide.

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

### VI.1 Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de 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.

- Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur de 2 m.

### . VI .2. 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 :

- 1).  $G + Q \pm E$
- 2).  $0.8 \times G \pm E$

### VI .3. Les vérifications de types de fondations

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Afin de déterminé le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

**VI.3.1. Vérification des semelles isolées**

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

$$N = N_{sup} + N_{inf}$$

Avec:

N : Effort normal transmis par la semelle au sol.

N<sub>sup</sub>: Effort normal transmis par le Poteau de la superstructure.

N<sub>inf</sub> : Effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de la semelle.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est un poteau d'escalier.

$$N_{sup} = 2051.097 \text{ KN}$$

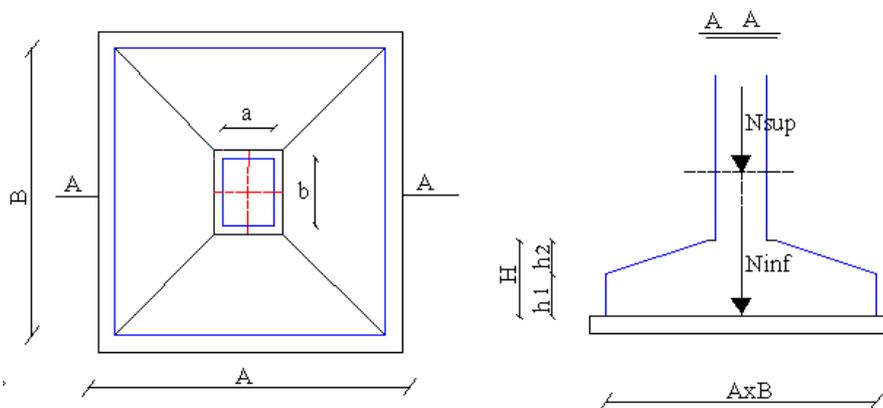
$$N_{inf} = 25 \times 0,65 \times 0,70 \times 1,5 + 25 \times 0,40 \times 1,5 \times 1,5 = 40 \text{ KN}$$

$$N = 2091.097 \text{ KN}$$

Les vérifications à effectue sont les suivantes :

$$\begin{cases} \frac{N_u}{A \times B} \leq \delta_{sol} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots \dots \dots (2) \end{cases} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N_u}{a \times \delta_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.70 \times 2091.097}{0.65 \times 150}} \Rightarrow B \geq 3.87 \text{ m}$$



**Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.**

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

### VI.3.2 Vérification des semelles filantes

En Choisissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique, l'effort normal transmis à la semelle est :

$$N = N_{\text{sup}} + N_s$$

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 1730.133 + 2051.097 + 1472.891 = 5254.121 \text{ KN}$$

$$N_s = 25 \times 1.5 \times 15.2 \times 0.4 + 25 \times 1.5 \times 0.65 \times 0.7 = 245.062 \text{ KN}$$

$$N = 5254.121 + 245.062 = 5499.183 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \frac{5499.183}{15.20 \times 150} \Rightarrow B \geq 2.41 \text{ m}$$

Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

### VI.3.3 Radier général

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas. On a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

#### VI.4.1 Pré dimensionnement

##### Condition de coffrage [1]

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{525}{20} = 26.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h_r = 30 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{525}{10} = 52.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h_t = 60 \text{ cm}$$

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{\text{max}}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{\text{max}} = 5.25 \text{ m}$ )

**Condition de rigidité [2]**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$\begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on à un sol moyen donc :  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN / m}^2.$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par (ml).

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_t = 0.77\text{m}$

A partir des deux conditions , on prend :  $h_t = 0.77\text{m}$  (dalle +nervure) et  $h_r = 0.30\text{m}$

**La surface du radier**

$$N_{tot} = N_{sup} + N_{inf} \rightarrow \begin{cases} N_{sup} = N_{ser} : \text{donnée par le SAP 2000 V14} \\ N_{inf} : \text{poids du radier ... ..} \end{cases}$$

$$N_{sup} = 26761.335 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{donnée du SAP.}$$

$$N_{inf} = 269.775 \times 25 \times 0.77 = 5193.168 \text{ KN.m}$$

$$N_{tot} = N_{sup} + N_{inf} = 26761.335 + 5193.168 = 31954.50 \text{KN.m}$$

$$\frac{N_{tot}}{S_{rad}} \leq \delta \bar{\text{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{tot}}{\delta \bar{\text{sol}}} = \frac{31.95450}{0.15} = 213.03 \text{m}^2$$

On à la surface du bâtiment est  $S_{bat} = 269.775 \text{m}^2$

$$S_{bat} > S_{rad} \Rightarrow \text{le radier ne déborde pas.}$$

Donc :

$$S_{bat} = S_{rad} = 269.775$$

4.1.1 Les vérifications nécessaires

Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

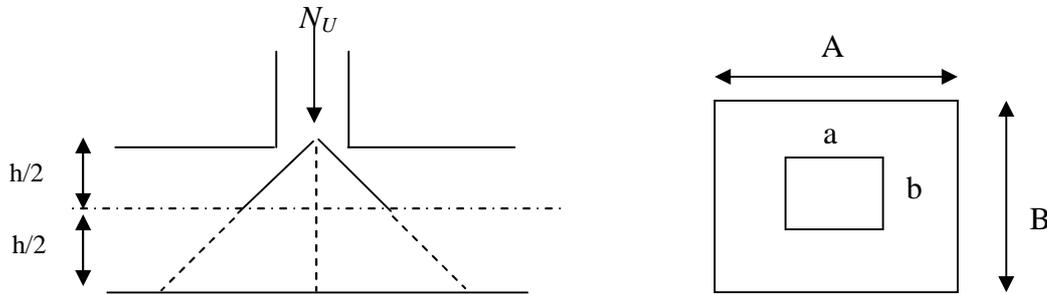


Figure VI.2 Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$  : L'épaisseur totale de radier.

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Leftrightarrow 2 \times (0.70+0.65+2 \times 0.77) \Leftrightarrow \mu_c = 5.78\text{m}$$

$$2.051\text{MN} \leq 0.045 \times 5.78 \times 0.77 \times 25 / 1.5 = 3.337 \Leftrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Vérification au cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right)$$

On considère une bande de largeur  $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Leftrightarrow V_u = \frac{73886.07 \times 5.25 \times 1}{2 \times 269.775} = 633.48\text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 0.30 = 0.27\text{m} \quad ; \quad \tau_u = \frac{633.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 2.34 \leq \bar{\tau} = 2.5\text{Mpa}$$

C'est vérifier, donc pas risque de cisaillement dans le radier.

Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.5.4.1.(a)).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_x = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \times x_G \quad \text{et} \quad \sigma_y = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \times y_G$$

A partir du programme *SOCOTEC* on trouve :

$$I_x = 52304.109 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 10.75\text{m} \quad ; \quad I_y = 12829.43\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 7.30\text{m}.$$

Avec :  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

$N'$  : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base.

• **Sens X-X**

$$N = 48973.564\text{KN} \quad \text{et} \quad M_x = 20728.80 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.164\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.155\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.16\text{MPa} > \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

La contrainte est non- vérifiée dans le sens XX.

• **Sens Y-Y**

$$N = 48973.564\text{KN} \quad \text{et} \quad M_y = 8492.713\text{KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.164\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.156\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.16\text{MPa} > \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

**Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  *RPA99 (article 10.1.5)*

• **Dans le sens X-X** :  $e = \frac{20728.80}{48973.564} \Rightarrow e = 0.42\text{m} < \frac{16.50}{4} = 4.125\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

• **Dans le sens Y-Y** :  $e = \frac{8492.713}{48973.564} \Rightarrow e = 0.173\text{m} < \frac{16.35}{4} = 3.8\text{m} \dots\dots \text{Vérifier}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

**Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$\gamma_w$  : Poids volumique ( $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ ),  $F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1,5$ ).

H : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 3,06 + 0,77 = 3,83 \text{m}$ ).

$S_{rad}$  : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 269,775 \text{m}^2$ ).

$N = 38973,564 \text{KN} \geq 1,5 \times 3,83 \times 269,775 \times 10 = 15498,57 \text{KN}$  ..... C'est vérifié

.Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

### VI.5. Ferrailage

#### La dalle du radier

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut 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.

#### Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}} = \frac{73886,07}{269,775} = 273,88 \text{KN/ml}$$

Avec :

$N_u$  : est l'effort normal ramené par la superstructure ;  $Q_u$  : le poids propre du radier

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$L_x = 4,25 \text{m.} \quad \text{et} \quad L_y = 5,25 \text{m}$$

soit

:  $G_0$  le poids propre du radie

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0,30 = 7,50 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 \times G_0 \Rightarrow q_u = \frac{73886,07}{269,775} + 1,35 \times 7,50$$

$$q_u = 284,005 \text{KN / m}$$

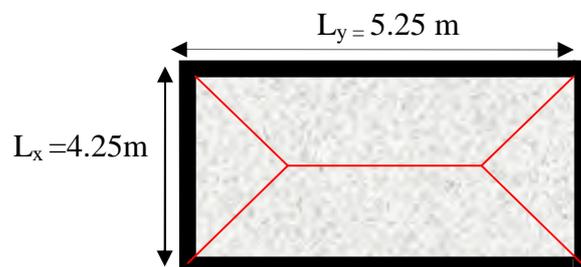


Figure VI.3 Dalle sur quatre appuis.

$N_u$  : est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,80 \geq 0,4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0561 \quad \dots\dots\dots (\text{Annexe 3})$$

$$\mu_y = 0,5959$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0561 \times 284,005 \times (4,25)^2 = 287,78 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,5959 \times 287,78 = 171,49 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en travées :**

$$M_{tx}=0.75 M_x=215.84\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_y=145.77\text{KN.m}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_{ax}= -0.5M_x=-143.89\text{KN.m.}$$

$$M_{ay}= -0.5M_y= -85.745\text{KN.m.}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{lm})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2/\text{lm})$	Choix par (m)	$S_t$ (cm)
<b>Sens X-X</b>	<b>travée</b>	215.84	22.67	2.64	<b>25.13</b>	<b>8HA20</b>	<b>12.5</b>
	<b>appui</b>	143.89	14.446	2.64	<b>18.08</b>	<b>9HA16</b>	<b>12.5</b>
<b>Sens Y-Y</b>	<b>travée</b>	145.77	14.635	2.64	<b>18.08</b>	<b>9HA16</b>	<b>15</b>
	<b>appui</b>	85.745	8.31	2.64	<b>10.05</b>	<b>5HA16</b>	<b>15</b>

**Tableau VI .1.** Section des armatures du radier.

**Condition de non fragilité:**

$$h_r = 30\text{cm} , b=100\text{cm} , \rho =0.80 ; \text{HAfeE400} \Leftrightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Pour :  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\alpha \geq 0,4$  :

**En travée :**

$$A_x \geq \rho_0 \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) \times b \times h_r$$

$$A_{tx}=25.13\text{cm}^2 \geq \rho_0 \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) \times b \times h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.80}{2}\right) \times 100 \times 30 = 2.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} \geq \rho_0 \times b \times h \Rightarrow A_y = 18.08\text{cm}^2 \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40\text{cm}^2/\text{ml}$$

**En appui :**

$$A_x \geq \rho_0 \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) \times b \times h_r$$

$$A_{tx}=18.08\text{cm}^2 \geq \rho_0 \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) \times b \times h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.80}{2}\right) \times 100 \times 30 = 2.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} \geq \rho_0 \times b \times h \Rightarrow A_y = 10.05\text{cm}^2 \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40\text{cm}^2/\text{ml}$$

**Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 12.5\text{cm} \leq \min(3 \times h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 15\text{cm} \leq \min(4 \times h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}. \end{cases}$$

**A l'ELU :****Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 340,67 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 70,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{340,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 1,08 \text{ MPa} < \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,15} \times 25 = 1,52 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

**A l'ELS :**

$$(v = 0,2) ; \rho = 0,59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0884 \\ \mu_y = 0,4565 \end{cases} \dots \dots \dots \text{ (Annexe 3)}$$

$$N = 44716.58 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{totale}} = \frac{44716.58}{269.775} = 165.755 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0,0884 \times 165.755 \times (3,55)^2 = 184.66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 84.30 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 138.495 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 71.65 \text{ KN.m.}$$

**Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -92.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -42.15 \text{ KN.m}$$

**Etat limite de compression du béton :****En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 25.13 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 25.13 \times 10^{-4} \times 0.35 = 0$$

$$\Rightarrow y = 12.09 \text{ cm}$$

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

### 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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisatio	Sens	M <sub>ser</sub> (KNm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	xx	138.495	25.13	12.09	200920.9	6.52	156.92
	yy	92.33	18.08	10.64	158162.5	5.87	172.65
Appui	xx	71.65	18.08	10.64	158162.5	5.87	172.65
	yy	42.15	10.05	8.35	100196.4	4.27	177.9

**Tableau VI.2.** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Schéma de ferrailage

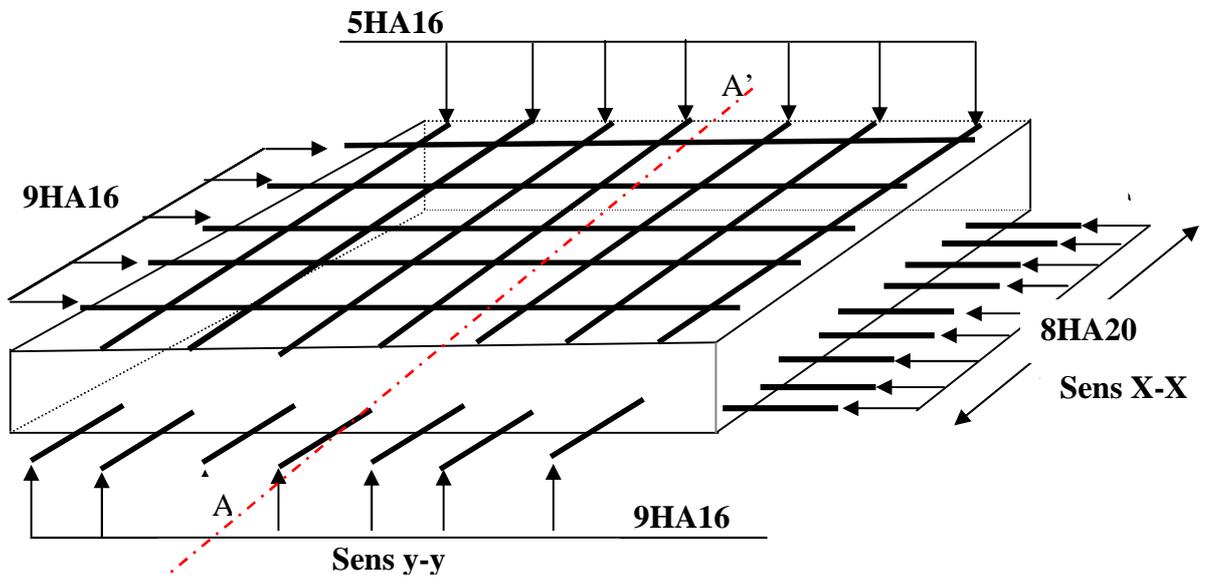


Fig VI.4 : Schéma de ferrailage de radier

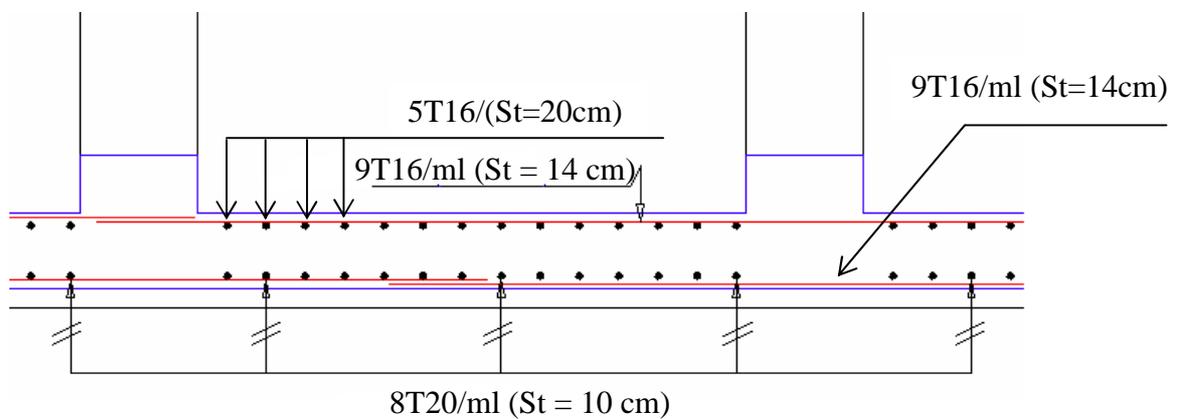


Fig VI.5 : Coupe A-A du radier.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1m, d = 0.3m$$

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

$$V_u = Q_u \times L = 241.327 \times 0.6 = 144.79 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.23 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa}..$$

**Ferraillage des nervures**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- $P_v$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left(1 - \frac{p_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{p_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left(1 - \frac{p_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{p_d}{2}\right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec :

$$p_d = \frac{L_{xd}}{L_y}, \quad p_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 273.88 \text{KN/ml} ; \quad Q_s = 165.755 \text{KN/ml}$$

Sens transversale X-X : nervure intermédiaire

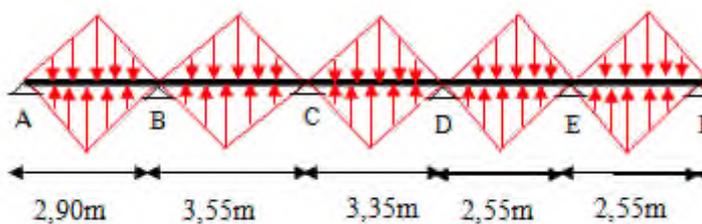


Figure VI.6 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x

**Calcul des sollicitations**

BAEL article III.5.2

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} ; \text{ Avec } : l'_g \text{ et } l'_d \text{ sont les longueurs fictives.}$$

$$l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

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

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

**Moments et efforts tranchants au niveau des appuis**

	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
<b>Appui A</b>	-824.65	-435.00	2105.57
<b>Appui B</b>	-1312.23	-912.21	1477.96
<b>Appui C</b>	-2972.03	-206.604	1898.44
<b>Appui D</b>	-3783.85	-263.046	1064.33
<b>Appui E</b>	-1534.15	-368.725	1105.88
<b>Appui F</b>	-824.65	-435.00	1064.33

Tableau VI.5. Moments et efforts tranchants au niveau des appuis des nervures du radier.

**Moments au niveau des travées**

	x (m)	$M_{tu}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)
<b>Travée AB</b>	0.462	486.18	1344.85
<b>Travée BC</b>	1.048	1093.08	853.14
<b>Travée CD</b>	1.776	422.025	298.95
<b>Travée DE</b>	1.707	286.172	204.35
<b>Travée EF</b>	2.206	579.129	418.48

Tableau VI.6. Moments et efforts tranchants au niveau des travées des nervures du radier.

Sens longitudinale Y-Y : nervure intermédiaire

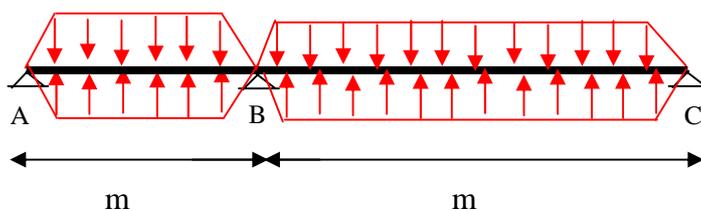


Figure VI.7 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.

## 1°/ Moments et efforts tranchants au niveau des appuis

	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
<b>Appui A</b>	-903.57	-604.50	1626.78
<b>Appui B</b>	-648.93	-450.41	1666.43
<b>Appui C</b>	-1015.02	-705.604	1390.177
<b>Appui D</b>	-903.57	-604.50	1003.503

Tableau VI.7. Moments et efforts tranchants au niveau des appuis des nervures du radier.

## 2°/ Moments au niveau des travées

	x (m)	$M_{tu}$ (KN.m)	$M_{ts}$ (KN.m)
<b>Travée AB</b>	1.37	1430.814	504.49
<b>Travée BC</b>	2.35	2599.25	1427.00
<b>Travée CD</b>	3.05	1104.33	778.94

Tableau VI.8. Moments et efforts tranchants au niveau des travées des nervures du radier.

## Les sollicitations maximales

Localisation	Travée	Appui
$M_u$ (KN.m)	2599.25	-1015.02
$M_s$ (KN.m)	1427.00	-705.604
$V$ (KN)	1666.43	

Tableau VI.9 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale.

Localisation	Travée	Appui
$M_u$ (KN.m)	1093.08	-3783.25
$M_s$ (KN.m)	853.14	-912.21
$V$ (KN)	1898.44	

Tableau VI.10 Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

**Ferrailage**

Sens Y-Y :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0,75m$

$h_0=0,35m$

$b_0=0,70m$

$d=0,855m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{455}{10}; \frac{355}{2})$

$b_1 \leq \min(0.455; 1.775)$

Soit :  $b_1 = 0.455m$

$b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.61m$

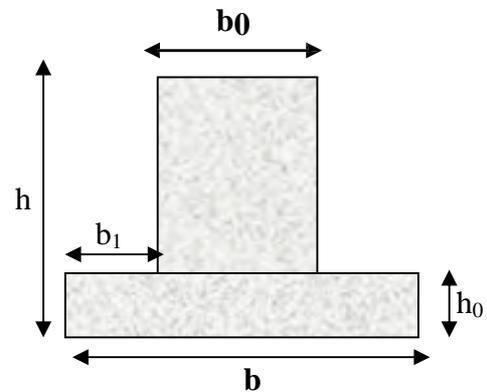


Figure VI.8 : Section a ferrillé.

Donc, Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	Mu(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	1093.08	33.08	31.5	<b>8HA25 = 39.27</b>
	Appui	3783.25	21.72	31.5	<b>14HA14 = 21.55</b>
Y-Y	Travée	2599.25	38.09	31.5	<b>8HA25 = 39.27</b>
	Appui	1015.02	30.64	31.5	<b>10HA20 = 31.42</b>

Tableau VI.11 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

**Vérifications**

**A l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2.5MPa$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1666.43	1.21	2.5	vérifiée
Sens X-X	1898.44	1.38	2.5	vérifiée

Tableau VI.12 .Vérification de l'effort tranchant.

**A l'ELS**

**État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**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

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	Travée	1427.00	26.39	0.267x10 <sup>7</sup>	14.1	15	473.87	201,63
	appui	-705.60	20.49	0.165x10 <sup>7</sup>	8.76	15	417.00	201,63
X-X	Travée	853.14	26.39	0.267x10 <sup>7</sup>	8.43	15	294.47	201,63
	appui	-912.21	24.06	0.224x10 <sup>7</sup>	6.57	15	375.31	201,63

**Tableau VI.13.** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Y-Y	Travée	12HA25	58.91	20.51	0.311x10 <sup>7</sup>	8.11	118.65
	appui	6HA25+6HA14	28.09	14.09	0.215x10 <sup>7</sup>	6.34	156.74
X-X	Travée	6HA25+6HA14	28.09	12.22	0.311x10 <sup>7</sup>	5.88	133.52
	appui	6HA25+6HA14	28.09	14.09	0.115x10 <sup>7</sup>	5.34	149.11

**Tableau VI.14.** vérification des nouvelles contraintes à l'ELS.

**Armatures transversales**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.50; 12) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

**Espacement des aciers transversaux**

Soit  $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$  (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

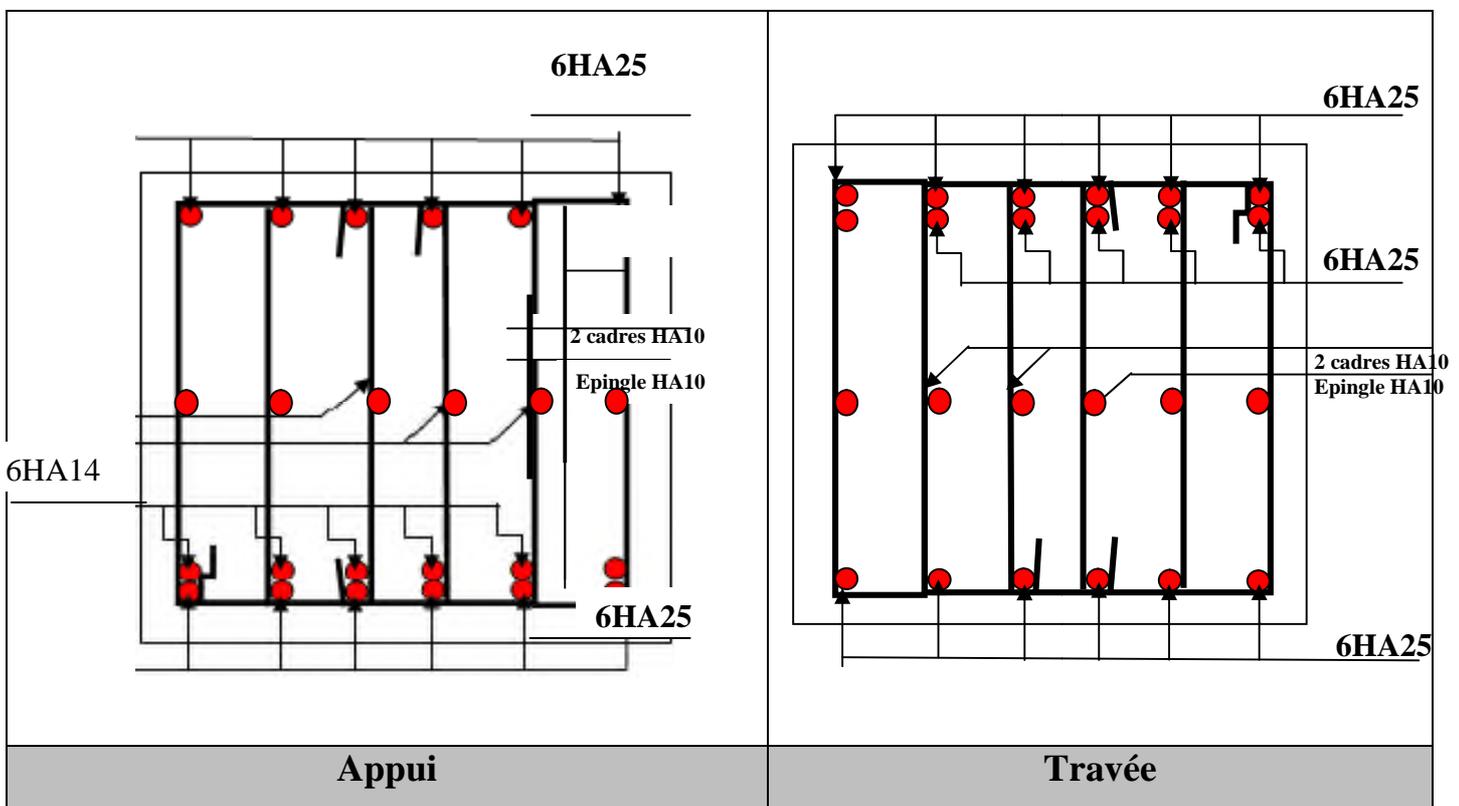
1)  $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(56.5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 72 \text{ cm}$

3)  $S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0[\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.65[1.38 - 0.3 \times 2.1]} = 30.91 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Schémas de ferrailage des nervures**



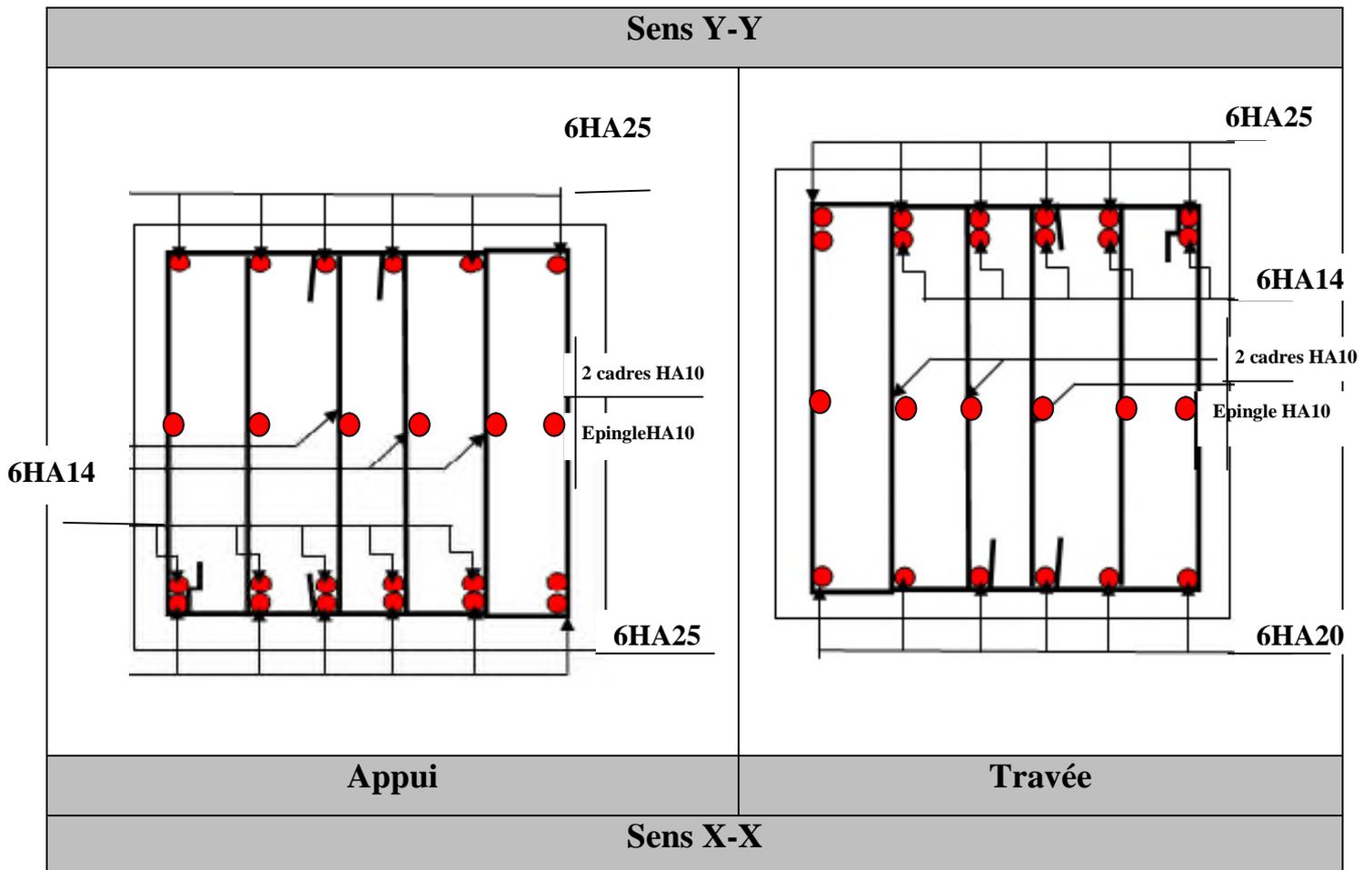


Figure .VI.9. Schémas de ferrailage des nervures.

## VI.6. Voile périphérique

### VI.6.1. Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique 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.6.2. Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h=3.10$  m.
- La longueur  $L= 5.25$  m.
- L'épaisseur  $e=20$ cm.

**VI.6.3. Caractéristiques du sol**

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 25^\circ$
- La cohésion  $c = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

**VI.6.4. Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis à :

**a) La poussée des terres**

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.10 \times (25 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}) - 2 \times 1.5 \times tg(180/4 - 25/2)) \Rightarrow G = 25.53 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**b) Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4,05 \text{ KN} / \text{ml}$$

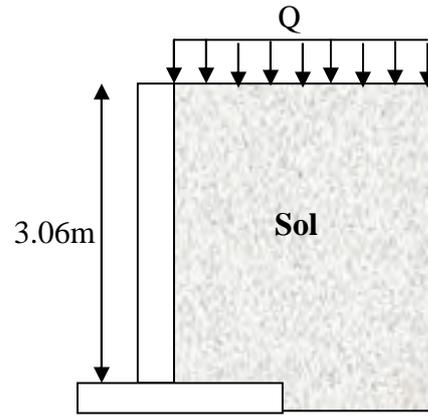


Figure. VI.10. voile périphérique.

**VI.6.5. Ferrailage du voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

**a) A L'ELU :**

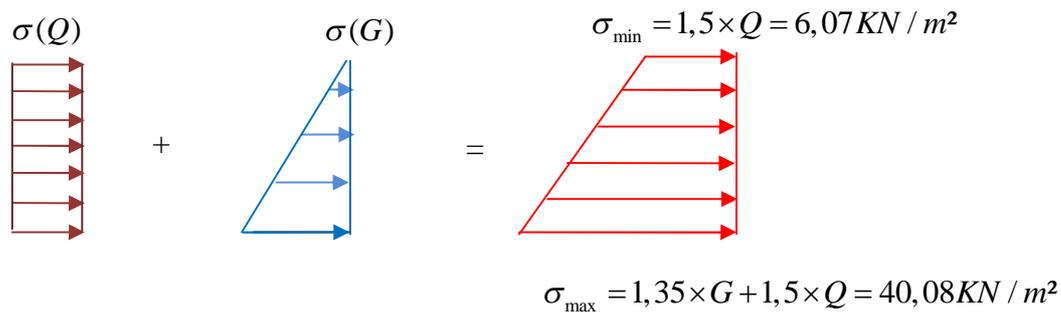


Figure. VI.11. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 31,57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 31,57 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$L_x = 3.03m \quad b = 100$

$L_y = 5.25m \quad e = 20cm$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.57 > 0.4 \rightarrow$  La dalle porte dans les deux sens

$\mu_x = 0.0865 \dots\dots\dots(Annexe 1)$

$\mu_y = 0.2582$

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0865 * 31.57 * (3.03)^2 = 25.07 KN.m$

$M_y = \mu_y M_x = 0.2582 * 25.07 = 6.47 KN.m$

**> Moment en travées :**

$M_{tx} = 0.85 M_x = 21.31 KN.m$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.50 KN.m$

**> Moment en appuis :**

$M_{ax} = -0.5 M_x = -12.54 KN.m.$

$M_{ay} = -0.5 M_y = -3.24 KN.m.$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec

$A_{min} = 0,1\% b \times h \dots\dots\dots condition exigée par le RPA .$

Les résultats de calcul d'une section  $b \times h = (1 \times 0.2) m^2$  sont représentés dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	21.31	0.046	0.059	0.175	3.94	2	<b>5HA10 = 3,95</b>
	<b>y-y</b>	5.50	0.012	0.015	0.178	0.88	2	<b>4HA10 = 3,16</b>
<b>Appui</b>	<b>x-x</b>	12.54	0.027	0.034	0.177	2.04	2	<b>4HA10 = 3,16</b>
	<b>y-y</b>	3.24	0.007	0.008	0.179	0.52	2	<b>4HA10 = 3,16</b>

**Tableau VI.14.** Section des armatures du voile périphérique.

**Espacements :**

$\left\{ \begin{array}{l} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(4 \times e; 45cm) = 45cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{array} \right.$

**VI.6.6. Vérifications**

**A L'ELU**

**Condition de non fragilité**

$\rho = 0.57 > 0.57$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3-\rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3-0.57) \times 100 \times 20 = 1.944 \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$  ; fissuration nuisible.

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{31.57 \times 3.03}{2} \times \frac{5.25^4}{3.03^4 + 5.25^4} = 43.05 \text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{31.57 \times 3.03}{2} \times \frac{3.03^4}{3.03^4 + 5.25^4} = 8.27 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{43.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.239 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.251 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ A L'ELS**

$$\rho = 0.57 ; v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases}$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 4.05 = 4.05 \text{KN} / \text{m}^2;$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times Q + 1 \times G \Rightarrow \sigma_{\max} = 1 \times 25.53 + 1 \times 4.05 \Rightarrow \sigma_{\max} = 29.58 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 23.20 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0910 \times 23.20 \times 3.03^2 = 19.38 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4357 \times 19.38 = 8.45 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0.85 M_x=16.47\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_y=7.18\text{KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax}=0.5M_x =9.69\text{KN.m}$$

$$M_{ay}=0.5 M_y =4.22\text{KN.m}$$

**Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left( 2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63\text{MPa}.$$

sens	Localisation	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)
<b>x-x</b>	Travée	16.43	2.63	37.04	5.73	15	201.63
	Appui	9.69	1.56	36.33	4.21	15	201.63
<b>y-y</b>	Travée	7.18	1.16	38.27	1.01	15	201.63
	Appui	4.22	6.77	35.93	3.56	15	201.63

**Tableau VI.14.** Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Schéma de ferrailage du voile périphérique :

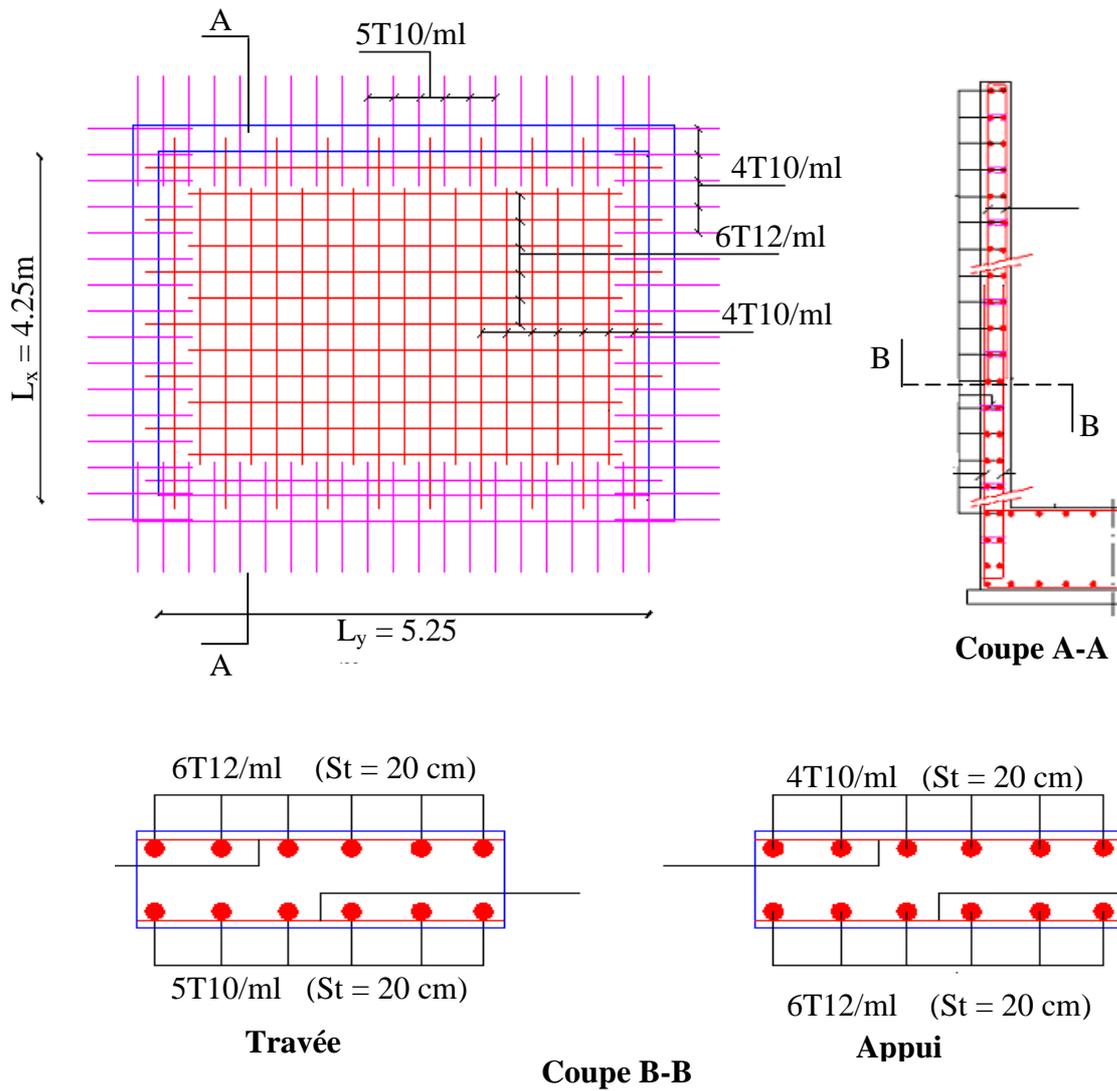


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

**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 les charges transmises pour ce dernier.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée et semelle filante, vu le chevauchement qu'elles engendraient dans la structure, on opte pour un calcul d'un radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique est prévu pour supporter l'action de la pousser des terres exercées sur les deux sous-sols, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis, le ferrailage est faite selon le *RPA* qui domine.

# Conclusion

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ La structure doit être symétrique le plus possible afin d'obtenir un bon comportement dynamique vis à vis des sollicitations sismiques. Ce qui n'est pas notre cas, car la géométrie de la bâtisse n'est pas régulière ce qui nous a causés beaucoup de difficultés pour la modélisation
- ✓ Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion).
- ✓ Le taux de participation massique n'a pas atteint les 90%, a cause des contraintes architecturales
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit et l'interaction horizontale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'ya pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.