

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

جامعة-البلدية 1  
FACULTE DETECHNOLOGIE  
كلية التكنولوجيا  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

مخاترة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme  
de master 2 en Génie civil  
Option : STRUCTURE

THÈME

**Etude d'une structure  
RDC+6étages+1s/sol contreventée par des  
voiles et des portiques en béton armé**

Réalisé par :

**BENKHELIL AMAL**

Devant les membres de jurys :

M . KERFOUFE

U. saadDahleb-Blida

Examineur

Mme.TADJER.K

U. saadDahleb-Blida

Promotrice .

Mme. BOULEGHBAR.K

U. saadDahleb-Blida

Président .

PROMOTION : 2022 - 2023

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + 6 طوابق + طابق سفلي. يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة عارضات، أعمدة وجدرانخرسانية مسلحة. دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج ETABS.

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99 )

تسليح العناصر المقاومة ( الأعمدة و العارضات ) تم بواسطة SOCOTEC، أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة , الاعمدة , الروافد , المنطقة الزلزالية .

## Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation de R+6 étages+1 s/ sol qui sera implantée dans la wilaya de Alger, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel ETABS. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur, à savoir BAEL91 modifié 99, RPA99version 2003. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

**Mots clés : béton armé, structure, voiles, portiques, zone de sismicité, ferrailage.**

## Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential use of R+6 floors +1 underground which will be located in Algeria, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software ETABS. The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing BAEL91modified 99, RPA99version 2003. Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software SOCOTEC, while the shell element was done manually. The foundation system is consisted by rib raft foundation.

**Key words: The structure, seismic activity, structural elements, reinforcements.**

## Remerciements

Avant tout je tiens à remercier *Dieu* de m'avoir guidée et accordée sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Je tiens à remercier également mes *parents* pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à mon égard tout le long de mon cursus universitaire.

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidée à élaborer ce travail et en particulier notre promotrice *M<sup>me</sup> K. TADJER* pour son aide et pour sa disponibilité permanente et ses orientations précieuses tout le long de ce projet.

Mes remerciements à *M<sup>me</sup> C. CHERFA*, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses.

Je remercie également les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner et de juger ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les **enseignants** de **L'Université SaadDahlab** de Blida et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous mes amis pour leur aide et leur encouragement.

## Dédicace

Avant tout je remercie *Dieu* le tout puissant de m'avoir donnée la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours.

Je dédie ce modeste travail à mes très *chers parents* qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœur *RACHAMERBOUHAI BTISSAM.*

A mes chères frère *MOHAND AKLI ,*  
*TAHAR, YAZID*

A mes enseignants, particulièrement *M<sup>me</sup> K. TADJER* et *M<sup>me</sup> C. CHERFA* pour l'aide et le temps qu'elle nous a consacrés.

*BENKHELIL .AMAL*

# Sommaire

## Liste des tableaux

## Liste des figures

## Listedessymboles

$A$ :	Coefficientd'accélérationdezone,
$A_s$ :	Aired'unesectiond'acier.
$A_t$ :	Sectiond'armaturestransversales.
$B$ :	Aired'unesectiondebéton.
$\emptyset$ :	Diamètredesarmatures.
$\varphi$ :	Angledefrottement.
$Q$ :	Charged'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficientdesécuritédansl'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficientdesécuritédanslebéton.
$\sigma_s$ :	Contraintedetractiondel'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contraintedecompressiondubéton.
$\sigma_s$ :	Contraintedetractionadmissibledel'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contraintedecompressionadmissibledubéton.
$\tau_u$ :	Contraintultimedecisaillement.
$\tau$ :	Contraintetangentielle.
$\beta$ :	Coefficientdepondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contraintedusol.
$\sigma_m$ :	Contraintemoyenne.
$G$ :	Chargepermanente.
$\xi$ :	Déformationrelative.
$V_0$ :	Efforttranchantalabase.
$E.L.U$ :	Etatlimiteultime.
$E.L.S$ :	Etatlimiteservice.
$N_{ser}$ :	Effortnormalpondéréauxétatslimitesdeservice.
$N_u$ :	Effortnormalpondéréauxétatslimitesultime.
$T_u$ :	Efforttranchantultime.
$T$ :	Période.
$S_t$ :	Espacement.
$\lambda$ :	Elancement.
$F$ :	Forceconcentrée.
$f$ :	Flèche.
$\bar{f}$ :	Flècheadmissible.
$L$ :	Longueurouportée.

$L_f$ :	Longueur de flambement.
$d$ :	Hauteur utile.
$F_e$ :	Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u$ :	Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser}$ :	Moment à l'état limite de service.
$M_t$ :	Moment entravé.
$M_o$ :	Moment sur appuis.
$M_0$ :	Moment entravé d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
$I$ :	Moment d'inertie.
$f_i$ :	Flèche due aux charges instantanées.
$f_v$ :	Flèche due aux charges de longue durée.
$M$ :	Moment, Masse.
$E_{ij}$ :	Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$ :	Module d'élasticité différé.
$f_{c28}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
$f_{t28}$ :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
$F_{cj}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à $j$ jours d'âge.
$K$ :	Coefficient de raideur des sol.
$Y$ :	Position de l'axe neutre.
$A_g$ :	Section transversale brute du voile ou trumeau.
$\delta_{ek}$ :	déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
$\lambda$ :	Elancement.
$A$ :	Coefficient d'accélération de zone,
$A_s$ :	Aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	Section d'armature transversales.
$B$ :	Aire d'une section de béton.
$\emptyset$ :	Diamètre des armatures.
$\varphi$ :	Angle de frottement.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$ :	Contrainte tangentielle.

$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\sigma_m$ :	Contrainte moyenne.
$G$ :	Charge permanente.
$\xi$ :	Déformation relative.
$V_0$ :	Effort tranchant à la base.
$E.L.U$ :	Etat limite ultime.
$E.L.S$ :	Etat limite service.
$N_{ser}$ :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
$N_u$ :	Effort normal pondéré aux états limites ultimes.
$T_u$ :	Effort tranchant ultime.
$T$ :	Période.
$S_t$ :	Espacement.
$\lambda$ :	Elancement.
$F$ :	Force concentrée.
$f$ :	Flèche.
$\bar{f}$ :	Flèche admissible.
$L$ :	Longueur portée.
$L_f$ :	Longueur de flambement.
$d$ :	Hauteur utile.
$F_e$ :	Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u$ :	Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser}$ :	Moment à l'état limite de service.
$M_t$ :	Moment entravé.
$M_a$ :	Moment sur appuis.
$M_0$ :	Moment entravé d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
$I$ :	Moment d'inertie.
$f_i$ :	Flèche due aux charges instantanées.
$f_v$ :	Flèche due aux charges de longue durée.
$M$ :	Moment, Masse.
$E_{ij}$ :	Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$ :	Module d'élasticité différé.
$f_{c28}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
$f_{t28}$ :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
$F_{cj}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
$K$ :	Coefficient de raideur des sol.
$Y$ :	Position de l'axe neutre.

$A_g$ :	Section transversale brute du voile ou trumeau.
$\delta_{ek}$ :	déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
$\lambda$ :	Elancement.
$A$ :	Coefficient d'accélération de zone,
$A_s$ :	Aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	Section d'armature transversales.
$B$ :	Aire d'une section de béton.
$\emptyset$ :	Diamètre des armatures.
$\varphi$ :	Angle de frottement.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.

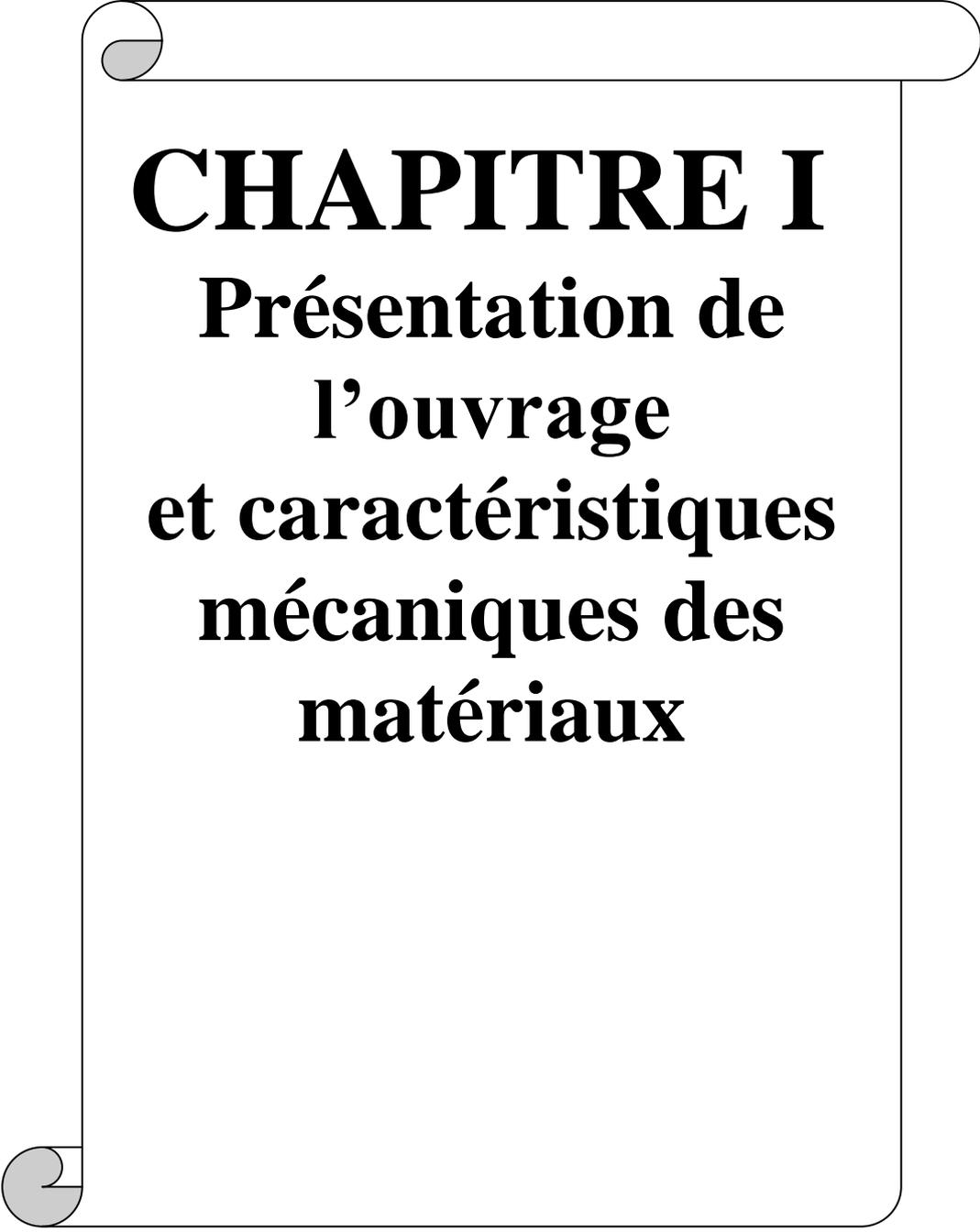
## **INTRODUCTION GENERALE :**

Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable. L'homme a toujours essayé de suivre le progrès et d'apprendre des nouvelles techniques de construction pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures des bâtiments.

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que les séismes. Son endommagement induit automatiquement à des pertes humaines très importantes et engendre la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées. L'expérience sismique de notre pays a montré que la plupart des bâtiments endommagés pendant les tremblements de terre n'étaient pas de conception parasismique, pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques afin de protéger convenablement les constructions contre un éventuel séisme.

Dans le présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Blida et composé de six étages et un sous-sol. L'étude sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera consacré à la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment ainsi que le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, planchers .....etc.)
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment, l'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- L'objet du sixième chapitre sera l'étude de l'infrastructure.
- A la fin nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

A decorative border resembling a scroll, with a grey shadow on the top-left and bottom-left corners, framing the text.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux**

## **I.1.INTRODUCTION :**

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons étudié un bâtiment à usage d'habitation Les calculs ont été fait en tenant compte du règlement parasismique Algérien **RPA version 2003, C.B.A93 et BAEL 91 modifiée 99.**

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

## **I.2. Présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment à étudier est à usage d'habitation, il est composé d'un sous-sols, un rez de chaussé et 6étagesavec une terrasse inaccessible.

Cette construction sera implantée dans la wilaya d'alger classée selon le règlement parasismique Algérien comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La hauteur totale de la structure ne dépasse pas 48m, elle est donc classée comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (groupe 2) (Article 3.2 du RPA/ **version 2003**).

### **I.2.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

#### **a) Dimension en plan :**

- Longueur totale .....26.71m.
- Largeur totale .....22.05m.

#### **b) Dimension en élévation :**

- Hauteur d'étage courant .....3.23m.
- Hauteur du rez-de-chaussée .....3.23m.
- Hauteur du sous-sols .....3.23m.
- Hauteur totale .....21.98m .

### **I.2.2Caractéristique structurales :**

#### **1. Ossature :**

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé et par des voiles pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique.

#### **2. Plancher :**

Un plancher est une surface horizontale séparant deux niveaux. Nous avons utilisé deux types de planchers :

- Planchers en dalle pleine
- Planchers en corps creux.

#### **3. Escalier :**

La structure comporte un seul type d'escaliers comportant deux volées et un palier de

repos qui sert à relier les plancher de chaque étage.

**4. Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent principalement l'effort normal de compression.

**5. Poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Notre structure comporte deux types de poutre :

- Poutre porteuse (principale)
- Poutre non porteuse (secondaire).

**6. Balcons :**

Les balcons sont des éléments non structuraux composés en béton armé (dalle plein).

**7. Maçonnerie :**

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

**a. Murs extérieurs :** Ils sont constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

**b. Murs intérieurs :** Ils sont constitués d'une simple paroi de 10 cm d'épaisseur.

**I.2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé (béton, acier).

**I.2.3.1béton :**

**a) Composition du béton :**

Le Béton est un matériau constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau. Pour la mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit aussi présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps (durabilité).

**b) Résistance du béton :**

• **Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression mesurée généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de  $200\text{cm}^2$  de section et de  $32\text{cm}$  de hauteur.

Pour notre étude on considère  $f_{c28} = 30\text{ Mpa}$

• Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} (\text{MPa})$ .

Avec  $f_{c28} = 30\text{ Mpa}$  nous avons  $f_{t28} = 2,4\text{ Mpa}$

c) Module de déformation longitudinale du béton:

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

• Module de déformation instantané «  $E_{ij}$  »:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de «  $j$  » jours est égale à:

$$E_{ij} = 11\,000 (c_j)^{1/3} (\text{MPa})$$

Pour:  $f_{c28} = 30\text{ MPa}$  on trouve:  $E_{i28} = 35981,72\text{ MPa}$ .

• Module de déformation différé:

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à

24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} (\text{MPa})$$

Pour:  $f_{c28} = 30\text{ MPa}$  on trouve:  $E_{v28} = 11496,76\text{ MPa}$ .

d) Coefficient de Poisson:

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

À l'ELU:  $v=0 \Rightarrow$  béton fissuré.

À l'ELS:  $v=0,3 \Rightarrow$  béton non fissuré.

e) Poids volumique:

On adopte la valeur  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

e. Contraintes limites de calcul:

- Etats limites ultimes (ELU):

L'état limite ultime est définie généralement par la limite de la résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas la contrainte est définie par:

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

Avec :

$\gamma_b$  = Coefficient de sécurité.

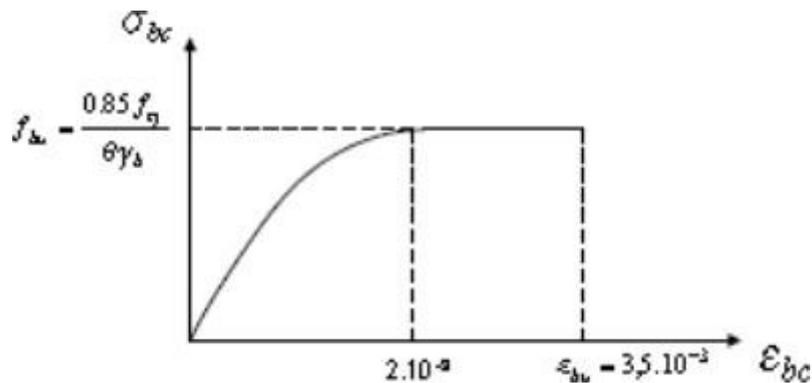
$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

$\theta$  : coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$$\begin{array}{l} \text{Si } t > 24\text{h} \\ \text{Si } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \text{Si } t < 1\text{h} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \\ \theta = 0.9 \\ \theta = 0.85 \end{array} \right.$$

$t$  ; durée d'application de l'action considérée en heures.



**Figure I. 1** : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

- Etat limités de service « E. L. S » :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

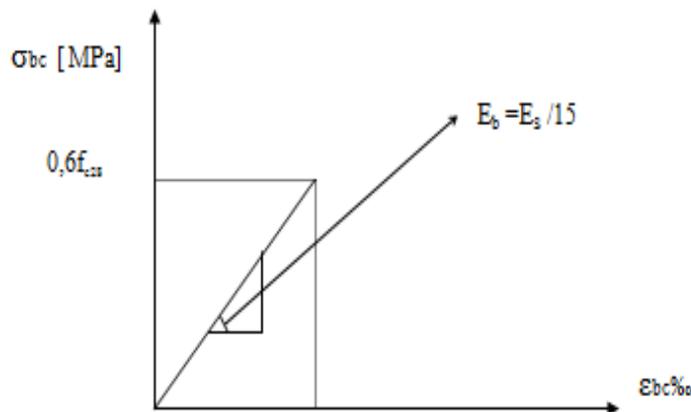
Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limitée de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Pour  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$ .



**Figure I. 2** : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

### I.3.3.2 Acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit  $\geq 5\%$  hors la zone de striction. Il y a lieu d'éviter les barres lisses.

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) f<sub>c</sub>E500.

• **Module d'élasticité des aciers :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : E<sub>s</sub> = 210 000 MPa.

**Les Contrainte limite de calcul :**

. E. L. U:

σ<sub>s</sub> = Contrainte de l'acier

La contrainte de calcul, notée σ<sub>s</sub> et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ<sub>s</sub> : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

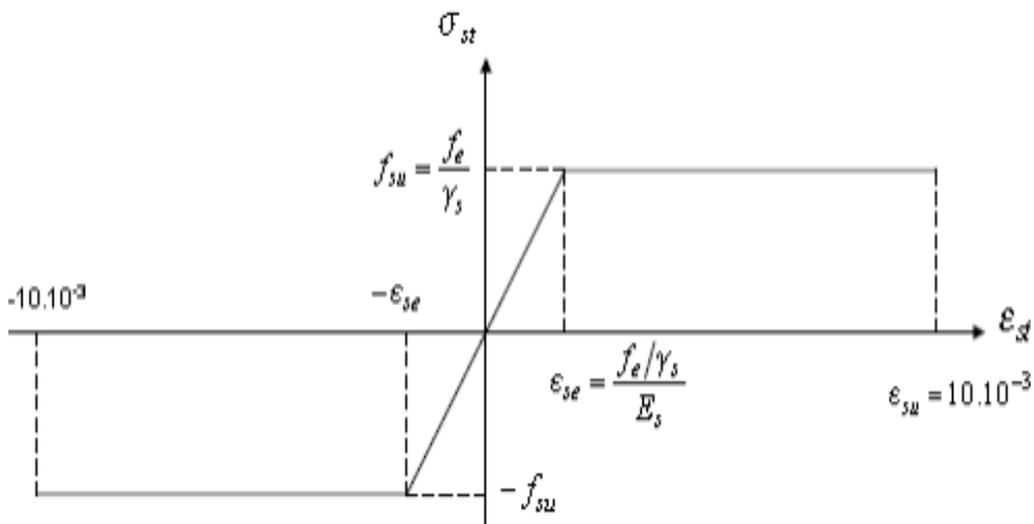
$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

On adopte le diagramme contrainte déformations suivant :

f<sub>e</sub> : contrainte limite élastique.

ε<sub>s</sub>: déformation (allongement) relative de l'acier.  $\epsilon_{es} = \left( \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \right)$

σ<sub>s</sub> : contrainte de l'acier γ<sub>s</sub> = Coefficient de sécurité de l'acier.



**Figure I. 3 :**Diagramme contrainte – déformations d'acier a L'ELU.

-E. L.S :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

2. Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

3. Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta_s = 0.8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

### c) Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté  $\eta$  est le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

$\eta$  : coefficient d'équivalent.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation de béton.

### I.3.Hypothèses de calcul :

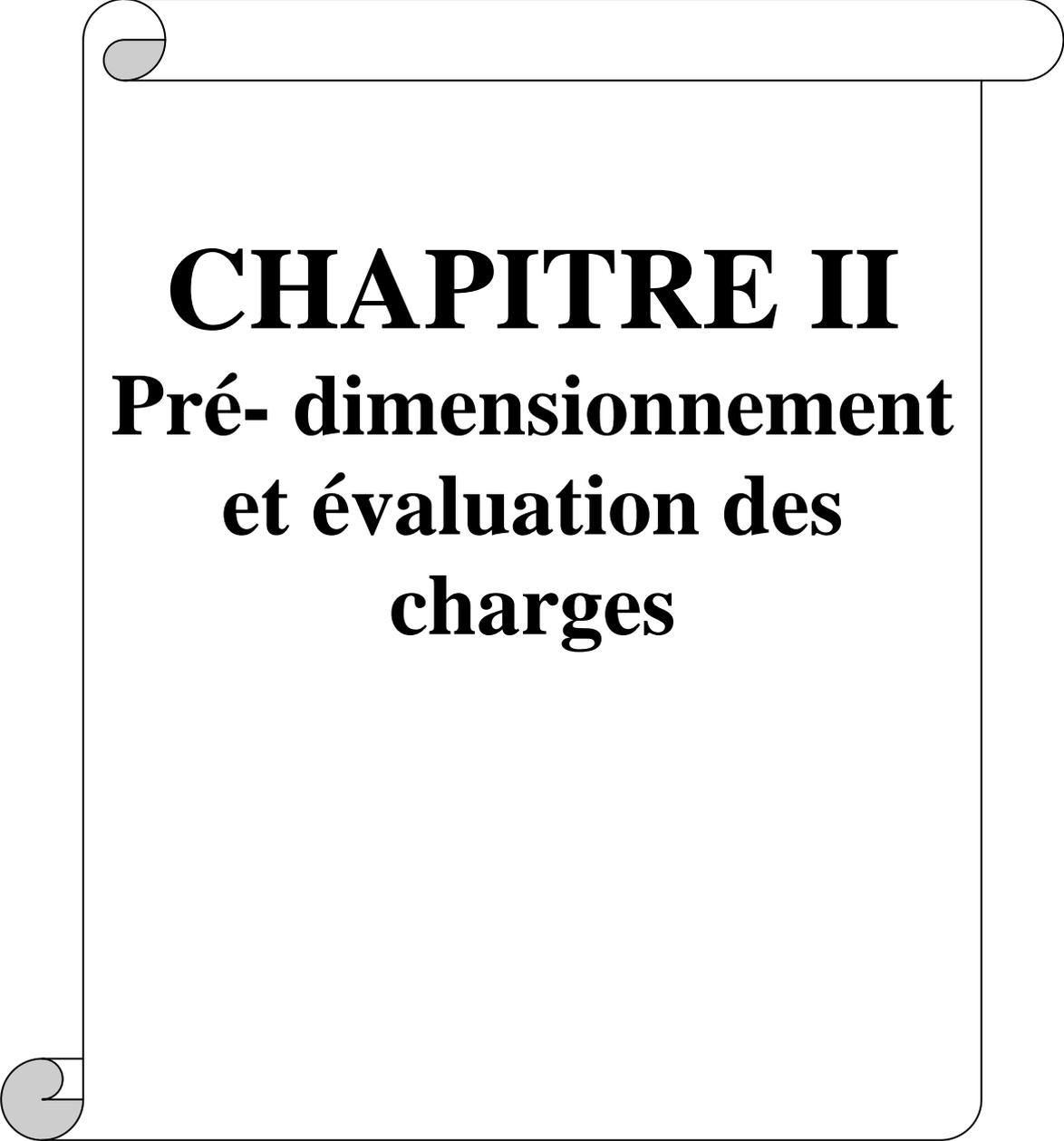
Le calcul en béton armé aux états limites est basé sur l'hypothèse suivante :

- La section droite reste plane après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre l'armature d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple
- L'allongement unitaire dans l'acier est limité à 10‰

La contrainte de calcul notée «  $\sigma_s$  » et qui est définie par la relation  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\sigma_s = 204.34\text{MPa}$  { Situation durable ou transitoire.  
• Rond lisse {  
( $f_e = 235\text{MPa}$ )  $\sigma_s = 235\text{MPa}$  Situation accidentelle.

$\sigma_s = 348\text{MPa}$  { Situation durable ou transitoire.  
• Haute adhérence {  
( $f_e = 400\text{MPa}$ )  $\sigma_s = 400\text{MPa}$  Situation accidentelle.



**CHAPITRE II**  
**Pré- dimensionnement**  
**et évaluation des**  
**charges**

## II.1.INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et de béton. Il faut d'abord déterminer les dimensions des différents éléments de la structure. Pour cela nous avons besoin des règlements qui sont : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93) et (B.A.E.L.91). Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure, à savoir :

Les planches.

Les poutres.

Les poteaux.

Les voiles.

## II.2 Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant la fonction de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

- Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :
  - Plancher en corps creux en partie courante
  - Dalle pleine pour le balcon et certaines parties des planchers.

### II.2.1.Plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé(treillis soudé).

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule suivante :

$$(L/25) \leq h \leq (L/20)$$

Avec :

L:: Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h: Epaisseur du la dalle.

$L = \min [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max ( sens y) } ]$ .

$$L = 4.00 \text{ m} - 0.30 = 3.7\text{m}$$

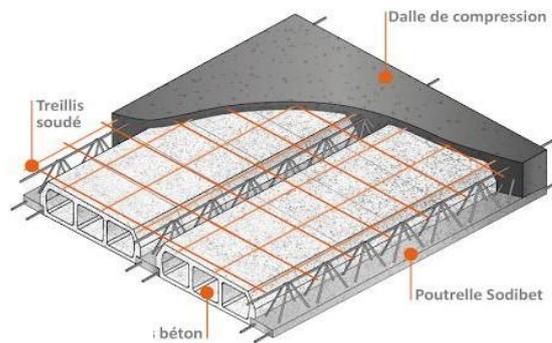
Alors:  $14.8 \text{ cm} \leq h \leq 18.5\text{cm}$

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher (16+4) cm.

$$h = 20 \text{ cm telle que : } h = d + e$$

$d=16\text{cm}$  (hauteur de corps creux).

$e= 4\text{cm}$  (hauteur de la dalle de compression).



**Figure II. 1 :**Plancher en corps creux.

### II.2.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan .Une dalle peut reposer sur 2,3 ou 4 cotés. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants ;

#### a) Condition de résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne de :

- $e=7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu ;
- $e=11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e=17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

Dans notre cas nous considérons  **$e=11\text{cm}$** .

**b) Isolation phonique:**

Selon les règles du CBA93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur 'e' du plancher doit être supérieur ou égal à 13 cm pour avoir une bonne isolation phonique.

**c) Résistance à la flexion:**

Dalle reposant sur deux appuis:  $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

**Balcons**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par :  $L = 1,17 \text{ m}$

$$\frac{1.17}{35} \leq e \leq \frac{1.17}{30} \Rightarrow 3.34 \leq e \leq 3.9$$

D'onc  $e = 3.5 \text{ cm}$ .

On adopte une épaisseur des dalles pleines de **15 cm** pour les balcons.

**II.2.3. Evaluation des charges :**

**Planche terrasse (inaccessible) :**

**Tableau II.1.** Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravions de protection	0.05	18	0.9
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Béton a pont	0.1	22	2.2
5	Plancher (16+4)	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				<b><u>6.43</u></b>

**Plancher étage courant :**

**Tableau II.2.** Charge permanente d'étage courant.

N <sup>0</sup>	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de carrelage	0.03	20	0.60
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.03	18	0.54
4	Planche (16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduite de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de distribution	0.1	10	1
Charge permanant G				<b><u>5.59</u></b>

**Charge permanente dalle plein :**

**Tableau II.3.** Charge permanente dalle plein.

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.6
3	Lite de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduite de plâtre	0.02	10	0.36
6	Cloison de distribution	0.1	10	1
Totale				<b><u>5.51</u></b>

**Tableau II.4.** Charge permanente du sous-sols :

N <sup>0</sup>	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Couche échappée	/	/	0.28
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Dalle pleine	0.15	25	3.75
4	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				<b><u>4.79</u></b>

**Maconnerie :**

**Tableau II.5.** Charge permanente.

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique Creuse	0.15	9	1.35
3	Ame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2	0.2
Charge permanent G				<b><u>2.81</u></b>

**Charge d'exploitation :**

**Tableau II.6.** Charge d'exploitation.

Eléments	Surcharge Q (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher RDC	1.5
Balcon	3.5
escalier	2.5
acrotère	1
Sou-sole	2.5

### II.3. Pré-dimensionnement de la poutre :

Les poutres sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. Le prédimensionnement des poutres se fait conformément aux règles BAEL 91 modifié 99. On a deux types de poutres :

1. Poutres porteuse.
2. Poutres Non porteuse .

**Selon le BAEL 91 modifié 99 : [1]**

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7 h$$

$L_{max}$ : la plus grande portée entre nœuds d'appuis.

h: hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

#### 1. Poutre porteuse :

Nous savons :  $L = 5.00 - 0.30 = 4.70\text{m}$

- $31.33 \leq h \leq 47$  on prend **h=40cm.**
- $13.5 \leq b \leq 31.5$  On prend **b=30cm.**

#### 2. Poutre non porteuse :

Nous avons :  $L = 4.00 - 0.30 = 3.70\text{m}$

- $24.66 \leq h \leq 37$  On prend **h=35cm.**
- $10.5 \leq b \leq 224.5$  On prend **b=30cm.**

#### Vérification des conditions RPA :

**Tableau II.7. Vérification**

Conditions	Poutre porteuse	Poutre non porteuse	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	vérifié
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	vérifié
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	vérifié

Conclusion :

- Poutre porteuse (40\*30)
- Poutre non porteuse (35\*30)

## II.4.Pré-dimensionnement des poteaux :

### Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).

Pour ce faire, on calcule les surfaces de plancher reprises par chaque poteau et celui reprenant la plus grande surface donnera les charges les plus importantes. On utilise un calcul basé sur la descente des charges. Et pour les charges d'exploitation, on appliquera la loi de dégression.

### II.4.1 : Procédure du pré-dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- La section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99/ver2003**.
- Vérification de la section à l'ELS selon le **BAEL91/modifié99**.
- Vérification des sections trouvées à l'ELU.

#### Etat limite de service

Vérifier la section à l'ELS, selon l'équation suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+nA_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

- $N_{ser}$  : effort normal pondéré à ELS tel que :  $N_{ser} = G + Q$ .
- $B$  : section de béton du poteau.
- $n$  : coefficient d'équivalence :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- $A_s$  : section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ).
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En plaçant dans l'équation (1), on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+nA_s} \leq 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum [1] :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
- $A_{S \text{ min}} = 0,9\% B$

Avec:

- $b, h$  : dimensions de la section, dans notre cas ( $b = h = a$ ).
- $h_e$  : la hauteur de l'étage .

### Etat limite ultime

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple A L'ELU selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

$N_u$  : effort de compression à l'ELU.  $N_u = 1.35G + 1.5Q$ .

$A_s$ : la section d'acier comprimé

$Br$  : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Poteau carré:  $Br = (a - 0.02)^2 \quad \text{m}^2$

$$Br = (a - 2)^2 \quad \text{cm}^2$$

➤ Selon le règlement RPA99/ver2003[1]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%.$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Généralement pour les poteaux, on prend  $\lambda=35$  par calcul  $\alpha=0.708$ .

$L_f = 0.7L_0$ : C'est la longueur de flambement (encastré-articulé)

S: Aire de la section.

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ) situation durable.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ) situation durable.

$f_e$ : limite élastique de l'acier ( $f_e=500\text{MPa}$ ).

$f_{c28}$ : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28}=30\text{MPa}$ ).

On déduit Br de l'équation (1)

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Nous trouvons :  $B_r(\text{m}^2) = 0.053 N_u(\text{MN})$ .

**Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,5Q.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ( $n \geq 5$ ) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2] [3].}$$

Avec : n : nombre d'étage.

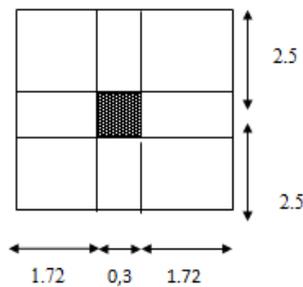
$Q_0$  : la structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

**Tableau II.8.**Dégression des surcharges d'exploitations

Niveau du plancher	Surcharge	Charge cumulée	$\Sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )
terrasse	$Q_0 = 1$	$\Sigma Q = Q_0$	1
N1	$Q_1 = 1.5$	$Q_0 + Q_1$	2.5
N2	$Q_2 = 1.5$	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2$	3.85
N3	$Q_3 = 1.5$	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$	5.05
N4	$Q_4 = 1.5$	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4$	6.1
N5	$Q_5 = 1.5$	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5$	7
N6	$Q_6 = 1.5$	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5 + 0.5Q_6$	7.75
N7	$Q_7 = 1.5$	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5 + 0.5Q_6 + 0.5Q_7$	8.5

**1. Poteau central :**



Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité.  $S = 18.75\text{m}^2$ .

**Figure II. 2 :**Surface du poteau plus sollicité central.

**Détermination des charges :**

Charge permanente.

Poids des planchers :

- Plancher terrasse inaccessible  $18.75*6.43=120.56$  kN.
- Plancher étage courante  $18.75*5.59=104.81$ kN.
- Plancher sous-sol  $18.75*4.79 =89.81$  kn.

Poids des poutres :

- Poutre porteuse  $25*0.30*(0.4-0.20)* 4.7=7.05$  kN
- Poutre non porteuse  $25*0.30*(0.35-0.20) *3.75= 4.21$  kN.

Poids des poteaux :

- Poids de poteau :  $25*0.30*0.30*(3.22-0.40) = 6.35$  kN.
- Poids de poteau <sub>sous-sol</sub>  $25*30*30*(4.08-0.40)= 8.28$  kN .

**Tableau.9.**Descente des charges d’exploitation du poteau central

Niveau de plancher	Charge d’exploitation dans chaque étage	Charge d’exploitation cumulée
terrasse	$Q_0$	$Q_0=18.75$
6 <sup>ème</sup>	$Q_1$	$Q_0+Q_1=46.88$
5 <sup>ème</sup>	$Q_2$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2=72.19$
4 <sup>ème</sup>	$Q_3$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3=94.69$
3 <sup>ème</sup>	$Q_4$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4=114.38$
2 <sup>ème</sup>	$Q_5$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5=131.25$
1 <sup>ère</sup>	$Q_6$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6=145.31$
RDC	$Q_7$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7=159.38$

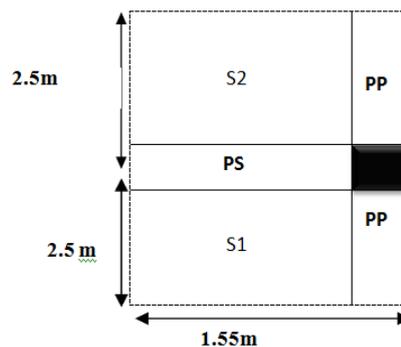
**Tableau II.10.** Descente de charge du poteau central.

niveau	Elément	G(kn/m <sup>2</sup> )	Q <sub>cu</sub> (kn/m <sup>2</sup> )
terrasse	Plancher terrasse inaccessible	120.56	18.75
	Poutres	11.26	
	Total	138.18	
6 <sup>ème</sup>	Venant de N1	138.18	46.88
	Plancher étage courant	104.81	
	Poutres	11.26	
	Poteau	6.36	
	total	260.61	
5 <sup>ème</sup>	Venant de N2	260.61	72.19
	Plancher étage courant	104.81	
	Poutres	11.26	
	Poteau	6.36	
	total	383.04	
4 <sup>ème</sup>	Venant de N3	383.04	94.68
	Plancher étage courant	104.81	
	Poutres	11.26	
	Poteau	6.36	
	total	505.47	
3 <sup>ème</sup>	Venant de N4	505.47	114.38
	Plancher étage courant	104.81	
	Poutres	11.26	
	Poteau	6.36	
	total	627.9	
2 <sup>ème</sup>	Venant de N5	627.9	131.25
	Plancher étage courant	104.81	
	Poutres	11.26	
	Poteau	6.36	
	total	750.33	
1 <sup>ère</sup>	Venant de N6	750.33	145.31
	Plancher étage courant	104.81	
	Poutres	11.26	
	Poteau	6.36	
	total	872.76	
RDC	Venant de N7	872.76	159.38
	Plancher étage courant	104.81	
	Poutres	11.26	
	Poteau	6.36	
	total	988.83	

**Tableau .**choix des section et vérification du poteau central.

Poteau du	Nu(kN)	Br cm <sup>2</sup>	a(cm)	a*a (choix) cm <sup>2</sup>	Min RPA (a*a)	Nser(KN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bu}$ (MPa)	$\sigma_{bu}$ (MPa)	obs
6 <sup>ème</sup>	214,668	113.77	12.66	30*30	30*30	156,93	1.99	18	2.28	17	Vérifie
5 <sup>ème</sup>	422.14	223.73	16.95	30*30	30*30	307.49	4.07	18	4.69	17	Vérifie
4 <sup>ème</sup>	625.39	331.45	20.20	30*30	30*30	455.22	6.12	18	7.04	17	Vérifie
3 <sup>ème</sup>	824.41	436.93	22.90	30*30	30*30	600.15	8.13	18	9.35	17	Vérifie
2 <sup>ème</sup>	1019,23	540,19	25.53	30*30	30*30	742.27	10.09	18	11.61	17	Vérifie
1 <sup>ère</sup>	1209,82	641.20	27.68	30*30	30*30	907.02	12.02	18	13.82	17	Vérifie
RDC	1396,19	739.98	29.61	30*30	30*30	1018,07	13.9	18	15.99	17	Vérifie
Sou-sole	1573,98	834.21	30.88	35*35	30*30	1148,21	11.59	18	13.33	17	Vérifie

**1. Poteau de rive :**



**Figure II. 3 :**Surface du poteau plus sollicité de rive.

Soit S la surface reprise par le poteau centrale le plu solliciter.  $S= 7.75m^2$  .

**Détermination des charges :**

Charge permanent.

Poids des planchers :

- Plancher terrasse inaccessible  $775*6.43= 49.83$  kN.
- Plancher étage courant  $7.75*5.59= 43.32$  kN.
- Plancher sous-sol  $7.75*4.79 = 37.12$  kN.

Poids des poutres :

- Poutre porteuse  $25*0.30*(0.4-0.20)*( 5-0.3) =7.05$  Kn
- Poutre non porteuse  $25*0.30*(0.35-0.20) *1.55= 1.74$  kN.

Poids des poteaux :

- Poids de poteau :  $25*0.30*0.30*(3.22-0.40)= 6.35$  kN.
- Poids de poteau sous-sol  $25*30*30*(4.08-0.40)= 8.28$  kN .

Poids des murs :

- Mur du (RDC..6<sup>eme</sup>  $2.81*(3.23-0.4)*4.7 = 37.37$  KN.
- Mur du sous-sol  $2.81*(4.08-0.4)*4.7 =48.60$  kN.

Poids de l'acrotère :

$$2.12*5 = 10.6\text{kN.}$$

**Tableau.11.**Descente des charges d'exploitations de poteau de rive.

Niveau de plancher	Charge d'exploitation dans chaque étage	Charge d'exploitation cumulée
terrasse	$Q_0$	$Q_0 = 7.75$
6 <sup>eme</sup>	$Q_1$	$Q_0+Q_1=19.38$
5 <sup>eme</sup>	$Q_2$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2=29.84$
4 <sup>eme</sup>	$Q_3$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3=39.14$
3 <sup>eme</sup>	$Q_4$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4=47.28$
2 <sup>eme</sup>	$Q_5$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5=54.25$

1 <sup>ère</sup>	Q <sub>6</sub>	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6 =60.06$
RDC	Q <sub>7</sub>	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7 =69.75$

**Tableau II.12.** Descente des charges du poteau de rive.

niveau	Elément	G <sub>cu</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	Q <sub>cu</sub> (kn/m <sup>2</sup> )
terrasse	Plancher terrasse inaccessible	49.83	7.75
	Poutres	8.78	
	Acrotère	10.6	
	Total	69.22	
6 <sup>ème</sup>	Venant de N1	69.22	19.38
	Plancher étage courant	43.32	
	Poutres	8.79	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	37.37	
	Totale	165.06	
5 <sup>ème</sup>	Venant de N2	165.06	29.84
	Plancher étage courant	43.32	
	Poutres	8.79	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	37.37	
	Total	260.9	
4 <sup>ème</sup>	Venant de N3	260.9	39.14
	Plancher étage courant	43.32	
	Poutres	8.79	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	37.37	
	Total	356.74	
3 <sup>ème</sup>	Venant de N4	356.74	47.28
	Plancher étage courant	43.32	
	Poutres	8.79	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	37.37	
	Total	452.58	
2 <sup>ème</sup>	Venant de N5	552.58	54.25
	Plancher étage courant	43.32	
	Poutres	8.79	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	37.37	
	Total	548.42	
1 <sup>ère</sup>	Venant de N6	548.42	60.06
	Plancher étage courant	43.32	
	Poutres	8.79	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieur	37.37	
	Totale	644.26	

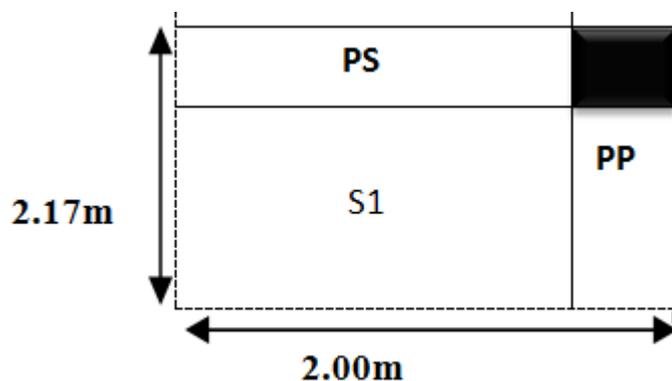
RDC	Venant de N7	644.26	65.88
	Plancher étage courant	37.12	
	Poutres	8.79	
	Poteau	8.28	
	Mure extérieure	48.60	
	total	740.1	

**Tableau II.13.** choix des section et vérification des poteau de angle .

Poteau du	Nu(kN)	Br cm <sup>2</sup>	a(cm)	a*a (choix) cm <sup>2</sup>	Min RPA (a*a)	Nser (KN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bu}$ (MPa)	$\sigma_{bu}$ (MPa)	Ob
6 <sup>ème</sup>	105.07	55.68	9.46	30*30	30*30	76.97	1.01	18	1.16	17	Vérifie
5 <sup>ème</sup>	251.89	133.5	13.53	30*30	30*30	184.43	2.43	18	2.79	17	Vérifie
4 <sup>ème</sup>	396.97	210.39	16.50	30*30	30*30	290.73	3.83	18	4.41	17	Vérifie
3 <sup>ème</sup>	540.30	286.36	18.92	30*30	30*30	395.87	5.22	18	6.00	17	Vérifie
2 <sup>ème</sup>	681.89	361.40	21.01	30*30	30*30	499.86	6.58	18	7.57	17	Vérifie
1 <sup>ère</sup>	821.74	435052	22.86	30*30	30*30	602.67	7.93	18	9.13	17	Vérifie
RDC	959.84	508.71	24.55	30*30	30*30	704.32	9.27	18	10.66	17	Vérifie
Sou-sole	1097.94	581.91	26.12	30*30	30*30	805.98	10.6	18	12.19	17	Vérifie

**2. Poteau d'angle :**

Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité  $S = 4.34m^2$  .



**Figure II. 4 :** Surface du poteau plus sollicité d'ngle.

**Détermination des charges :**

Charge permanent.

Poids des planchers :

- Plancher terrasse inaccessible  $4.34*6.43= 27.90$  kN.
- Plancher étage courante  $4.34*5.59= 24.26$  kN.
- Plancher sous-sol  $4.34*4.79 = 20.78$  kN.

Poids de la poutre :

- Poutre porteuse  $25*0.30*(0.4-0.20)*1.87 = 2.81$  Kn
- Poutre non porteuse  $25*0.30*(0.35-0.20) *2= 2.25$ kN.

Poids des poteaux :

- Poids de poteau :  $25*0.30*0.30*(3.22-0.40)= 6.36$  kN.
- Poids de poteau <sub>sous-sol</sub>  $25*30*30*(4.08-0.40)= 8.28$  kN .

Poids des murs :

- Mur de (RDC..6<sup>eme</sup>  $2.81*(3.23-0.4)*(2+1.87)= 30.77$  KN.
- Mursous-sol  $2.81*(4.08-0.4)* (2+1.87) = 40.01$  kN.

Poids de l'acrotère :

$2.12*4.17= 8.84$  k

**Tableau.II.14 .Descente des charges d'exploitations du poteau d'angle.**

Niveau de plancher	Charge d'exploitation dans chaque étage	Charge d'exploitation cumulée
terrasse	$Q_0$	$Q_0 = 4.34$
6 <sup>eme</sup>	$Q_1$	$Q_0+Q_1=10.85$
5 <sup>eme</sup>	$Q_2$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2=16.71$
4 <sup>eme</sup>	$Q_3$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3 = 21.92$
3 <sup>eme</sup>	$Q_4$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4 = 26.47$
2 <sup>eme</sup>	$Q_5$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5 = 30.38$
1 <sup>ere</sup>	$Q_6$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6 = 33.64$
RDC	$Q_7$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6+0.5Q_7=36.89$

**Tableau II.15.** Descente des charges du poteau de angl.

niveau	Elément	$G_{cu}(kn/m^2)$	$Q_{cu}(kn/m^2)$
terrasse	Plancher terrasse inaccessible	27.9	4.34
	Poutres	5.06	
	Acrotère	8.84	
	Total	41.8	
6 <sup>ème</sup>	Venant de N1	41.8	10.85
	Plancher étage courant	24.26	
	Poutres	5.06	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	30.77	
	Totale	108.25	
5 <sup>ème</sup>	Venant de N2	108.25	16.71
	Plancher étage courant	24.26	
	Poutres	5.06	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	30.77	
	Total	174.7	
4 <sup>ème</sup>	Venant de N3	174.7	21.92
	Plancher étage courant	24.26	
	Poutres	5.06	
	Poteau	6.36	
	Mure exrerieure	30.77	
	Total	241.15	
3 <sup>ème</sup>	Venant de N4	241.15	26.47
	Plancher étage courant	24.26	
	Poutres	5.06	
	Poteau	6.36	
	Mure exrerieure	30.77	
	Total	307.6	
2 <sup>ème</sup>	Venant de N5	307.6	30.38
	Plancher étage courant	24.26	
	Poutres	5.06	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	30.77	
	Total	347.05	
1 <sup>ere</sup>	Venant de N6	347.05	33.63
	Plancher étage courant	24.26	
	Poutres	5.06	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieur	30.77	
	Totale	440.5	
RDC	Venant de N7	440.5	36.89
	Plancher étage courant	20.78	
	Poutres	5.06	
	Poteau	6.36	
	Mure extérieure	30.77	
	total	514.63	

**Tableau II.16** .choix des section et vérification des poteau d'angle.

Poteau du	Nu(kN)	Br cm <sup>2</sup>	a(cm)	a*a (choix) cm <sup>2</sup>	Min RPA (a*a)	Nser(KN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bu}$ (MPa)	$\sigma_{bu}$ (MPa)	ob
6 <sup>ème</sup>	62.92	33.35	7.77	30*30	30*30	46.13	0.6	18	0.69	17	Vérifie
5 <sup>ème</sup>	162.39	86.06	11.27	30*30	30*30	119.08	1.56	18	1.80	17	Vérifie
4 <sup>ème</sup>	260.87	138.26	13.27	30*30	30*30	191.379	2.52	18	2.89	17	Vérifie
3 <sup>ème</sup>	358.37	189.93	15.78	30*30	30*30	263.02	3.46	18	3.98	17	Vérifie
2 <sup>ème</sup>	454.90	241.09	17.52	30*30	30*30	334.024	4.39	18	5.05	17	Vérifie
1 <sup>ère</sup>	550.47	291.74	19.08	30*30	30*30	404.37	5.31	18	6.11	17	Vérifie
RDC	645.03	341.86	20.48	30*30	30*30	474.065	6.23	18	7.16	17	Vérifie
Sou-sole	739.60	391.99	21.79	30*30	30*30	543.76	7.14	18	8.21	17	Vérifie

**Tableau II.17**.choix des section et vérification des poteaux de rive.

Poteau du	Poteau d'ngle	Poteau de rive	Poteau centrale	Choix final
6 <sup>ème</sup>	30*30	30*30	30*30	30*30
5 <sup>ème</sup>	30*30	30*30	30*30	30*30
4 <sup>ème</sup>	30*30	30*30	30*30	30*30
3 <sup>ème</sup>	30*30	30*30	30*30	30*30
2 <sup>ème</sup>	30*30	30*30	30*30	30*30
1 <sup>ère</sup>	30*30	30*30	30*30	30*30
RDC	30*30	30*30	30*30	35*35
Sou-sols	30*30	30*30	35*35	35*35

## II.4. Pré-dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du Bâtiment ; pour leurs pré-dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations de l'article **7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003**.

L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

$a$  : épaisseur du voile .

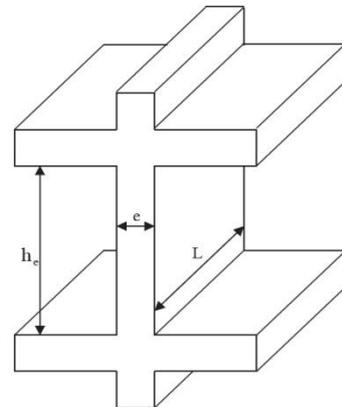
$h_e$  : hauteur libre de l'étage .

$$h_e = 3.23 - 0.40 = 2.83 \text{ m .}$$

$$a \geq \frac{2.83}{25} = 0.1132 \text{ .}$$

$$a = 20 \text{ cm.}$$

L'épaisseur adoptée pour les voiles de tous les étages.



**Figure II. 5 :**Coupe de voile en élévation.

## II.9. Conclusion

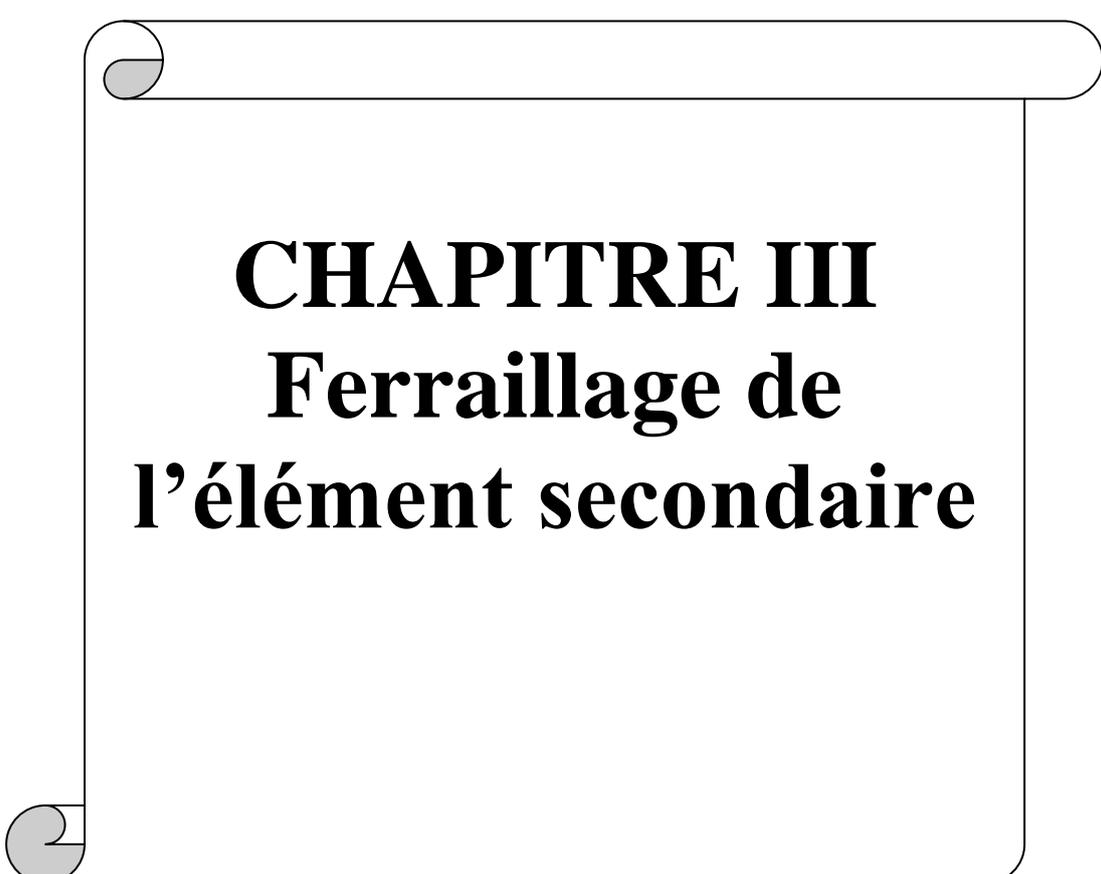
Dans ce chapitre, nous avons pré-dimensionnés les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Nous allons présenter les résultats comme suit :

Nous adopterons pour les planchers corps creux une épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ ,  $(16+4) \text{ cm}$ .

Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

Le choix des sections des poutres est le suivant :

- Poutres porteuses (30×40) cm
- Poutres non porteuses (30×35) cm
- Enfin, l'épaisseur des voiles est fixé à :  $a = 20 \text{ cm}$



**CHAPITRE III**  
**Ferraillage de**  
**l'élément secondaire**

### III.1 Acrotère :

#### III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

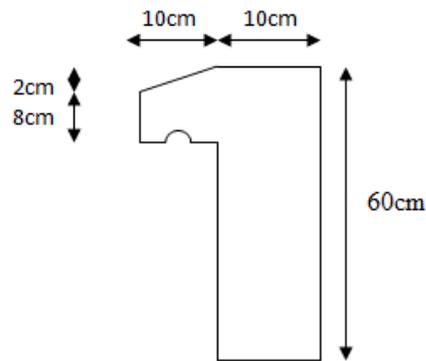


Figure III. 1 : Acrotère.

#### III.1.2 Evaluation des charges :

##### a. Charges permanentes :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de  $G_1 = \rho_b \cdot s$

$\rho_b$  : Le poids volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

$s$  : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G \text{ acrotère} = 25 \cdot 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits en ciment ( $e_p=1,5\text{cm}$ ) ( $p=18\text{kN/m}^3$ )

$$G_2 = \rho \cdot p \cdot e$$

Avec :  $\rho$ : poids volumique du ciment

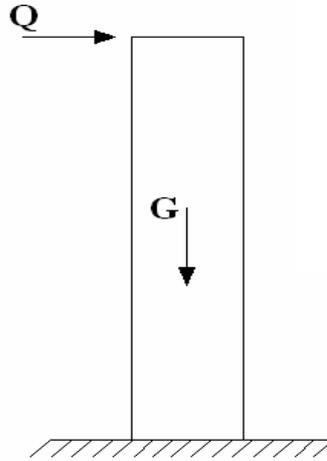
$P$  : périmètre transversale de l'acrotère

$e$  : épaisseur des enduits de ciments

$$p = 0,6 + 0,10 + 0,10 + 0,08 + 0,10 + 0,50 = 1,48 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 * 1.48 * 0.015 = 0.399 \text{ kN/m}$$

$$G = G_{\text{acrotère}} + G_2 = 1.725 + 0.399 = 2.12 \text{ kN/ml.}$$



**Figure III. 2 :** Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

**a. Charge d'exploitation**

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml.}$$

• **Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère**

D'après RPA 99 version 2003, L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_p = 4.A.CP.WP$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone donné par l'RPA 99 version 2003 à partir du tableau (4.1) pour la zone III et le groupe d'usage  $\Rightarrow A = 0.25$

$C_p$  : Facteur de force horizontale donné par l'RPA 99 version 2003 à partir du tableau (6.1)  
 $C_p = 0,8. \Rightarrow$

- WP : Poids de l'acrotère  $WP = 2.12 \text{ kN/ml.}$

$$\bullet \quad F_p = 4 * 0,25 * 0,8 * 2.12 \quad F_p = 1.70 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \text{Max} (1.5Q ; F_p) = \text{Max} (1.5 ; 1.7) = 1.7 \text{ kN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

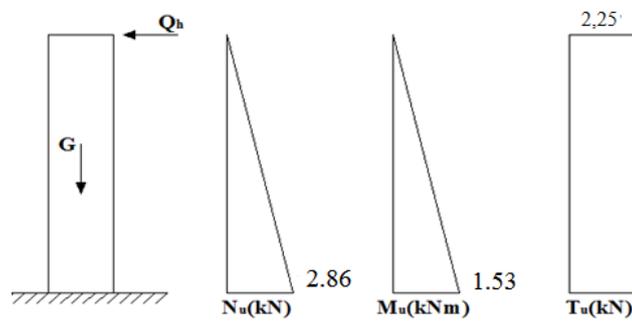
$$G = 2.12 \text{ kN/ml et } Q = 1.70 \text{ KN/ml.}$$

### III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur

**Tableau III.1** : Calcul des sollicitations

ELU			ELS		
Nu	1,35G	2.86	Ns	G	2.12
Mu	1,5 FP.h	1.53	Ms	FP.h	1.02
Tu	1,5 FP	2.55	Ts	FP	1.70

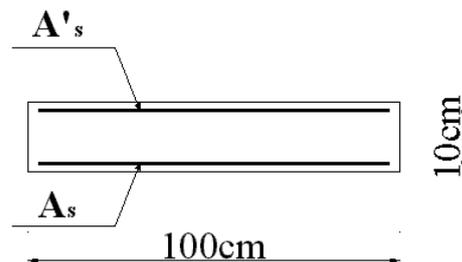


**Figure III. 3:** Effort interne et moment.

### III.1.4 Ferrailage de l'acrotère:

$h = 10 \text{ cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$  ;  $c = c' = 2.5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 500\text{MPa}$ .

$d = 9\text{cm}$  .  $f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$  .



**Figure III. 4:** Ferrailage de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.53}{2.86} = 55.4cm \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (spc).}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

• **Calcul du moment fictif «  $M_f$  »**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,60kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,012$$

**Tableau III.2** : Calcul de ferrailage.

	$M_U$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A'_s(\text{cm}^2)$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	A2 ( $\text{cm}^2$ )	choix	A adopte
M	1.53	0.012	0.015	8.94	0	0.39	0.38	3T8	1.51

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0.39\text{cm}^2$$

•  $A_{s1} = A'_s = 0$

•  $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38\text{cm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,38\text{cm}^2 \end{cases}$$

**III.1.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 : [2]**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \min = 0.99\text{cm}^2.$$

$$A_s \geq \max (A_2 ; A_s \min) = 0.99 \text{ cm}^2 .$$

Avec un espacement  $S_r = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$

**III.1.6 Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$$0.377 \leq A_r \leq 0,755 \text{ cm}^2.$$

On choisit 4T6=1,13 cm<sup>2</sup> avec un espacement :  $S_r = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

**III.1.7 Vérification des à L'E.L.S :**

$$N_{\text{ser}} = G = 2.12 \text{ kN}. M_{\text{ser}} = F_p \cdot h = 1.70 \text{ kN.m}$$

La fissuration est préjudiciable, la verification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à l'ELS).

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

**Tableau III.3.** Vérification des contraintes.

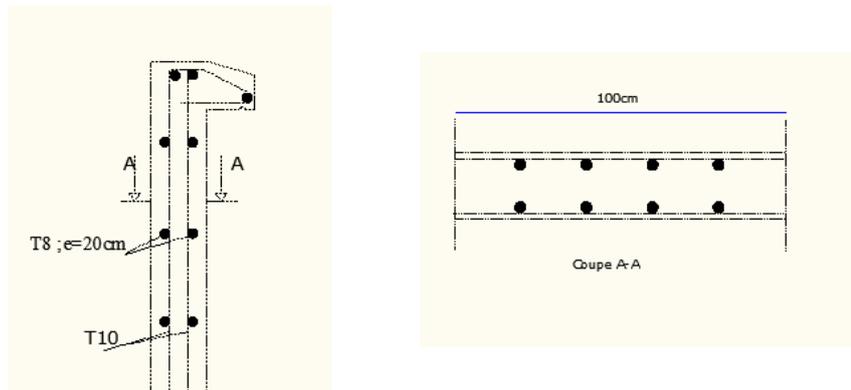
Mser(KNm)	As(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
1.70	1.51	2,07	18	Vérifie	112,9	250	Vérifie

**III.1.8 Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min (\bar{0},1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1700}{1000 \times 90} = 0.019 < 3 \text{ MPa}$$



**Figure III. 5:** Ferrailage de l'acrotère.

## III.2 Etude des balcons :

### III.2.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

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

Dans notre balcon la Dalle reposant sur deux appuis avec une portée maximale  $L=1.17m$

Donc :  $170/35 \leq e \leq 170/30$

$$4.85cm \leq e \leq 5.66 cm$$

On prend donc l'épaisseur minimal préconisé par le (C.B.A.93)  $e=15cm$ .

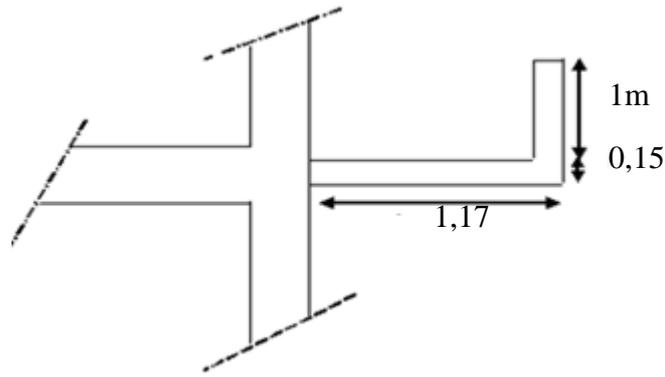


Figure III. 6:Dimensions du balcon.

### III.2.2 Evaluation des charges :

#### a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanente :

$$G=5,51\text{kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2 .$$

#### Charge concentrée "F" :

- Enduit au ciment : .....0,36kN/m<sup>2</sup>.
- Maçonnerie (ép =10cm) : .....0,90 kN/m<sup>2</sup>.
- Enduit au ciment : .....0,36kN/m<sup>2</sup>.

$$F= 1,62 \text{ kN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m,  $F = 1,62 \text{ kN/m}^2$

- Moment due à la main courante :

$$M_{mc}= Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1\text{kN/m}$$

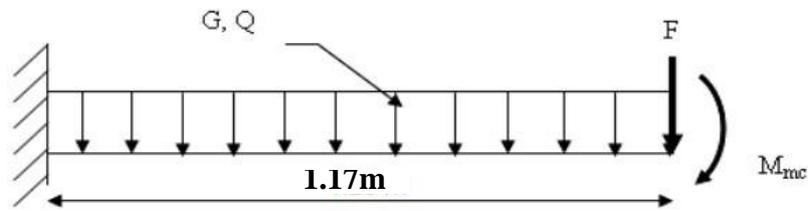


Figure III. 7 :Schéma statique du balcon.

**b. Combinaisons des charges :**

Tableau III.4 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
<b>q (kN/m)</b>	12,69	9,01
<b>F(kN)</b>	2.19	1,62
<b>M<sub>mc</sub>(kN.m)</b>	1,5	1,00

**c. Calcul des efforts internes :**

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = - \left[ Fx + \frac{qx^2}{2} + M_{mc} \right] \dots\dots\dots(1).$$

$$T(x) = - [F + qx] \dots\dots\dots(2).$$

Tableau III. 5 : résultats des efforts internes.

	ELU	ELS
<b>M (kN)</b>	12.74	9.06
<b>T (kN)</b>	17.03	12.16

### III.2.3 Calcul du ferrailage :

#### a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

$h = 15 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  $c = c' = 2.5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .

$d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$  .  $f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$  .

**Tableau III.6 : Ferrailage du balcon.**

MU (kN,m)	$\mu$	$\mu < \mu_r$	A'S (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Le choix	As (cm <sup>2</sup> )	ESP (cm)
12.74	0.041	Oui	0	0,052	13.21	2.21	5T12	5,65	20

#### Espacement

( 33et3h) pour une charge répartie.

St < min

( 22 et 2h) pour une charge concentrée .

33 cm

St < min

=>

St= 20cm ..... **Espacement vérifié.**

22 cm

#### a. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T8= 2.51 cm<sup>2</sup>** avec St= 20 cm.

### III.2.4 Vérification :

#### a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Vérification à l'effort tranchant:**

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} ( 0,1f_{c28} ; 4MPa ) = 3MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{16.78.10^3}{1000 \times 135} = 0.124 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**c. Vérification à l'ELS :**

On considère que la fissuration est préjudiciable

• **Vérification des contraintes**

- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

**Tableau III.7 : Vérification des contraintes.**

Mser(KNm)	As(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9.06	5.65	5,96	18	Vérifie	215,1	250	Vérifie

• **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,128 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{As}{b.d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00418 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,128 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{aligned} \right\}$$

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

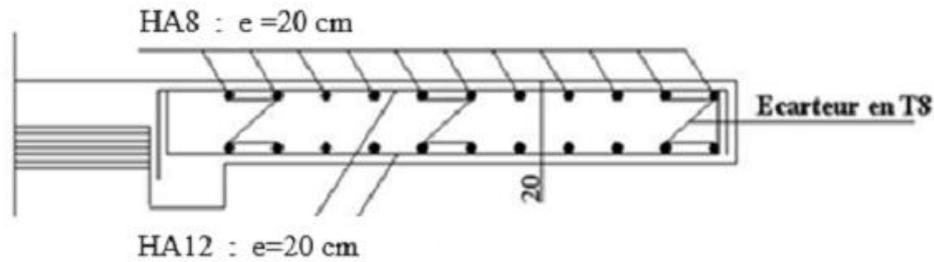


Figure III. 8: Schéma de ferrailage des balcons.

### III.3 Etude des planchers :

#### III.3.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

#### III.3.2 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **20cm**.

##### III.3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

- 1<sup>er</sup> phase : avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise à son poids propre et elle travaille isostatiquement, le moment fléchissant maximal en travée est :

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

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de reprendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un étaielement à mi travée pour diminuer la flèche.

- 2<sup>ème</sup> phase : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi- travée.

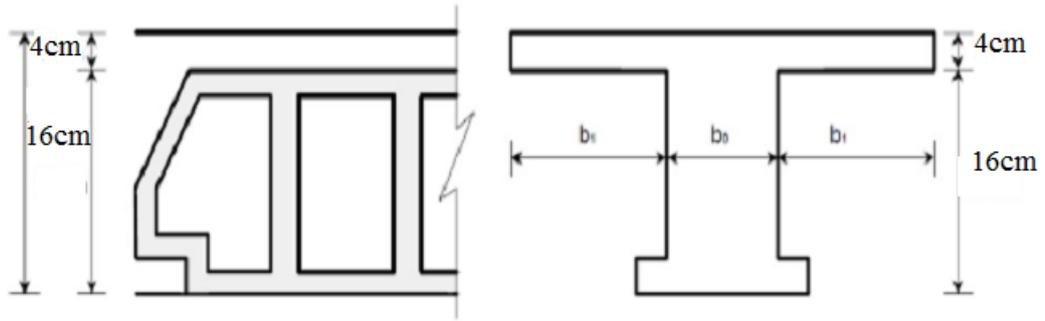


Figure III. 9 : Plancher en Corps Creux.

Notre plancher en corps creux :

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} 16 \text{ cm corps creux .} \\ 4 \text{ cm dalle de compression.} \end{cases}$$

### III.3.2.2 Dimension des poutrelles

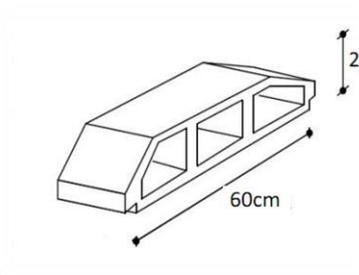


Figure III. 10 : Dimension du Corps Creux.

$$b_0 = (0,3 \text{ à } 0,5) h_t \quad b_0 = (16 ; 10)$$

On prendra  $b_0 = 10 \text{ cm}$  .

$$l_n = 60 + 10 = 70 \text{ cm} \quad (\text{Distance entre axe des poutrelles}).$$

$$b_1 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{70 - 10}{2} \rightarrow b_1 = 30 \text{ cm}.$$

### III.3.2.3. Evaluation des charges

- 1<sup>ère</sup> phase :

#### a- Charge permanente

- Poids propre de la poutrelle :  $0,1 \times 0,05 \times 25 = 0,125 \text{ kN/ml}$

- Poids propre du corps creux :  $0,60 \times 1 = 0,6 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{tot}} = 0,725 \text{ kN/ml}$$

**b- Charge d'exploitation**

$$Q = 1 \times 0.6$$

$$Q = 0.6 \text{ kN/ml.}$$

**c- Combinaison :**

$$\text{ELU : } qu = 1.35G + 1.5Q \quad \Leftrightarrow qu = 1.88 \text{ kn/ml.}$$

$$\text{ELS : } qs = G + Q \quad \Leftrightarrow qs = 1.33 \text{ kn/ml.}$$

$$M_u = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{1.88 \times 4^2}{8} = 3.76 \text{ kN.m.}$$

$$M_s = \frac{qs \cdot l^2}{8} = \frac{1.33 \times 4^2}{8} = 2.66 \text{ KN.m.}$$

**e- Calcul de ferrailage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU :

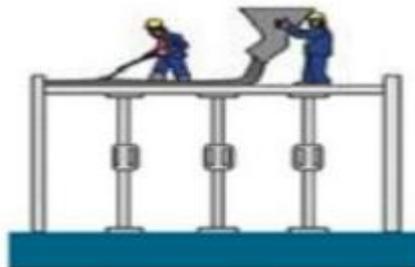
$$M_u = 3.76 \text{ kN.m ; } b = 10 \text{ cm ; } h = 4 \text{ cm ; } d = 3.6 \text{ cm ; } f_{bc} = 17 \text{ MPa.}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{3.76 \times 10^6}{100 \times 36^2 \times 17} = 1.706 > \mu_R = 0,371 \quad \rightarrow \quad A's \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui



reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

**Figure III. 11 :** Les étaielements.

- **2<sup>ème</sup> phase :**

Après le coulage de l'hourdis en place sur les entrevous, la poutrelle travaille comme une poutre en T.

**a- Charge permanente :**

- **Terrasse :**

$$G=6.43 \times 0.6 \quad \rightarrow \quad G = 3.86 \text{ kN/ml .}$$

- **Etage courant :**

$$G=5.59 \times 0.6 \quad \rightarrow \quad G = 3.35 \text{ kN/ml .}$$

**b- Charge d'exploitation :**

- **Terrasse :**

$$Q=1 \times 0.6 \quad \rightarrow \quad Q = 0.6 \text{ kN/ml}$$

- **Etage courant :**

$$Q=1.5 \times 0.6 \quad \rightarrow \quad Q = 0.9 \text{ kN/ml .}$$

**c- Combinaison :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

**Tableau III.8.** Calcul des combinaisons.

	Terrasse	Etage courant
ELU (kN.m)	6.11	5.87
ELS (kN.m)	4.46	4.25

**d- Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

- Nous avons un type de poutrelles : Poutrelle a 6 travées (4-3.10-3.75-3.75-3.10-4) m

Méthode : élément finis (**ETABS**)

Récapitulation des moments en appuis et en travée :

Diagrammes

- ELU :

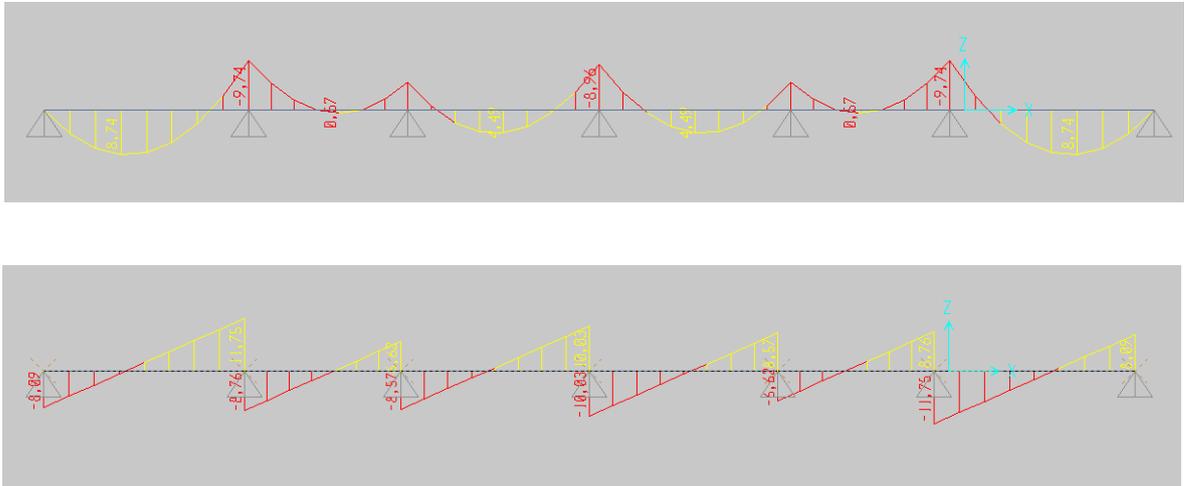


Figure 12: diagramme des moment et effort tranchant a ELU.

- ELS

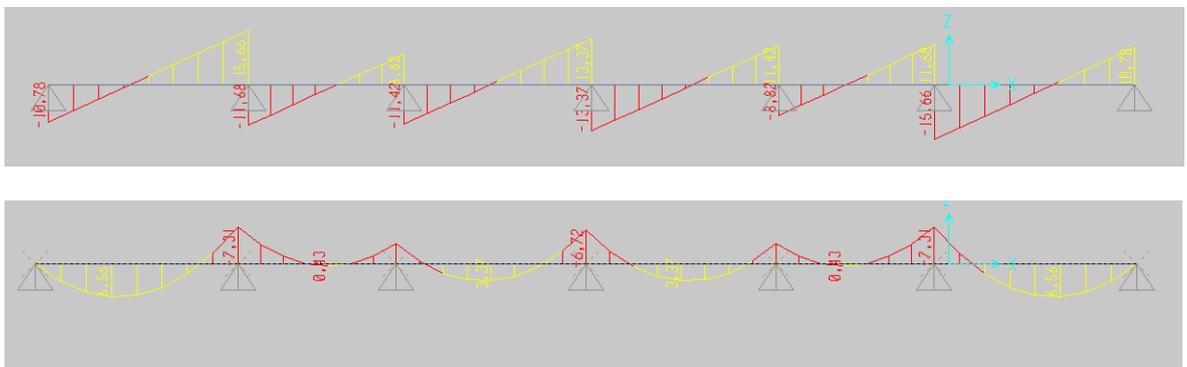


Figure 13: diagramme des moment et effort tranchant a ELS .

- ELS

### III.3.2.4. Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximums sur appuis et en travée sont :

**E.L.U** :  $M_{tu}^{max} = 8.74kNm$  .

$$M_{au}^{max} = -9.74kNm$$

$$T_u^{max} = 15.66kN$$

**E.L.S** :  $M_{tser}^{max} = 6.56kNm$

$$M_{aser}^{max} = -7.31 kNm.$$

**III.3.2.5 Ferrailage en travée**

$h = 20\text{ cm}$  ;  $h_0 = 4\text{ cm}$  ;  $b = 60\text{ cm}$  ;  $b_0 = 10\text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 18\text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 17\text{ MPa}$  ;

$f_e = 500\text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 30\text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4\text{ MPa}$  .

Le calcul des sections en forme de « Té » s’effectue différemment selon que l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l’axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 36.72kNm.$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Donc : l’axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n’intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table «

$b = 60\text{ cm}$  ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire «  $b \times h$  » en flexion simple.

- D’après l’organigramme donnant le ferrailage d’une section soumise à la flexion, on aura

**Tableau III.9.** Récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée.

$M_{tu}$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$\mu < 0,186$	$\xi_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
--------------------	-------	---------------	-----------------------------	----------	-----------	---------------	---------	---------------------	-----------------------------------

8.74	0,026	Oui	0	0,033	17.8	oui	10%	435	1,13
------	-------	-----	---	-------	------	-----	-----	-----	------

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,13cm^2 ; 1,19cm^2\} = 1,41cm^2$$

On adopte : **3T10**.  $A_s = 2,36cm^2$

### III.3.2.6. Ferrailage sur appuis

On a:  $M_{au}^{max} = 9.74kNm < M_{tab} = 36.72 kNm$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b0xh) en flexion simple.

**Tableau III.10.** Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{tu}$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$\mu < 0,186$	$\xi_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
9.74	0.029	Oui	0	0.037	17.7	oui	10%	435	1.26

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,26cm^2 ; 1,19cm^2\} = 1,26cm^2$$

On adopte : **3T10**.  $A_s = 2,36cm^2$ .

- Vérifications :

### III.3.2.7. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{max} = 15.66 kN$ .

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 4 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,87 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Au voisinage des appuis

- Appuis de rives
- Vérification de la compression du béton [1].

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 10,78 \text{kN}$  (appuis de rive) .

$$\sigma_b = \frac{10,78 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 180} = 0,66 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] .

$$A_s = 3,39 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,28 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**III.3.2.8. Vérification à l'ELS**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes**
- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC .

**Tableau III.11.** Vérification des contraintes du béton.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	6.56	2.36	4,19	18	Vérifiée
Appui	7.31	2.36	3,38	18	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,05 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifier.}$$

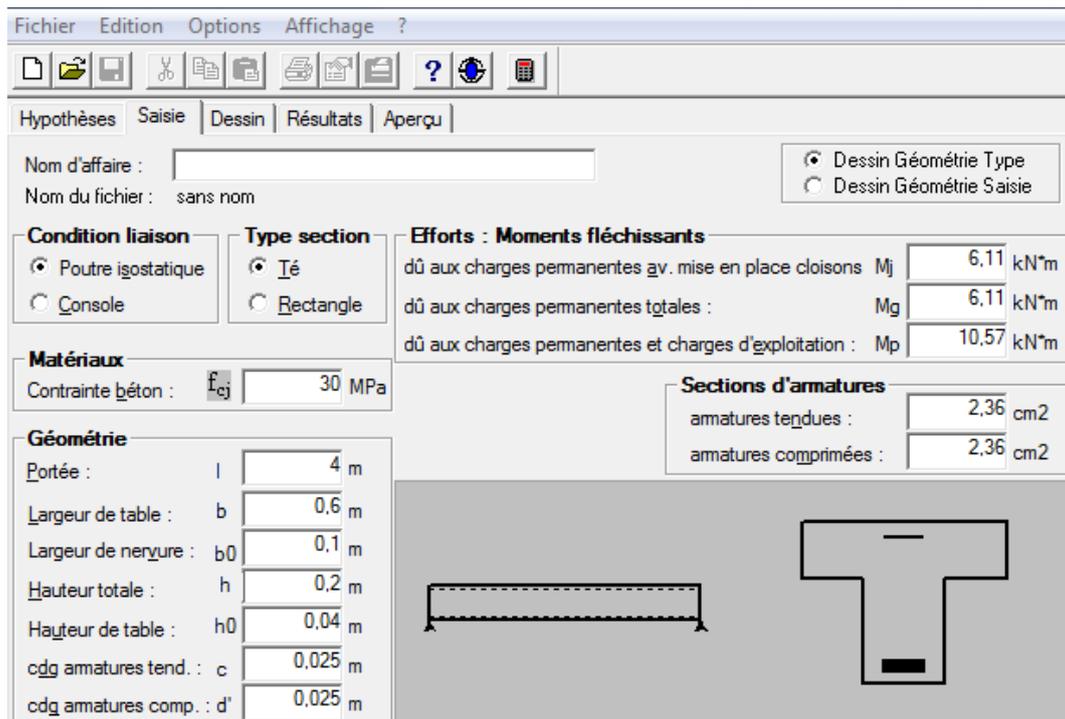
$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00218 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{non vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,05 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{non vérifier..}$$

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

On doit vérifier que :

Les résultats effectués avec **SOCOTEC**.



La vérification

**Figure 14 : vérification de la flèche .**

Le résultat

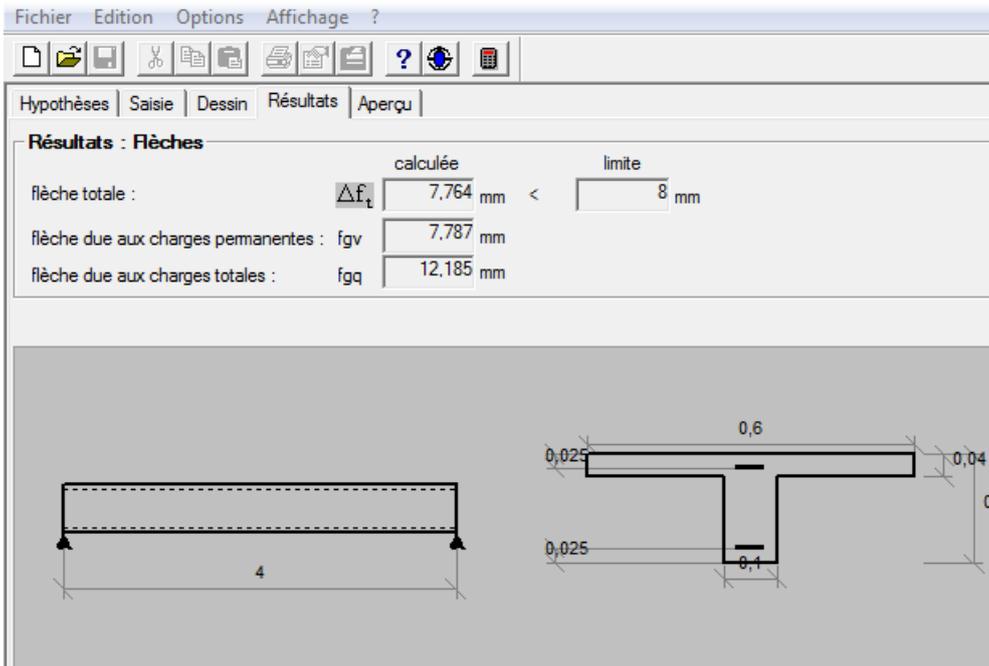


Figure 15: la valeur de la flèche .

**d- Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE50 ( $f_e=500\text{MPa}$ ).

Selon [2]

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{min} (0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

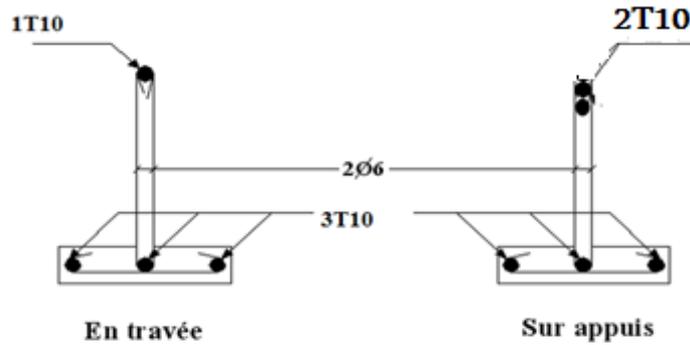
On adopte :  $\phi_t=6\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Choix des armatures**

On adopte :  $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} . \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.} \end{array} \right.$



**Figure III. 12:** ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis

**III.3.3. Ferrailage de la table de compression**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :  $\left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{fe} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{array} \right.$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

$A_1$  : armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_2$  : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$L = 50\text{cm}$  ;  $F_e = 235\text{MPa}$  (acier rond lisse)

Donc on obtient :  $A_1 = 0.85\text{cm}^2/\text{ml}$ .

On prend :  **$6T6 = 1,18\text{cm}^2$**

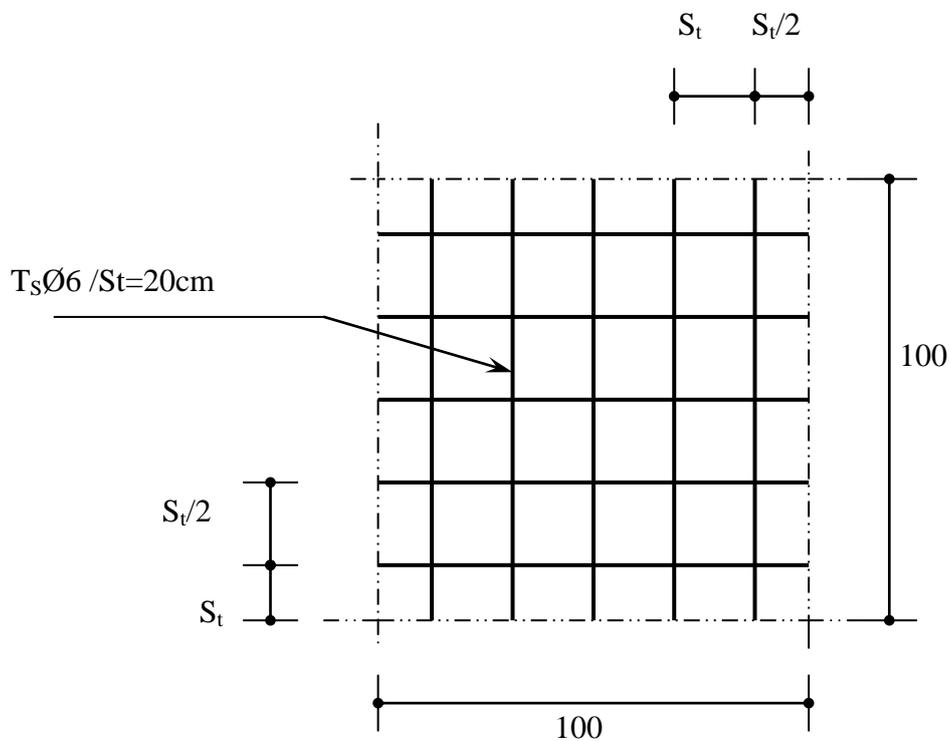
$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56\text{cm}^2$$

Soit :  **$6T6 = 1,18\text{cm}^2$**   $S_t = 20\text{cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



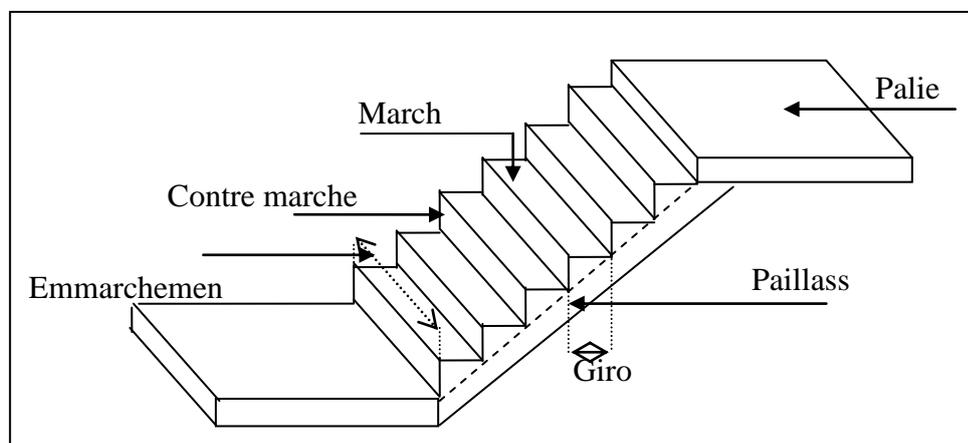
**Figure III. 12 :** Ferrailage de la dalle de compression.

### III.4. Les Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

#### III.4.1. Définition des éléments d'un escalier

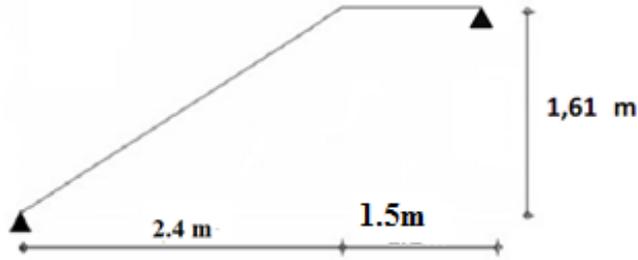
- La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- La hauteur de marche: est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- L'embranchement : est la longueur d'une marche.
- La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.
- La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).



**Figure III. 13 :** Différents éléments d'un escalier.

**III.4.2. Dimensionnement**

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.



H : Hauteur verticale de la paillasse.

**Figure III. 14:** Schéma statique d'escalier.

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 322 + 240) + 322 = 0$$

$$64n^2 - 626n + 322 = 0$$

On trouve :  $\Delta = 309444$

Donc :  $n_1 = 0.54$

$n_2 = 9.23$  on prend :  $n_2 = 9$

- le nombre de marche  $(n-1) = 8$
- le nombre de contre marche  $n = 9$ .

$$h = \frac{H}{n} = \frac{161}{9} = 17.89 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} g = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'équation de "BLONDEL" :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g+2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h+g = 66 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \\ 56 \end{array} \right.$$

$$(22 \leq g \leq 33) \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Condition vérifier donc l'escalier est confort.

**Détermination del'épaisseur de la paillasse**

$$L = \sqrt{L^2 + H^2} + l = 409 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 13.63 \leq e \leq 20.45$$

On prendre **e= 20 cm**

**N.B :**

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

- **angle d'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tag} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{161}{240} = 0,67 \quad \alpha = 33.86^0 \quad \Rightarrow$$

$$x = 2.42 / \cos \alpha = 29.07 \text{ m.}$$

**I.3.2. Evaluation des charges :**

**a- Palier :**

**Tableau III.12.** Charge permanente du palier.

N <sub>0</sub>	Elément	Epissure (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	poids propre de la dalle	0.2	25	5
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Revêtement en carilage	0.02	20	0.40
4	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
5	Lite de sable	0.03	18	0.54
Totale				<b><u>6.7</u></b>

**Volée :**

**Tableau III.13.** Charge permanente de la paillasse.

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre de la volée	0.2	25/cosa	6.02
2	Poids propre de la marche	/	22*18/2	1.98
3	Mortier de pose (horizontal)	0.02	22	0.44
4	Revêtement de carlage	0.02	20	0.40
5	Mortier de pose (vertical)	0.03	20	0.60
6	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
7	Enduite de ciment	0.02	18	0.36
8	Poids du garde-corps	/	/	1
totale				<b><u>11.24</u></b>

- Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ .

### III.4.3. Combinaison des charges

ELU :  $1,35G + 1,5Q$

ELS:  $G+Q$

Charges à l'ELU et l'ELS.

**Tableau III.14.** Combinaison des charges.

	ELU	ELS
Palier	12.79	9.2
volée	18.92	13.74

### III.4.4 Schéma statique

- L'ELU :

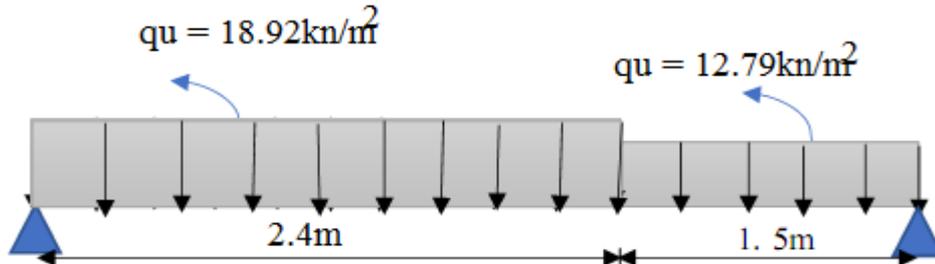


Figure III. 15 :Schéma statique.

- L'ELS :

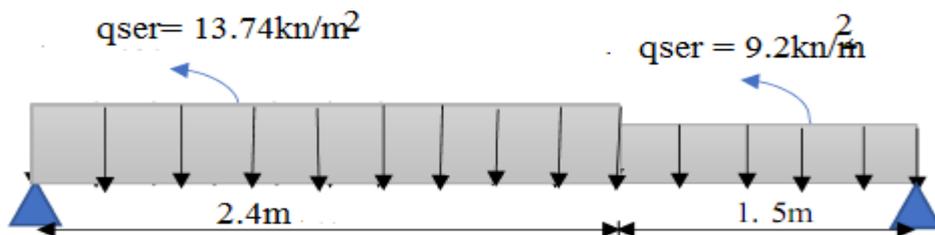


Figure III. 16 :Schéma statique

### III.4.5. Diagramme des efforts internes

E.L.U

$$q_u = \frac{\sum P_i \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{18.92 \times 2.4 + 12.79 \times 1.5}{2.4 + 1.5} = 16.56 \text{ kN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q L^2}{8} = \frac{16.56 \times 3.9^2}{8} = 31.49 \text{ kN/ml.}$$

$$T_u = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{16.56 \times 3.9}{2} = 32.29 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S

$$q_s = \frac{\sum P_i \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{13.74 \times 2.4 + 9.2 \times 1.5}{2.4 + 1.5} = 11.99 \text{ kN/ml.}$$

$$M_s = \frac{q L^2}{8} = \frac{11.99 \times 3.9^2}{8} = 22.79 \text{ kN/ml.}$$

$$T_s = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{11.99 \times 3.9}{2} = 23.38 \text{ kN/ml.}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastres donc on doit corriger les moments obtenus

En travée :  $M_{u_t} = 0.85 M_u = 26.77 \text{ kN/ml}$

En appui :  $M_{u_a} = (-) 0.5 M_u = 15.75 \text{ kN/ml}$  .

**III.4.6. Calcul des armatures :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b \* h)

Tel que : b = 100cm ; h = 20cm.

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

b=100cm; h=20 cm;  $F_c=500 \text{ MPa}$ ; d = 0,9 h=18 cm;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ;  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$ .

**Tableau III.15.** Ferrailage d’escalier.

	$M_U$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A'_s (\text{cm}^2)$	$A_s (\text{cm}^2)$	choix	A adopte
Travée	26.77	0.05	0.06	17.5	0	3.52	5T12	5.65
Appui	15.75	0.03	0.04	17.7	0	2.05	4T10	3.14

• **Espacement :**

En travée :  $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$  on prend esp=20cm

Sur appui :  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$  on prend esp=25 cm

• **Armatures de répartition :**

Travée :  $A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 1.41 \leq A_r \leq 2.82$

On prend : 5T10 avec  $A_r = 3.93 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20 \text{ cm}$

Sur appui :  $A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 0.78 \leq A_r \leq 1.57$

On prend : 3T10 avec  $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$  avec  $St = 30 \text{ cm}$ .

**Vérification :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0, 23 b d f_{c28} / F_e = 0, 23 \times 100 \times 18 \times 2, 4 / 500 = 1.98 \text{ cm}^2$$

En travée:  $A_s = 3.03 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$  ..... vérifié.

Sur appui :  $A_s = 2.05 \text{ cm}^2 > A_m^{\min}$  ..... vérifié .

#### I.3.6.4. Effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = 4 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{32.29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.179 < 4 \text{MPa}.$$

#### ➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 32.29.10^3 - \frac{31.49.10^6}{0,9 \times 180} = -186390.5 \text{kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

#### ➤ Vérification des armatures transversales

$$\Rightarrow \tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,18 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.4.7. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- Vérification des contraintes du béton
- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

**Tableau III.16.** Vérification à l'ELS.

	M <sub>ser</sub> (KNm)	As(cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> MPa	σ̄ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
Travée	22.79	5.65	6,69	18	Vérifiée
Appui	23.38	3.14	7,02	18	Vérifiée

**Vérification de la flèche**

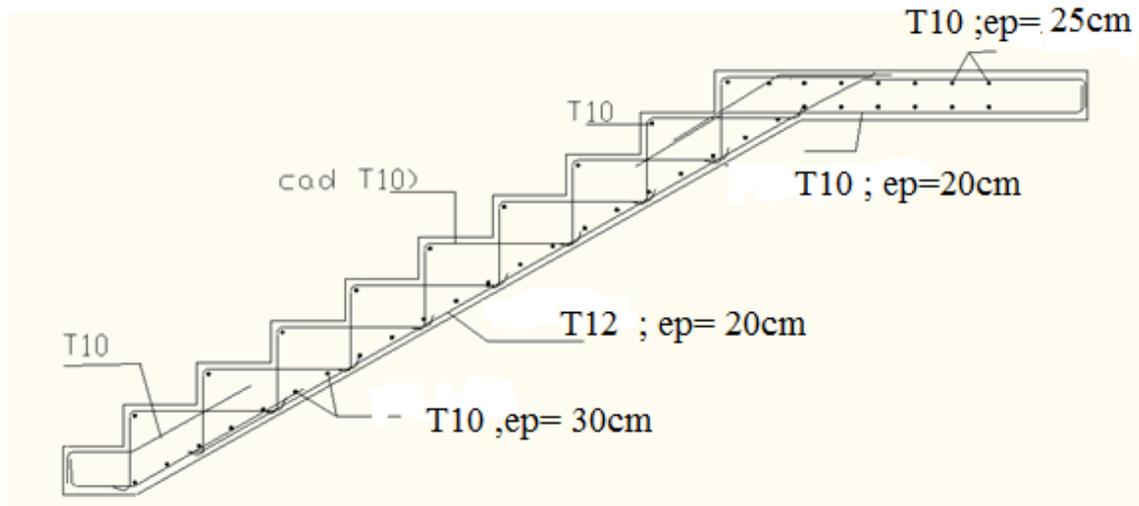
Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,051 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifier.} \\ \frac{As}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00313 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{non vérifier.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_r}{10M_0} \Leftrightarrow 0,051 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{non vérifier.} \end{array} \right.$$

La vérification de la contrainte du béton est obtenue par le logiciel SOCOTEC.

**Tableau III.17.** Vérification de la flèche.

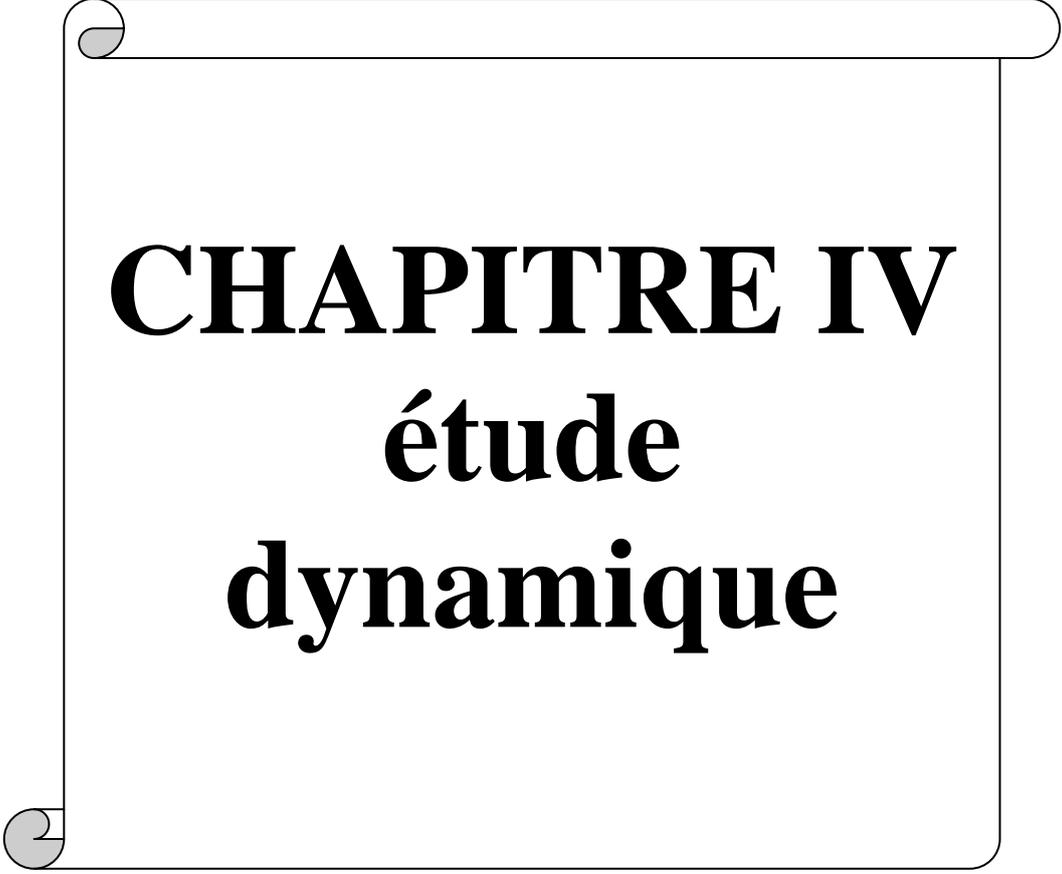
	M <sub>ser</sub> (KNm)	As(cm <sup>2</sup> )	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Obs
Travée	22.79	5.65	2,59	4,8	vérifiée



**Figure III. 17** :Schéma ferrailage escalier.

### III.6. Conclusion

Dans ce chapitre, j'ai prédimensionné et ferrillé les éléments secondaires qui malgré leur appellation participent à la résistance et la stabilité de la structure. En considérant les sollicitations agissant sur ces éléments et en affectant les schémas statiques correspondants ; j'ai calculé et opté pour des sections de ferrailage représentées dans les différentes figures du chapitre.



**CHAPITRE IV**  
**étude**  
**dynamique**

## IV.1. INTRODUCTION :

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques. Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures.

## IV.2. Modélisation de la structure

### IV.2.1 Introduction

Vu la complexité du problème à analyser, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, Ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts provoqués par le séisme.

Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel **ETABS Vers 9.7.4**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

- **Modélisation de la rigidité**

On suppose que la structure a « **p** » nœuds et au total (**n**) DDL numérotés de **1** à **n**, on considère six DDL par nœud, on aura donc : **n = 6 × p**.

- **Les éléments de portique**

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (Frame Éléments) à deux nœuds possédant chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau *i*).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau *i* et niveau *i*+1).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments surfaciques (Shell Éléments) à 4 nœuds.

- **Le Diaphragme**

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans (et ne peuvent se déformer qu'hors plan) ce qui correspond à des diaphragmes.

### **IV.2.2 Connectivité Sol/Structure**

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

### **IV .2.3 Modélisation de la masse**

- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta\times Q)$  avec  $\beta=0.2$  [1].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres et les voiles est prise égale à celle du béton armé.
- La masse de l'acrotère, balcons et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers (a été convertis en charge) a été répartie le long des poutres qui délimitent la cage d'escalier.
- En choisissant l'option (Mass source / Fromloads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

### **IV.2.4 Conception du contreventement vertical**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction de calcul.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.

## **IV.3. Étude sismique**

### **IV.3.1 Introduction**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de ce dernier.

### **IV.3.2 Choix de la méthode de calcul**

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « RPA 99 modifié 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

### **IV.3.3 La méthode statique équivalente**

#### **a- Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [1].

#### **b- Condition d'application**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan. Nous utiliserons donc la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

### **IV.3.4 La méthode modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Tel que le nôtre.

**a- Principe**

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combinés afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives de ces modes soit aux moins égales à 90% de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K > 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0.20 \text{ sec} \dots [2]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

**b- Spectre de calcul**

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [1]

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

g : Accélération de la pesanteur.

Les autres paramètres seront définis dans les paragraphes suivants.

### IV .3.5 Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) «  $V$  » ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente «  $V_{eq}$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [1].

Si  $V < 0,8V_{eq}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) en les multipliant par le rapport :  $\frac{0,8V_{eq}}{V}$

### IV.3.6 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale «  $V$  » appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone. (**Tableau 4.1**) :  $A = 0.25$  (**Zone III et groupe 2**).

$R$  : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**)

Pour notre structure on a choisi le système de contreventement mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques - voiles). :  $R = 5$  cette valeur sera justifiée à la fin de ce chapitre.

$W$  : poids total de la structure, donné par le logiciel **ETABS** en utilisant la combinaison

«  $G + \beta Q$  » Avec  $\beta = 0.2$  (Bâtiments d'habitation).

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

Pour le cas étudié on a un **Site S3** qui correspond à :

**Tableau IV.1.** Valeurs de la période caractéristiques.

<i>site</i>	<b>S3</b>
<b>T<sub>1</sub> (s)</b>	<b>0.15</b>
<b>T<sub>2</sub> (s)</b>	<b>0.50</b>

- Le facteur de correction d'amortissement est donnée par :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ .

Pour  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.882$  . ( $\xi$  : pourcentage d'amortissement critique, on a pris  $\xi = 7\%$  ).

### IV.3.7 Estimation de la période fondamentale de la structure « T »

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right) .$$

**C<sub>t</sub>** : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

**C<sub>t</sub> = 0.05**

**h<sub>n</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**h<sub>n</sub> = 22.61**

**D** : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

**D<sub>x</sub> = 22.05.**

**D<sub>y</sub> = 28.66.**

**A.N**

$$T = CT \times h_N^{3/4} = 0.05 \times (22.61)^{3/4} = \underline{\underline{0.518s .}}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{22.61}{\sqrt{22.05}} = 0.433s .$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{22.61}{\sqrt{28.66}} = 0.380s.$$

- Sens (x-x) :  $T_x = \min (0.518 ; 0.433) = 0.433s < T2=0.5s.$

- Sens (y-y) :  $T_y = \min (0.518 ; 0.380) = 0.380s < T2=0.5s.$

Calcule du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

$$D_x = D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.882 = 2.21.$$

**Q** : Facteur de qualité.

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

**P<sub>q</sub>** : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 [1]**.

**Tableau IV.2.valeur des pénalités.**

Critère « q »	P <sub>q</sub>	
	X	Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Totale	0.10	0.05

$$Q_{/xx} = 1+(0.05+0+0.05+0+0+0) = 1.1$$

$$Q_{/yy} = 1+(0+0+0.05+0+0+0.05) = 1.05.$$

### IV.3.8. Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (**l'article 5.10** [1])

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0.01h_e$$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

$\Delta K^X$  : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x .

$\Delta K^Y$  : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens y-y .

$\delta eK^X$  : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau «k» dans le sens x-x .

$\delta eK^Y$  : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau «k» dans le sens y-y .

### IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Au cours de la réalisation de l'étude dynamique de notre structure, nous avons rencontré plusieurs contraintes dues à la complexité et l'irrégularité de cette dernière.

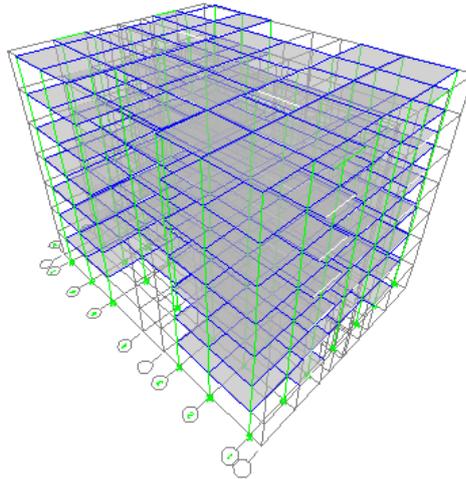
Plusieurs modèles ont été analysés avant d'arriver au modèle final ayant vérifié toutes les conditions considérées.

Les résultats de l'analyse seront présentés selon les 4 étapes suivantes :

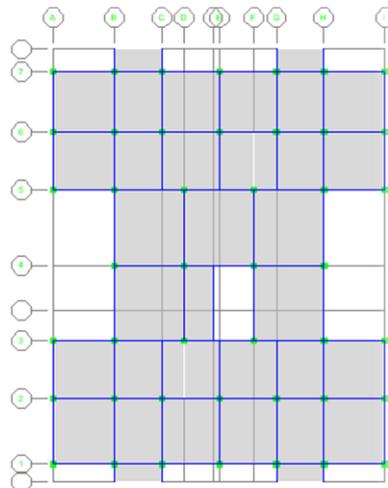
1. Résultats du Modèle 1 n'ayant pas vérifié les déplacements inter-étage mais dont disposition des voiles est finale.
2. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux du Modèle 2 ce qui donnera le Modèle final.

3. Résultats du Modèle finale correspondant à la disposition finale des voiles de contreventements (avec e voile = 20 cm) et vérifiant les déplacements inter-étage ainsi que l'effort normal réduit.

4. Justification du coefficient de comportement du Modèle Final.



**Figure IV. 1 :**Vue en 3D de la structure du Modèle 1.



**Figure IV. 2 :**Vue en plan du Modèle 1 .

**Tableau IV.3.** section des poteaux du Modèle initiale.

Etage	Poteaux (cm)
6 <sup>eme</sup>	<b>30*30</b>
5 <sup>eme</sup>	<b>30*30</b>
4 <sup>eme</sup>	<b>30*30</b>
3 <sup>eme</sup>	<b>30*30</b>
2 <sup>eme</sup>	<b>30*30</b>
1 <sup>ere</sup>	<b>30*30</b>
RDC	<b>35*35</b>

**a- Caractéristiques dynamique propres du Modèle 1**

**Tableau IV.4.** Périodes et participation massique du mode 1.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,497018	80,309	0,0121	80,309	0,0121
2	1,477089	0,0142	80,7046	80,3232	80,7167
3	1,382341	0,5723	0,0118	80,8955	80,7285
4	0,493439	9,6786	0,0012	90,5741	80,7296
5	0,486645	0,0014	9,9591	90,5755	90,6888
6	0,456505	0,0789	0,0015	90,6544	90,6903
7	0,290821	3,7499	0,0002	94,4043	90,6905
8	0,286181	0,0003	3,7842	94,4047	94,4747
9	0,270249	0,0383	0,0008	94,443	94,4755
10	0,205995	2,1313	0,0002	96,5743	94,4757
11	0,203323	0,0003	2,1537	96,5746	96,6294

Vu l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que [1] :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $TK \leq 0.20$  sec.

On a :  $N = 7$  niveaux  $K = 3\sqrt{7} = 7.93$  et  $T_8 = 0,065 \leq 0.20$  sec.

Donc le nombre des modes à retenir est / 9 modes utiles. L'analyse a été reconduite avec uniquement 8 modes.

#### b- Constatations

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1er mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre 80.30 %).
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 80.70 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 8 modes utiles.

#### c- Résultantes des forces sismiques :

On a :  $W = 35147,42$  kN

On aura donc :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} = \frac{0.25 \cdot 2.2 \cdot 1.1}{5} * 35147,42 = 4059,53 \text{ kN} .$$

$$V_x = 4059,53 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 4059,527 = 3247,62 \text{ kN} .$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} = \frac{0.25 \cdot 2.2 \cdot 1.05}{5} * 35147,42 = 4252,8378 \text{ kN}$$

$$V_y = 4252,8378 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 4252,8378 = 3402,27 \text{ kN} .$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F_1 = V_t^x = 2034.44 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 3247.53 \text{ kN} \rightarrow r_x = \frac{0.8 V_x}{V_{tx}} = 1.59$$

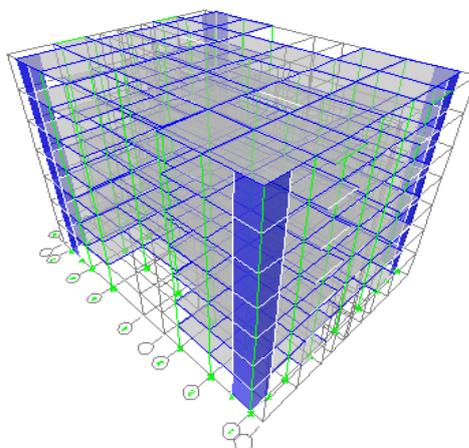
$$F_2 = V_t^y = 2150.98 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 3402.27 \text{ kN} \rightarrow r_y = \frac{0.8 v_y}{V_{ty}} = 1.58$$

**Tableau IV.5.** Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle 1.**

Etage	$\delta_{e_K}^X$ (mm)	$\delta_K^X$ (mm)	$\Delta_K^X$ (mm)	$\delta_{e_K}^Y$ (mm)	$\delta_K^Y$ (mm)	$\Delta_K^Y$ (mm)	$\Delta$ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
6	49,8	249	13,5	51,6	258	15	32.3	vérifier	vérifier
5	47,1	235,5	25	48,6	243	26	32.3	vérifier	vérifier
4	42,1	210,5	34,5	43,4	217	36,5	32.3	No vérifier	No vérifier
3	35,2	176	43,5	36,1	180,5	44,5	32.3	No vérifier	No vérifier
2	26,5	132,5	50	27,2	136	51,5	32.3	No vérifier	No vérifier
1	16,5	82,5	54	16,9	84,5	56	32.3	No vérifier	No vérifier
RDC	5,7	28,5	28,5	5,7	28,5	28,5	32.3	vérifier	vérifier

- les déplacements inter-étage parallèlement au sens x-x ; y\_y ne sont pas vérifier.  
et pour y remédier on peut rajouter des voiles parallèlement au sens x-x et sens y-y.(  
voire **model 2**)

**Mode 2**



**Figure IV. 3:** Vue en 3D de la structure du **Modèle 2**

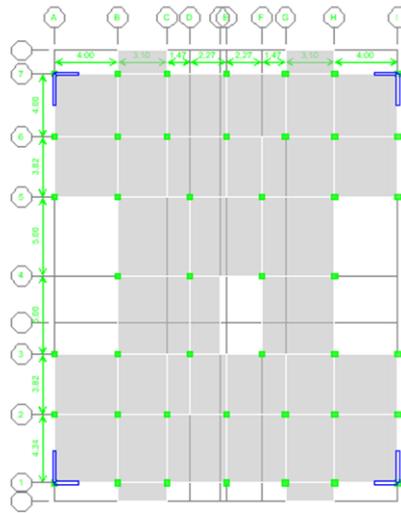


Figure IV. 4 : Vue en plan du model 2.

a- Caractéristiques dynamique propres du Modèle Final

Tableau IV .6. Période et participation massique du Modèle 2.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,872866	72,8265	0,0121	72,8265	0,0121
2	0,861255	0,0121	72,766	72,8386	72,778
3	0,607435	0,0001	0,0111	72,8388	72,7891
4	0,232749	15,0532	0,0023	87,892	72,7913
5	0,230239	0,0022	15,1895	87,8942	87,9809
6	0,146113	0,0006	0,0011	87,8948	87,9819
7	0,104623	6,1184	0,0015	94,0132	87,9834
8	0,103883	0,0014	6,0694	94,0146	94,0528
9	0,063125	0,0545	0,0009	94,0692	94,0537
10	0,061133	3,1025	0,0065	97,1717	94,0602
11	0,06093	0,0058	3,1307	97,1775	97,1908

Vu l'influence importante des modes de torsion, le

nombre minimal de modes (K) à retenir est :

$$K = 3 \sqrt{7} = 7.93 \quad T_8 = 0,060 \leq 0.20 \text{ sec.}$$

Donc : le nombre des modes à retenir est : 8 modes utiles.

L'analyse a été reconduite avec uniquement 8 modes.

**b- Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1er mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 72.82 %).
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 72.76 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 8 modes utiles.

**c- Résultantes des forces sismiques :**

On a :  $W = 36573.81 \text{ kN}$  .

On aura donc :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} = \frac{0.25 \cdot 2.2 \cdot 1.1}{5} * 36573.81 = 4224,28 \text{ kN} .$$

$$V_x = 4224.28 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 0,8 \times 4224.28 = 3379,42 \text{ kN} .$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} = \frac{0.25 \cdot 2.2 \cdot 1.05}{5} * 36573.81 = 4425,43 \text{ kN} .$$

$$V_y = 4425.42 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 0,8 \times 4425.42 = 3540.30 \text{ kN} .$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F_1 = V_t^x = 2460.06 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 3379.42 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad r_x = \frac{0.8 V_x}{V_{tx}} = 1.37$$

$$F_2 = V_t^y = 2786.01 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 3540.30 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad r_y = \frac{0.8 v_y}{V_{ty}} = 1.27$$

**Tableau IV.7 . Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle 2.**

Etage	$\delta e_K^X$	$\delta_K^X$	$\Delta_K^X$	$\delta e_K^Y$	$\delta_K^Y$	$\Delta_K^Y$	$\Delta$	Observation
-------	----------------	--------------	--------------	----------------	--------------	--------------	----------	-------------

								x-x	y-y
6	29,2	146	17	26,2	131	18	32.3	vérifier	vérifier
5	25,8	129	20	22,6	113	20,5	32.3	vérifier	vérifier
4	21,8	109	23,5	18,5	92,5	22	32.3	vérifier	vérifier
3	17,1	85,5	26,5	14,1	70,5	23,5	32.3	vérifier	vérifier
2	11,8	59	26,5	9,4	47	21,5	32.3	vérifier	vérifier
1	6,5	32,5	22,5	5,1	25,5	17,5	32.3	vérifier	vérifier
RDC	2	10	10	1,6	8	8	32.3	vérifier	vérifier

**a- Vérification spécifique aux sollicitations normales du Modèle 2**

**b- 2. Vérification de l'effort normale réduit du Modèle 2**

Vérification spécifique aux sollicitations normales D'après l'article [7.4.3.1], Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :

Nd : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation Sismique (G+Q+E).

c- Bc : L'aire (section brute) de cette dernière .

d- Fc28 : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

**Tableau IV.8 .Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du Modèle2.**

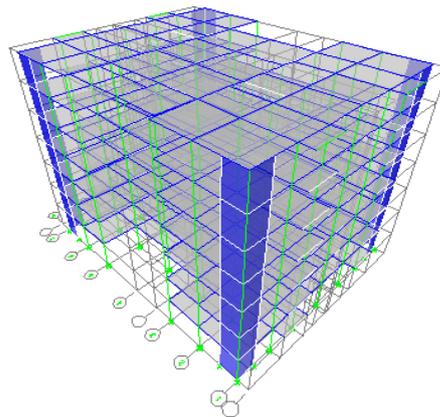
Niveau	Nd (kN)	Bc (cm <sup>2</sup> )	$v \leq 0.3$	Observation
6	231,87	30*30	0,09	<b>Vérifie</b>
5	419,33	30*30	0,16	<b>Vérifie</b>
4	610,55	30*30	0,17	<b>Vérifie</b>
3	806,01	30*30	0,22	<b>Vérifie</b>
2	1004,55	30*30	0,21	<b>No Vérifie</b>
1	1206,06	30*30	0,25	<b>No Vérifie</b>
RDC	1409,73	35*35	0,23	<b>No Vérifie</b>

- L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour les poteaux ( 1<sup>ère</sup> ,2 et 3<sup>ème</sup> ) donc on doit augmenter les sections des poteaux.

- Par contre les déplacements inter-étage sont vérifiés. Le bâtiment est donc

Suffisamment rigide .

**Mode finale .**



**Figure IV. 5 :vu en3D Mode final.**

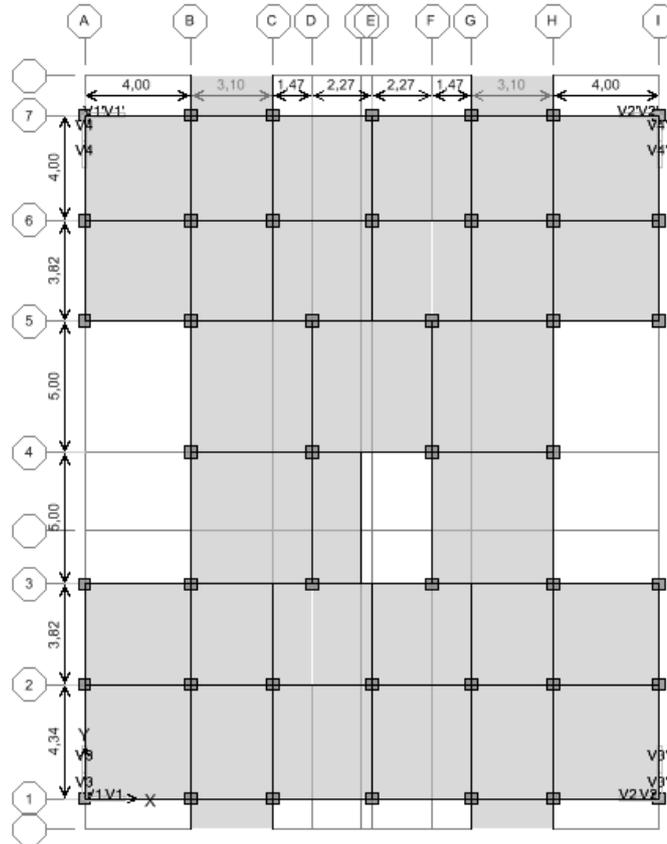


Figure IV. 6 : vu en plan mode final.

a- Caractéristiques dynamique propres du Modèle Final

Tableau IV.9. Période et facteurs de participation massique du Modèle Final.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,710582	71,8946	0	71,8946	0
2	0,603255	0,0017	68,9509	71,8963	68,9509
3	0,585943	0,0533	2,3553	71,9496	71,3062
4	0,225715	14,6607	0	86,6103	71,3062
5	0,184866	0	15,9085	86,6103	87,2147
6	0,173065	0,0015	0,0599	86,6117	87,2745
7	0,106355	6,3917	0	93,0035	87,2745
8	0,086912	0	6,3475	93,0035	93,6221
9	0,079336	0,0003	0,0084	93,0038	93,6305
10	0,061471	3,4572	0	96,461	93,6305
11	0,051546	0	3,2771	96,461	96,9076

Vu l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir est :

$$K = 3 \sqrt{7} = 7.93 \quad T_8 = 0,060 \leq 0.20 \text{ sec.}$$

Donc : le nombre des modes à retenir est : 8 modes utiles.

L'analyse a été reconduite avec uniquement 8 modes.

**b- Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1er mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 71.89 %).
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 68.95 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 8 modes utiles.

**c- Résultantes des forces sismiques :**

On a :  $W = 37729,51 \text{ kN}$

On aura donc :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} = \frac{0.25 \cdot 2.2 \cdot 1.1}{5} * 37729,51 = 4357,76 \text{ kN .}$$

$$V_x = 4357,76 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 0,8 \times 4357,76 = 3486,21 \text{ kN .}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} = \frac{0.25 \cdot 2.2 \cdot 1.05}{5} * 37729,51 = 4565,27 \text{ kN .}$$

$$V_y = 4565,27 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 0,8 \times 4565,27 = 3652,22 \text{ kN .}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F_1 = V_t^x = 2705.65 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 3486.21 \text{ kN} \rightarrow r_x = \frac{0.8 V_x}{V_{tx}} = \mathbf{1.28}$$

$$F_2 = V_t^y = 3072.01 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 3652.22 \text{ kN} \rightarrow r_y = \frac{0.8 v_y}{V_{ty}} = \mathbf{1.19}$$

**Tableau IV.10.** Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle Final**.

Etage	$\delta e_K^X$ (mm)	$\delta_K^X$ (mm)	$\Delta_K^X$ (mm)	$\delta e_K^Y$ (mm)	$\delta_K^Y$ (mm)	$\Delta_K^Y$ (mm)	$\Delta$ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
<b>6</b>	24,9	124,5	16	22,3	111,5	17	32.3	vérifier	vérifier
<b>5</b>	21,7	108,5	18,5	18,9	94,5	18	32.3	vérifier	vérifier
<b>4</b>	18	90	21	15,3	76,5	19	32.3	vérifier	vérifier
<b>3</b>	13,8	69	22	11,5	57,5	19	32.3	vérifier	vérifier
<b>2</b>	9,4	47	21	7,7	38,5	17,5	32.3	vérifier	vérifier
<b>1</b>	5,2	26	17,5	4,2	21	14,5	32.3	vérifier	vérifier
<b>RDC</b>	1,7	8,5	8,5	1,3	6,5	6,5	32.3	vérifier	vérifier

**a- Vérification spécifique aux sollicitations normales du Modèle Final .**

**Tableau IV.11.** Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du **Modèle Final**.

Niveau	Nd (kN))	Bc (cm <sup>2</sup> )	$v \leq 0.3$	Observation
6	231,7	30*30	0,09	<b>Vérifie</b>
5	424,48	30*30	0,16	<b>Vérifie</b>
4	624,89	35*35	0,17	<b>Vérifie</b>
3	829,44	35*35	0,23	<b>Vérifie</b>
2	1043,78	40*40	0,22	<b>Vérifie</b>
1	1260,32	40*40	0,26	<b>Vérifie</b>
RDC	1471,5	45*45	0,24	<b>Vérifie</b>

**6. Justification du choix du coefficient de comportement du Modèle Final**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (**système 4.a**) ainsi définie par l'**RPA99v2003**,

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions a tous les niveaux.

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

**a- Justification des voiles sous charge verticale**

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS.

**Tableau IV.12.** Justification des voiles sous charges verticales (**Modèle Final**).

	P <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>voile</sub> (kN)	Pourcentage (%)	Justification
Effort	41811.874	4308.2662	10.30	<b>Vérifie</b>

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% de sollicitation dus aux charges verticales.

**b- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales E repris par les Portiques**

**Tableau IV.13.** Pourcentages des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques du **Modèle Final**.

étage	Sens X (kN)		Sens X (%)	Sens Y (kN)		Sens Y(%)
	F <sub>total</sub>	F <sub>portique</sub>	F <sub>P</sub> /F <sub>T</sub>	F <sub>total</sub>	F <sub>portique</sub>	F <sub>P</sub> /F <sub>T</sub>
6 <sup>eme</sup>	753,07	915,08	1,21513272	870,64	835,08	0,95915648
5 <sup>eme</sup>	1312,61	831,97	0,63382878	1508,18	841,66	0,55806336
4 <sup>eme</sup>	1756,01	1393,74	0,79369707	2020,83	1398,45	0,69201764
3 <sup>eme</sup>	2115,34	1360,2	0,6430172	2422,07	1300,91	0,53710669
2 <sup>eme</sup>	2400,01	1793,85	0,74743439	2733,56	1738,96	0,63615212
1 <sup>ere</sup>	2595,27	1458,85	0,56211878	2951,04	1309,89	0,44387402
RDC	2705,65	1195,15	0,4417238	3072.01	993,27	0,323329025

**En conclusion**, vu que les voiles de contreventement reprennent moins de 20 % des charges verticales et que les portiques reprennent plus de 25% des charges horizontales pour tous les niveaux et dans les 2 directions, Alors la valeur 5 attribuée au coefficient de comportement est justifiée.



**CHAPITRE V**  
**Ferraillage**  
**des éléments**  
**résistant**

## V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

## V.2 Ferrailage des poteaux

### V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau IV.1.** Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	30	17	1,15	500	435
<b>Accidentelle</b>	1,15		22.17	1		500

### V.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### Situation durable :

- ELU  $\rightarrow 1.35G+1.5Q$
- ELS  $\rightarrow G+Q$

#### Situation accidentelle :

- Combinaison 1  $\rightarrow G+Q\pm E$
- Combinaison 2  $\rightarrow 0.8G\pm E$

Avec : G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$ ).

- **Armatures longitudinales :**

### V.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » :

La section  $A_s$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_s / B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton comprimé.} \end{array} \right.$$

### V.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » :

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

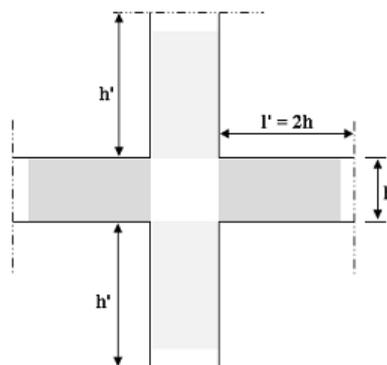
En zone de recouvrement  $\implies 0.9\% \leq A_s/B \leq 6\%$ .

En zone courante  $\implies \implies 0.9\% \leq A_s/B \leq 3\%$ .

Avec :  $A_s$  : La section d'acier.

$B$  : La section du poteau.

- Le diamètre minimal est de  $\varnothing l = 12 \text{ mm}$ .
- Une longueur de recouvrement minimale de  $l_R = 50 \times \varnothing l$ .
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 5cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs «  $h'$  » à prendre en compte pour



chaque barre est définie comme suit :

**Figure V. 1:** Zone nodale.

• Situation durable : 1.35G+ 1.5Q :

Tableau V.2. Ferrailages des poteaux en situations durable.

etage	RDC	1 <sup>ere</sup> /2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> /4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> /6 <sup>eme</sup>
section	45*45	40*40	35*35	30*30
N <sup>MAX</sup>	-1931	-1646,77	-1097,86	-566,28
M <sub>2</sub> <sup>CORR</sup>	1,201	1,799	1.171	1,429
A <sub>s</sub> '	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
N <sup>MAX</sup>	-1931	-1646,77	-1097,86	-566,28
M <sub>3</sub> <sup>CORR</sup>	-7,532	-12,052	-11,09	-14,083
A <sub>s</sub> '	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
N <sup>Min</sup>	-370,03	-216,94	92.14	6,91
M <sub>2</sub> <sup>CORR</sup>	-2,309	0,982	0,305	-0,123
A <sub>s</sub> '	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
N <sup>Min</sup>	-370,03	-216,94	92.14	6.91
M <sub>3</sub> <sup>CORR</sup>	1,368	0,575	0,164	-0.295
A <sub>s</sub> '	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
M <sub>3</sub> <sup>max</sup>	-15,749	-18,699	-24.309	-40,445
N <sup>corr</sup>	-1095,9	-673,02	-365	-294,41
A <sub>s</sub> '	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
M <sub>2</sub> <sup>max</sup>	-11,025	-20,988	-24.36	-62,803
N <sup>corr</sup>	-1564,67	-459,69	-239.2	-267,23
A <sub>s</sub> '	0	0	0	0,45
A <sub>s</sub>	0	0	0	0

Situation accidentelle :  $0,8G \pm E$  :

Tableau V.3. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle : ( $0,8G \pm E$ )

étage	RDC	1 <sup>ere</sup> /2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> /4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> /6 <sup>eme</sup>
section	45*45	40*40	35*35	30*30
$N^{MAX}$	-1653,26	-1054,37	-582,95	-300,05
$M_2^{CORR}$	-60,97	-118,666	-103,432	-40,668
$A'_s$	0	0	1,65	0,14
$A_s$	0	0	0	0
$N^{MAX}$	-1653,26	-1054,37	-582,95	-300,05
$M_3^{CORR}$	-77,79	-52,494	-37,163	-47,049
$A'_s$	0	0	0	0,7
$A_s$	0	0	0	0
$N^{Min}$	-914,72	-780,19	-525,95	-274,4
$M_2^{CORR}$	75,115	70,194	64,069	42,338
$A'_s$	0	0	0	0
$A_s$	0	0	0	0,53
$N^{Min}$	-914,72	-780,19	-525,95	-274,4
$M_3^{CORR}$	89,977	74,951	60,021	32,997
$A'_s$	0	0	0	0
$A_s$	0	0	0	0
$M_3^{max}$	-120,794	-161,585	-128,215	-77,404
$N^{CORR}$	-1071,47	-648,3	-336,92	-79,85
$A'_s$	0	3,54	5,69	5,45
$A_s$	0	0	0	0
$M_2^{max}$	-101,859	-169,197	-132,592	-78,672
$N^{CORR}$	-1264,09	-807,33	-379,14	-84,36
$A'_s$	0	2,81	5,69	5,52
$A_s$	0	0	0	0

Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau V.4. Ferrillages des poteaux carré situations accidentelle (G+Q+E).

étage	RDC	1 <sup>ere</sup> /2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> /4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> /6 <sup>eme</sup>
section	45*45	40*40	35*35	30*30
N <sup>MAX</sup>	-1732,59	-1239,71	-823,29	-426,25
M <sub>2</sub> <sup>CORR</sup>	-60,329	-67,874	-61,816	-40,446
A' <sub>s</sub>	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
N <sup>MAX</sup>	-1732,59	-1239,71	-823,29	-426,25
M <sub>3</sub> <sup>CORR</sup>	-78,36	-89,749	-73,534	-50,29
A' <sub>s</sub>	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
N <sup>Min</sup>	-1361,78	-1160,88	-777,71	-400,6
M <sub>2</sub> <sup>CORR</sup>	75,345	70,522	64,352	42,56
A' <sub>s</sub>	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
N <sup>Min</sup>	-1361,78	-1160,88	-777,71	-400,6
M <sub>3</sub> <sup>CORR</sup>	88,266	72,177	57,388	29,756
A' <sub>s</sub>	0	0	0	0
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
M <sub>3</sub> <sup>max</sup>	-121,704	-165,918	-133,868	-82,724
N <sup>corr</sup>	-1332,61	-803,69	-421,47	-98,23
A' <sub>s</sub>	0	2,6	5,45	5,76
A <sub>s</sub>	0	0	0	0
M <sub>2</sub> <sup>max</sup>	-102,254	-173,238	-137,426	-88,822
N <sup>corr</sup>	-1295,77	-906,68	-433,15	-211,24
A' <sub>s</sub>	0	2,36	5,66	5,35
A <sub>s</sub>	0	0	0	0

## V.2.6 Choix des armatures

**Tableau V.5.** Choix des armatures des poteaux.

Section (cm <sup>2</sup> )	As <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>nécessaire</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>max</sub> Z.C (cm <sup>2</sup> )	As <sub>max</sub> Z.C (cm <sup>2</sup> )	As <sub>nécessaire</sub> TOTAL	Choix d'armature
45*45	0	0	18.23	121.5	60.75	28.65	4T20+ 8T16
		0					
40*40	3.54	4 T 16	14.40	96	48	24.13	12 T16
		8.04					
35*35	5.69	2 T14 +2T16	11.01	73.5	36.75	20.35	4 T16+ 8T14
		7.1					
30*30	5.76	4 T 14	8.10	54	27	14.78	12 T 14
		6.16					

### V.2.6.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

- État limite de compression du béton

$$:\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A. :  $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$ .

Remarque

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

**Tableau V.6.** Vérifications des contraintes des poteaux.

Section (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation	Ns (kN)	Ms (kN)	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	obs
45*45	N <sup>max</sup> ► M2 <sup>corr</sup>	-1407,37	0,88	97,5	250	6,51	18	Vérifiée
	N <sup>max</sup> ► M3 <sup>corr</sup>	-1407,37	-5,49	100,9	250	6,77	18	Vérifiée
	M2 <sup>max</sup> ► N <sup>corr</sup>	-1143,59	-8,16	84,7	250	5,71	18	Vérifiée
	M3 <sup>max</sup> ► N <sup>corr</sup>	-798,49	-11,40	63,3	250	4,3	18	Vérifiée
40*40	Nmax ► M2 <sup>corr</sup>	-1200,29	1,32	106	250	7,08	18	Vérifiée
	Nmax ► M3 <sup>corr</sup>	-1200,29	-8,79	113,7	250	7,68	18	Vérifiée
	M2max ► N <sup>corr</sup>	-336,83	-15,38	45,2	250	3,2	18	Vérifiée
	M3max ► N <sup>corr</sup>	-573,12	14,68	65	250	4,51	18	Vérifiée
35*35	Nmax ► M2 <sup>corr</sup>	-800,5	1,268	92,1	250	6,16	18	Vérifiée
	Nmax ► M3 <sup>corr</sup>	-800,5	-8,073	102,1	250	6,97	18	Vérifiée
	M2max ► N <sup>corr</sup>	-175,41	-17,85	48,3	250	3,65	18	Vérifiée
	M3max ► N <sup>corr</sup>	-318,33	19,09	64	250	4,66	18	Vérifiée
30*30	N <sup>max</sup> ► M2 <sup>corr</sup>	-413,42	1,057	64,8	250	4,36	18	Vérifiée
	N <sup>max</sup> ► M3 <sup>corr</sup>	-413,42	-10,27	85,4	250	6,07	18	Vérifiée
	M2 <sup>max</sup> ► N <sup>corr</sup>	-195,73	-46,07	163,7	250	15	18	Vérifiée
	M3max ► N <sup>corr</sup>	-215,4	-29,68	113,7	250	9,45	18	Vérifiée

### V.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min(0,1 \bar{f}_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3 \text{MPa}$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

Selon [2]

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon [1]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élancement du poteau

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

a : Coté du poteau dans le sens de calcul

**Tableau V.7.** Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Section (cm)	Tu (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda g$	$\rho d$	$\tau_u^{RPA}$ (MPa)	$\tau_u^{CBA}$ (MPa)	Obser
45*45	69.97	0.35	5.02	0.075	2.25	3	Vérifie
40*40	121,38	0.76	5.65	0.075	2.25	3	Vérifie
35*35	95.95	0.78	6.46	0.075	2.25	3	Vérifie
30*30	59.04	0.65	7.53	0.075	2.25	3	Vérifie

### V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes **Selon [2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

At : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

$\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varphi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

At : Section d'armatures transversales.

St : Espacement des armatures transversales.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$St \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme

suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500\text{MPa}$  (FeE50).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums et le choix des armatures transversales pour les poteaux.

**Tableau V.8.** Espacement des cadres des poteaux.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	45*45	4 T20+8T16	16	10	15
1 ET2	40*40	12T16	16	10	15
3et4	35*35	4T16+8T14	14	10	15
5et6	30*30	12T14	14	10	15

**Tableau V.9.** Choix des armatures transversale pour les poteaux.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (m)	$\lambda_g$	$\rho_a$	$Tu^{\max}$	Zone	St (cm)	$A_t^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{Adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	45*45	2.261	5.02	2.5	69.97	N	10	0.77	8T8	6.28
						C	15	1.16	8T8	6.28
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup>	40*40	2.261	5.65	2.5	121.38	N	10	1.51	8T8	6.28
						C	15	2.27	8T8	6.28
3 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	35*35	2.261	6.46	2.5	95.95	N	10	1.37	8T8	6.28
						C	15	2.05	8T8	6.28
5/6 <sup>ème</sup>	30*30	2.261	7.53	2.5	59.04	N	10	0.98	8T8	6.28
						C	15	1.47	8T8	6.28

**V.2.9. Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50 \times \varnothing l$  (zone III) [1]

$\varnothing = 25\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 125\text{cm}$

$\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$

$\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

$\varnothing = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

**IV.2.10. Ferrailage des poteaux du sous-sol**

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau :  $[B_r = (a - 2) (b - 2)] \text{ cm}^2$

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

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

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration.  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau ( $B = a \times b$ ).

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement  $L_f = 0,7 \times l_0$ .

a- Calcul de l'effort normal pondère

- Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est donné par l'ETABS

➤ **Poteau carré :**

**a. Calcul de l'effort normal pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$N_u(\text{RDC}) = 1931 \text{ KN}$

- Poids du plancher..... $5.59 \times 18.75 = 104.81 \text{ KN}$
- Poids du poteau..... $(0,45)^2 \times (3.23 - 0.40) \times 25 = 14.32 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale.....  $G_{PP} = 7.05 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire.....  $G_{PNP} = 4.21 \text{ KN}$ .

$G = 130.39 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 18.75 = 28.13 \text{ KN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 218.22 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_{u(ss)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 2149.22 \text{ KN}$

**b. Calcul du ferrailage :**

Le sous-sol est de section carré  $B = 45 \times 45 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{0,7 \times 3.23 \cdot 10^2}{12.99} = 17.41 < 50$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$\rightarrow Br = (45 - 2)^2 = 1849 \text{ cm}^2$$

D'où :

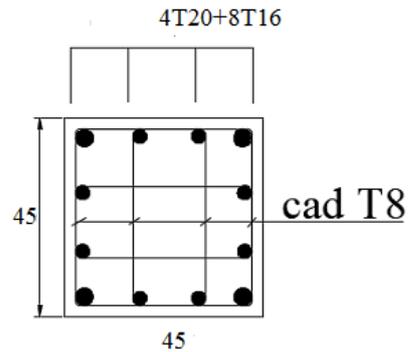
$$A_s \geq \left( \frac{2149.22 \cdot 10^3}{0,81} - \frac{1849 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s \geq 17.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 0,9\% B.$$

$$A_s = A_{s \min}^{\text{RPA}} = 18.22 \text{ cm}^2.$$

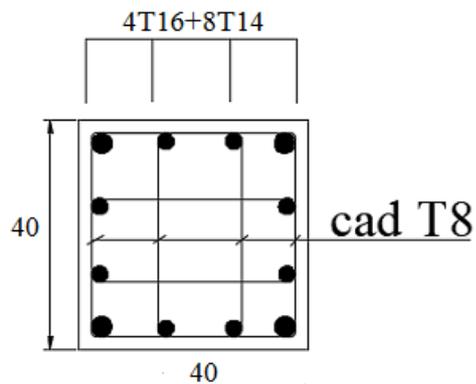
Le calcul en compression simple des poteaux du deux sous-sol a donné une section inférieure celle exigée par le **RPA 99/** version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux la même section d'armature que les poteaux du RDC :



$$4T20+8T16 = 28.65 \text{ cm}^2.$$

**Figure V. 2 :**Schéma de ferrailage des poteaux de sous-sol, RDC .

**Figure V. 3 :**Schéma de ferrailage des poteaux de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage.



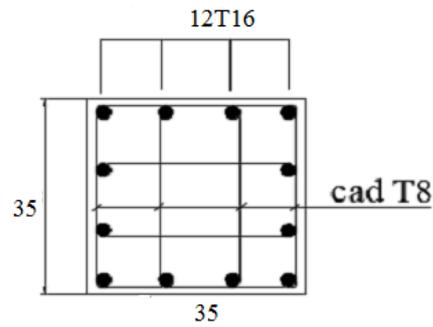


Figure V. 4 :Schéma de ferrailage des poteaux de 3 et 4<sup>ème</sup> étage.

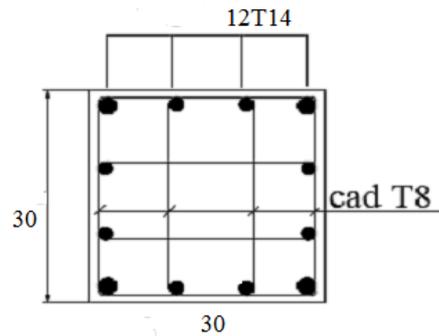


Figure V. 5:Schéma de ferrailage des poteaux de 5 et 6<sup>ème</sup> étage.

### V.3. Ferrailage des poutres

#### V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux, Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'ELU et l'ELA, puis vérifié à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

#### V.3.2. Les combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : **selon [3]** :

- E.L.U:  $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S:  $G + Q$

- Combinaisons exigées par [1]

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

### V.3.3. Recommandations des règlements BAEL [2] et RPA99 [1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section [2].

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de [1] :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III [1].

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$  [1].

- La quantité d'armatures transversales " At ", est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$  [1].

Avec :

b : largeur de la poutre.

$S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$S_t \begin{cases} \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4} ; 12\varnothing \right] \dots\dots\dots \text{(Zone nodale).} \\ \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{(Zone courante).} \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

$\varnothing$  : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- Situation durable :
  - Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.
  - Acier :  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435$  MPa.

- Situation accidentelle :
  - Béton :  $\gamma_b = 1.15$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 22.17$  MPa.
  - Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500$  MPa.

### V.3.4. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse de :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$

Poutre non porteuse de :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .

#### V.3.4.1 Poutre porteuse 30×40

**Tableau V.10.** Ferrailages des poutres porteuses situation durable.

Etage	Section ( cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	As ( cm <sup>2</sup> )	As' ( cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup> étage	30*40	Travée	162,835	11,55	0
		Appui	-155,173	0	11,11
5 <sup>ème</sup> /RDC	30*40	Travée	18,361	1,16	0
		Appui	-41,76	0	2,68

**Tableau V.11.** Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle 0.8G±E.

Etage	Section ( cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	As ( cm <sup>2</sup> )	As' ( cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup> étage	30*40	Travée	89,649	5,07	0
		Appui	-97,286	0	5,53
5 <sup>ème</sup> /RDC	30*40	Travée	79,285	<b>4,46</b>	0
		Appui	-93,099	0	5,28

**Tableau V.12.** Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle G+Q±E.

Etage	Section ( cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	As ( cm <sup>2</sup> )	As' ( cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup> étage	30*40	Travée	123,861	<b>7,15</b>	0
		Appui	-128,605	0	<b>7,44</b>
5 <sup>ème</sup> /RDC	30*40	Travée	77,157	4,34	0
		Appui	-95,227	0	<b>5,41</b>

V.3.4.2 Poutre non porteuse

Tableau V.13. Ferrailages des poutres non porteuses situation durable.

Etage	Section ( cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup>	As ( cm <sup>2</sup> )	As' ( cm <sup>2</sup> )
6 <sup>eme</sup> etage	30*35	Travée	35,59	2,61	0
		Appui	-81,708	0	6,44
5 <sup>eme</sup> /RDC	30*35	Travée	47,675	3,54	0
		Appui	-56,161	0	4,29

Tableau V.14. Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle 0.8G±E.

Etage	Section ( cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup>	As ( cm <sup>2</sup> )	As' ( cm <sup>2</sup> )
6 <sup>eme</sup> etage	30*35	Travée	26,742	1,67	0
		Appui	-55,656	0	3,61
5 <sup>eme</sup> /RDC	30*35	Travée	79,157	5,14	0
		Appui	-83,507	0	5,53

Etage	Section ( cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup>	As ( cm <sup>2</sup> )	As' ( cm <sup>2</sup> )
6 <sup>eme</sup> etage	30*35	Travée	30,744	4,71	0
		Appui	-71,65	0	4,71
5 <sup>eme</sup> /RDC	30*35	Travée	79,245	5,14	0
		Appui	-95,939	0	6,42

Tableau V.15. Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle G+Q±E.

Choix d'armature

Tableau V.16. Choix des armatures pour les poutres porteuses (30\*40).

Etage Section ( cm <sup>2</sup> )	Position	A's <sup>cal</sup> cm <sup>2</sup>	A s <sup>cal</sup> Cm <sup>2</sup>	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inferieure	A's <sup>Adopté</sup> cm <sup>2</sup>	As <sup>Adopté</sup> cm <sup>2</sup>	As <sup>min</sup> (RPA) cm <sup>2</sup>	As <sup>max</sup> (ZC) cm <sup>2</sup>	As <sup>max</sup> (ZN) cm <sup>2</sup>
6 <sup>eme</sup> (30*40)	Travée	0	11.55	3T16	5T16+1T14	6.03	11.59	6	48	72
	Appui	11.11	0	5T16+1T12	3T16	11.18	6.03			

5 <sup>ème</sup> /RDC (30*40)	Travée	0	7.15	3T14	5T14	4.62	7.70	6	48	72
	Appui	7.44	0	5T14	3T14	7.70	4.62			

**Tableau V.17.** Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30\*35).

Etage Section ( cm2)	Position	A's <sup>cal</sup> cm <sup>2</sup>	A s <sup>cal</sup> Cm <sup>2</sup>	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inferieure	A's <sup>Adopté</sup> cm2	As <sup>Adopté</sup> cm2	As <sup>min</sup> (RPA) cm2	As <sup>max</sup> (ZC) cm2	As <sup>max</sup> (ZN) cm2
6 <sup>ème</sup> (30*35)	Travée	0	4.71	3T14	5T12	4.62	5.65	52.5	42	63
	Appui	6.44	0	5T14	3T12	7.70	3.39			
5 <sup>ème</sup> /RDC (30*35)	Travée	0	5.14	3T14	6T12	4.62	6.79	52.5	42	63
	Appui	6.42	0	5T14	3T12	7.70	3.39			

### V.3.5. Vérifications

#### V.3.5.1. Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

**Tableau V.18.** Vérification de condition de non fragilité.

Type	Section	As <sup>min</sup> choisis (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup>	Vérification
Poutre porteuse	30x40	4.62	1.32	vérifiée
Poutre non porteuse	30x35	3.39	1.15	vérifiée

### V.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{tj}28 = 18 \text{ MPa}$
- Acier :

fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_{tj}28})\}$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que :

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

### V.3.6.1. Poutre porteuse

**Tableau V.19.** Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Etage	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
6 <sup>ème</sup> (30*40)	Travée	119,178	13.9	18	332.8	250	Non vérifiée
	Appuis	-113,753	12.5	18	295,9	250	Non vérifiée
5 <sup>ème</sup> /RDC (30*40)	Travée	13,426	2.15	18	115,3	250	vérifiée
	Appuis	-30,817	4,27	18	124,3	250	vérifiée

**Remarque :** L'ELS de la poutre porteuse 30x40 n'est pas vérifié donc on doit augmenter la section du béton ou d'armature. Dans notre cas on a augmenté la section d'armature .

**Tableau V.20.** Corrections des sections du béton et d'acier dans les poutres porteuses à l'ELS.

Etage	Position	As (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
6 <sup>ème</sup> (30*40)	Travée	<b>3T16</b> <b>=6.03</b>	<b>8T16</b> <b>=16.08</b>	8.63	18	218,6	250	vérifiée
	Appui	<b>8T16</b> <b>=16.08</b>	<b>3T16</b> <b>=6.03</b>	10.9	18	215,6	250	vérifiée
5 <sup>ème</sup> /RDC (30*40)	Travée	<b>3T14</b> <b>=4.62</b>	<b>5T14</b> <b>=7.7</b>	2.87	18	97,9	250	vérifiée
	Appui	<b>5T14</b> <b>=7.7</b>	<b>3T14</b> <b>=4.62</b>	1.7	18	40,9	250	vérifiée

### V.3.6.2. Poutre non porteuse

**Tableau V.21.** Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Etage	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
6 <sup>ème</sup> (30*40)	Travée	26.07	4.82	18	199,7	250	vérifiée
	Appuis	-59,969	9,56	18	239,7	250	vérifiée
5 <sup>ème</sup> /RDC (30*40)	Travée	33,767	6.03	18	249,8	250	vérifiée
	Appuis	-40,874	7.1	18	213.7	250	vérifiée

• **Choix finals des armatures**

**Tableau V.22.** Choix finals des armatures des poutres.

Poutres section (cm <sup>2</sup> )	Etage	Position	Armature Inferieure	Armature Supérieure
Poutre porteuse (30*50)	6 <sup>ème</sup>	Travée	3T16	8T16
		Appui	8T16	3T16
	5 <sup>ème</sup> /RDC	Travée	3T14	5T14
		Appui	5T14	3T14
Poutre non porteuse (30*35)	6 <sup>ème</sup>	Travée	3T14	5T12
		Appui	5T14	3T12
	5 <sup>ème</sup> /RDC	Travée	3T14	6T12
		Appui	5T14	3T12

**V.3.7. Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min(\bar{0},1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Avec :

- T<sub>u</sub> : L'effort tranchant maximum entre l'ELU et l'ELA.

- b : Largeur de la section de la poutre.

- d : Hauteur utile de la poutre.

**V.3.7.1. Poutre porteuse**

**Tableau V.23.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (30\*50).

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Ts (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
6 <sup>ème</sup>	30*40	82,47	0.54	3	vérifiée
5 <sup>ème</sup> /RDC		44,58	0.29	3	vérifiée

### V.3.7.2. Poutre non porteuse

**Tableau V.24.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Ts (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
6 <sup>ème</sup>	30*35	43.54	0.41	3	vérifiée
5 <sup>ème</sup> /RDC		42.72	0.40	3	vérifiée

### V.3.8. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance

FeE500

( $f_e = 500\text{MPa}$ ).

Selon [2]

$$S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm})$$

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1 : \text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

Selon [1]

$$A_t = 0,003S_t b$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right)$$

On prend :  $\varnothing t = 8\text{mm}$ .

**Tableau V.25.** Choix des armatures transversales pour les poutres.

Section	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		$S_t^{\text{adp}}$ (cm)		$A_t^{\text{max}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	ZN	ZC		
Poutre Porteuse 30*50	82.47	0.54	40	16.66	25	10	25	2.25	4T10 3.14
Poutre non porteuse 30*35	43.54	0.41	28.35	11.66	17.2	10	20	1.8	4T8 2.01

### V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\varnothing l$  en zone III.

$\varnothing = 10\text{mm}$ .....  $L_r = 50\text{cm}$

$\varnothing = 8\text{mm}$ .....  $L_r = 40\text{cm}$

### IV.3.10. Arrêt des barres

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{\text{MAX}}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \\ \end{array} \right.$$

$$\frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.}$$

Avec :  $L_{max} = \max (L_{droite}, L_{gauche})$

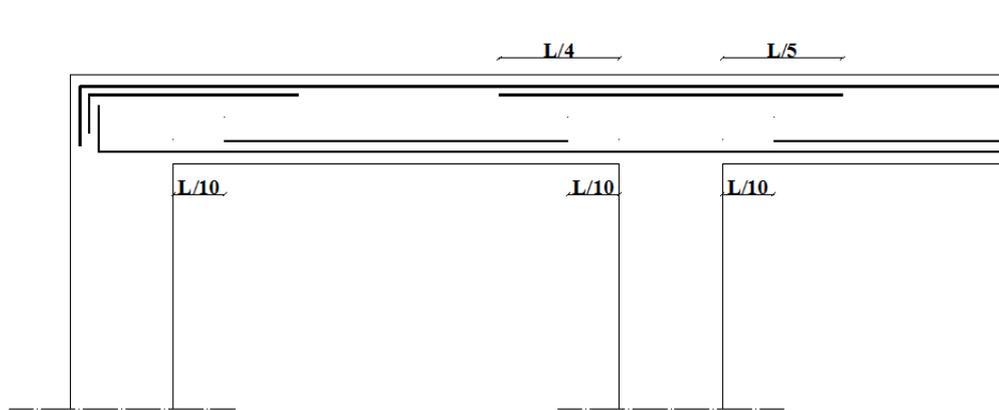


Figure V. 6: Les arrêtes des barres.

### V.3.11. Vérification de la flèche

Tableau V.26. Vérification de la flèche.

Poutres section (cm <sup>2</sup> )	Etage	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Observation
Poutre porteuse (30*50)	6 <sup>ème</sup>	8.71	10	vérifiée
	5 <sup>ème</sup> /RDC	2.17	10	vérifiée
Poutre non porteuse (30*40)	6 <sup>ème</sup>	4.29	8.68	vérifiée
	5 <sup>ème</sup> /RDC	4.79	8	vérifiée

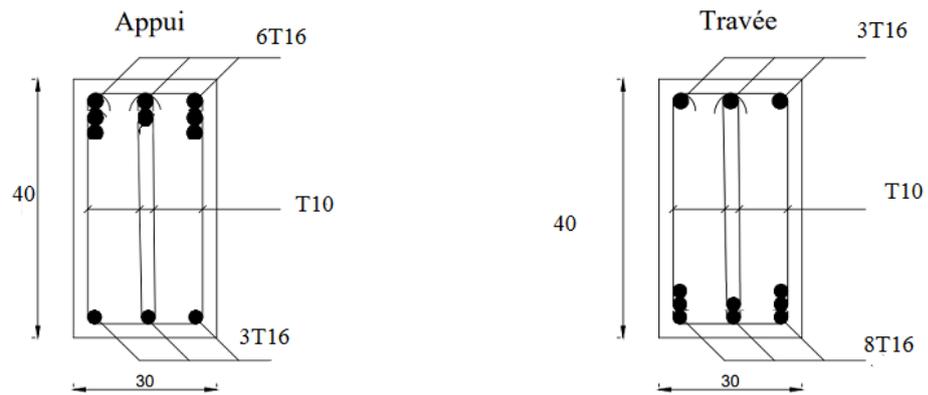


Figure V. 7 :Schéma de ferrailages des poutres porteuses du 6<sup>ème</sup> étage.

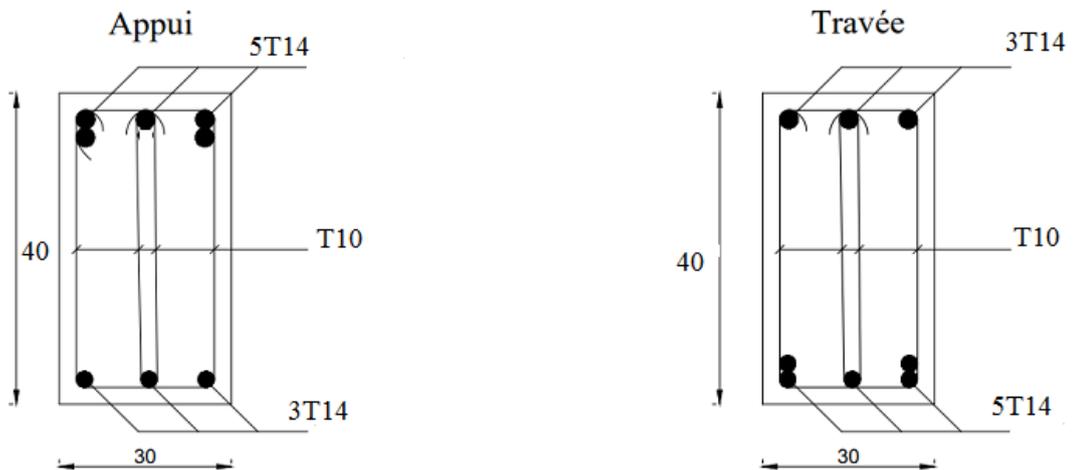


Figure V. 8 :Schéma de ferrailages des poutres porteuses du RDC au 5<sup>ème</sup>.

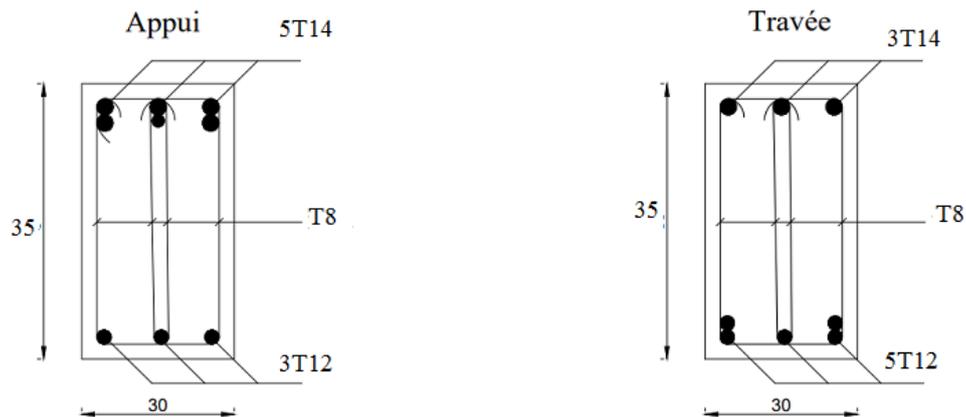


Figure V. 9 :Schéma de ferrailages des poutres non porteuses du 6<sup>ème</sup> étage.

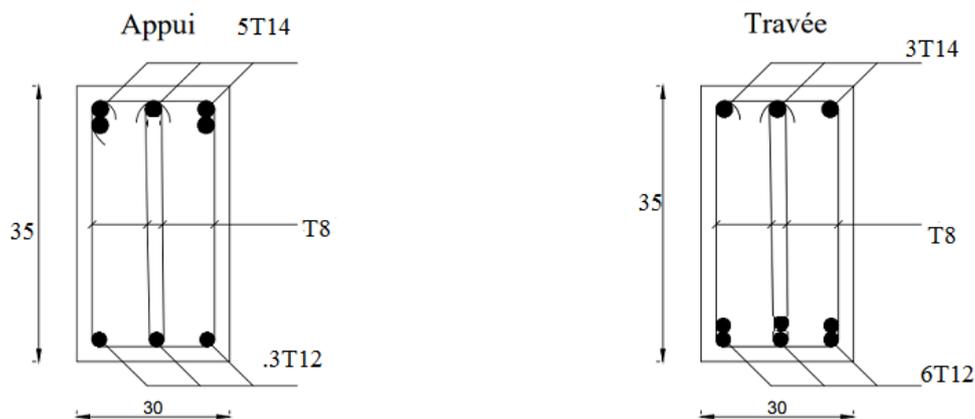


Figure V. 10 : Schéma de ferrailages des poutres non porteuses du RDC au 5<sup>ème</sup> étage.

#### V.4. Ferrailage des voiles

##### V.4.1. Introduction

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre une partie des charges verticales revenant des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.

- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête. Le ferrailage des voiles est constitué :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
- D'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties
- D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones. Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant.

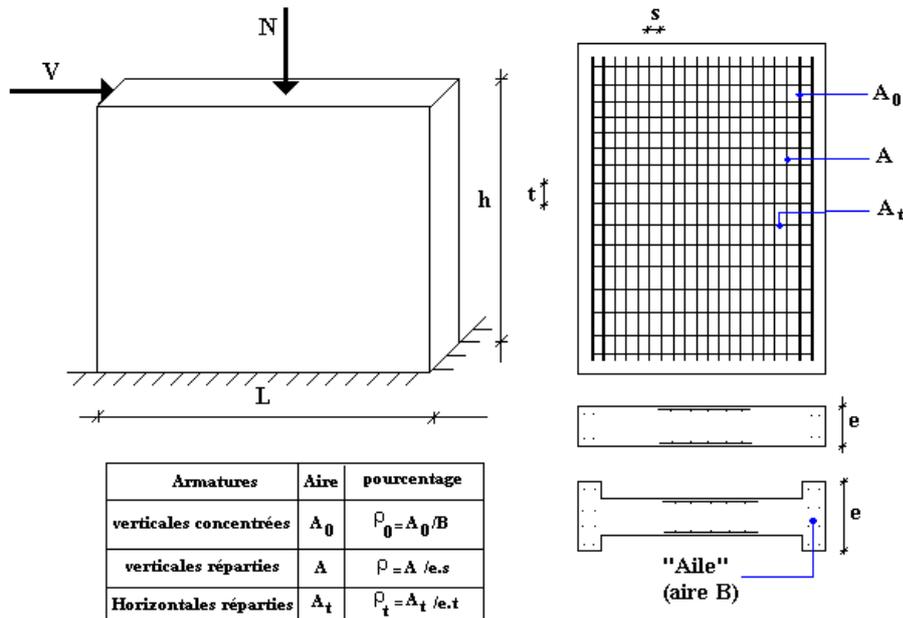
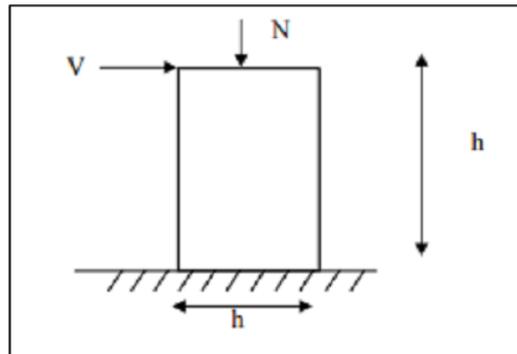


Figure V. 11: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

Les cadres et épingles permettent d'assurer le confinement des armatures verticales.



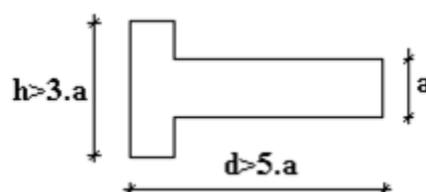
**Figure V. 12:** éléments soumis à la flexion composée

➤ **Préconisation du BAEL91**

• **Justifications sous sollicitations normales**

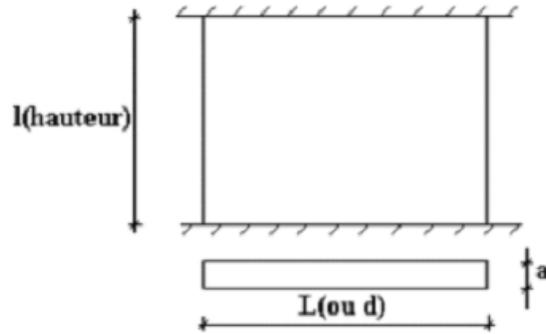
**a. Conditions d'application**

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  Pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  Pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$



**Figure V. 13 :** Définition de l'élément mur.

$l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



**Figure V. 14 :** Dimension en élévation d'un mur.

- Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  est déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau V.27.** Valeur de coefficient K.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**IV.4.2.2. Efforts de compression en ELU**

Soient :

- $l_f$  : longueur de flambement (§. V.4.2.2.2).
- $a$  : Épaisseur du voile.
- $d$  : Longueur du voile.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier.
- $\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ ).
- $\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ ).

NB : Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

**Tableau V.28.** Calcul de  $\sigma_b$  et  $\sigma_{bna}$ .

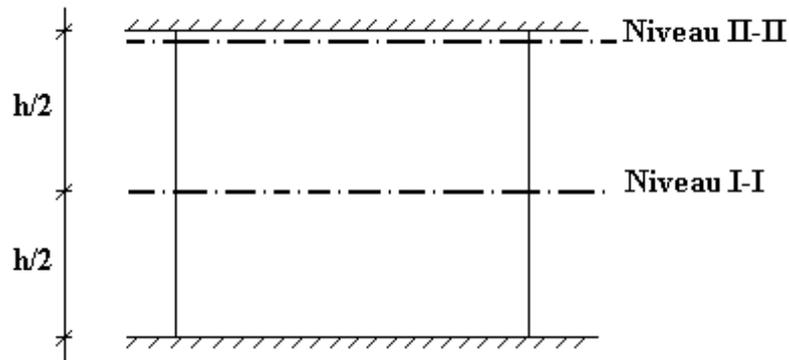
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>			$0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

**Remarque:** La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$

suivant que le béton est non armé ou armé.

suivant que le béton est non armé ou armé.

**b. Niveaux de vérification :**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**c. Aciers minimaux**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux**

**Tableau V.29:** Acier verticaux et horizontaux.

Aciers verticaux	Aciers horizontaux
------------------	--------------------

<b>Espacemen t maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{vMax}}{3} ; 0,001 \right]$
<b>Pourcentag e minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{vMax}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\text{lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ ).

**Tableau V.30:** Acier transversaux

	<b>Nombres d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\phi_t</math></b>
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

### Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à 0.05 (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$  ).

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

**1 - Zone comprimée**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression .

**2 - Zone tendue**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction .

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :  $F_T$  : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

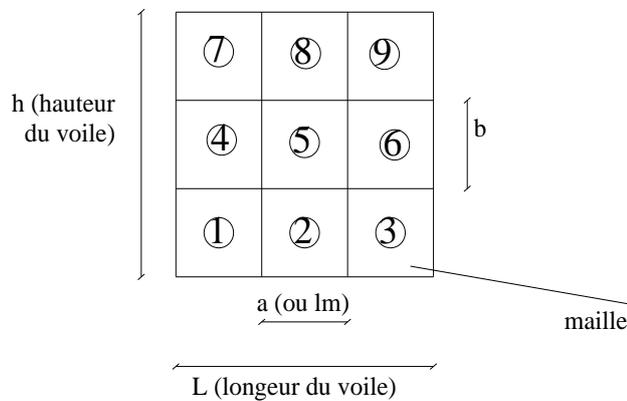
Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :  $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport ( $a/b$ ) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



**Figure V. 15 :** Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$  Est donnée par les résultats du logiciel **etabs**,

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$ ,

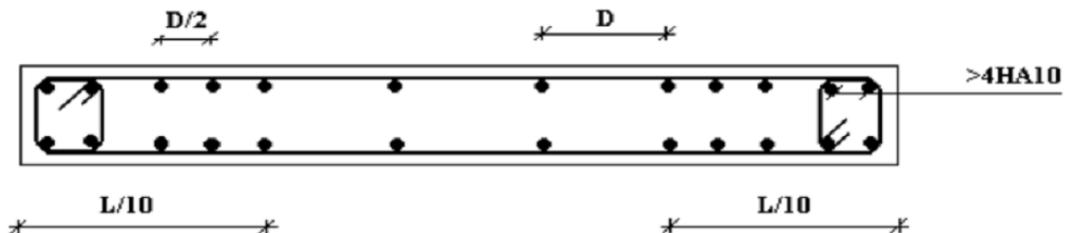
$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

• **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

**Aciers verticaux :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



**Figure V. 16:**Disposition des armatures verticales dans les voiles .

- **Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%
  - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- 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.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers

de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- Présentation des résultats :

Après la visualisation de l'état des contraintes dans les voiles du bâtiment sous les

combinaisons sismiques, nous avons déduit :

- 1- Les contraintes maximales en traction sont données par la combinaison
- 2- L'état de contrainte des voiles : (V1etV'1 ; V2etV'2) ; (V3etV'3 ; V4etV'4) est semblable.

Donc nous auront à calculer le ferrailage pour 2voiles uniquement.

**Tableau V.31:** Longueur et épaisseurs des voiles

Boutde voile	e(cm)	L(m)	Nombre de mailles	Longueur de la maille (m)
V1etV'1 ; V2etV'2	20	1.4	2	0.70
V3etV'3 ; V4etV'4	20	2	2	1

### V.4.3 Exemple de calcul (V3etV'3 ; V4etV'4) :

Soit le voile de longueur

$$L = 2. \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.23\text{m (hauteur de RDC)}$$

Le voile est découpe en 2 mailles horizontales de même  $L=1 \text{ m}$  et de

$$\text{section } S=a \times L \rightarrow S=0.20\text{m}^2$$

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,74 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.23 - 0.40 = 2.83\text{m}$  (0.40m : hauteur de la poutre).

- 

**Tableau IV.32.** Calcule de  $\sigma_b$  et  $\sigma_{bna}$  pour le voile V5.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
<b>Longueur de flambement <math>l_f</math></b>	<b>m</b>	$0,85 \times 2.83 = 2.41$	$0.80 \times 2.83 = 2.26$
<b>Elancement <math>\lambda</math></b>		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 41.66$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 39.14$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>		0.67	0.48

<b>Section réduite</b> $B_r$ (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	<b>M<sup>2</sup></b>	$(a-0,02)l=(0,20-0,02)l = 0,18$	0,18
<b>Contraintes limites</b> $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	<b>MPa</b>	$\sigma_{bna} = \frac{0,36}{1} \left[ \frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 17,21\text{MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,48}{0,2 \times 1} \left( \frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,43\text{MPa}$

Remarque :

Lorsque la contrainte en compression dans le voile est tel que :

alors :

-  $A_s = 0,1\%$  de B

-  $B = a \cdot l$  maille

$B = (20)(1) = 20\text{cm}^2$ .

$A_s = 0,2\text{ cm}^2$ .

**Tableau V.33:** Calcul des armatures verticales détaillé de voiles V3etV'3 ; V42etV'4

Maille $L_i = 1\text{ m}$	1	2
<b>Dimensions (m<sup>2</sup>)</b> $(a \cdot l^i) = S_j$	0.2	0.2
<b>Contrainte moyenne par maille <math>\sigma_j</math>(MPa)</b>	7.37	10.12
<b>Force de traction</b> $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	1.47	2.02
<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</b> $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$ )	29.48	40.48
<b>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>)</b> Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ Selon RPA99: 0,2 % $S_{\text{béton}}$		1.4 2.8
<b>choix</b>	2x5T14	2X6T16

$A_v$ adopté	15.4	24.62
$S_i$ : espacement (cm)	20	10
$S_i \leq (1,5a ; 30\text{cm})$ $S_i \leq 30\text{cm}$	Vérifier	Vérifier

• **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : « RPA99 version 2003 »**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot 1$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,12 \times (200) \times (1000)}{500} \times 1,4 = 6,89 \text{ cm}^2 .$$

Choix : 2x5T10=7.85 cm<sup>2</sup> .

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm} .$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,1) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 3,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (15,71) = 10,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (20)(100) = 3 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 10,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5 \text{ HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} .$$

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0.8GE .

Résultats pour le reste des voiles du bâtiment :

**Tableau V.34:** Armatures verticales Etage courant & RDC du V3etV'3 ; V4etV'4

Hauteur (m)	maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
RDC	1	1	0.2	7.37	1.47	26.4	2x10T14	30.79	10
	2	1	0.2	10.12	2.01	40.4	2x10T16	40.21	10
1 <sup>ère</sup> - 3 <sup>ème</sup>	1	1	0.2	3.26	0.65	24	2x6T16	28.14	15
	2	1	0.2	6.01	1.2	13	2x6T12	13.58	15
4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	1	1	0.2	1.73	0.35	8.8	2x5T12	11.3	20
	2	1	0.2	2.20	0.44	7	2x4T12	9.04	25

• **Voile:V1etV'1 ;V2etV'2**

Soit le voile de longueur :

- $L = 1.4$  m
- $a = 0,2$  m (épaisseur)
- $h_e = 3.23$  m (hauteurs RDC) .

Le voile est découpe en 2 mailles horizontales de même  $L=0.70$ m et de section

$$S = a \times L \rightarrow S = 0.140 \text{ m}$$

a- Armature verticale :

**Tableau V.35:** Armatures verticales V2 et V'2 V1etV'1

Hauteur (m)	maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
RDC	1	0.7	0.140	6.95	0.973	19.46	2x7T14	21.56	7.5
	2	0.7	0.140	9.58	1.34	26.8	2x7T14	28.14	7.5

1 <sup>ère</sup> -3 <sup>ème</sup>	1	0.7	0.140	3.3	0.46	15	2x7T14	15.84	7.5
	2	0.7	0.140	5.37	0.75	9.2	2x3T12	9.24	15
4 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	1	0.7	0.140	1.61	0.22	5.6	2x3T14	9.24	15
	2	0.7	0.140	2.03	0.28	4.4	2x3T12	6.78	15

- **Armature verticale de compression**

$$\sigma_{\text{comp}}^{\text{mac}} = 0.85 \text{ MPa} < \sigma_{\text{bna}} = 8.47 \text{ MPa}$$

Donc on va adopter la section minimale tel que :

**Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>) :**

1. Selon [2] : **0,1%S<sub>béton</sub>**

2. Selon [1] : **0,2%S<sub>béton</sub>**

$$A_v = \text{Max} (0,1\%S_{\text{béton}} ; 0,2\%S_{\text{béton}}) .$$

- **Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression**

**Tableau IV.36.** Calcule des aciers de compression.

Voiles	Li (m)	S (m <sup>2</sup> )	0,2%S <sub>béton</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>v</sub> adop (cm <sup>2</sup> )
V3etV'3 ; V4etV'4	1	0.2	4	2x 4T10	6.28
V2 et V'2 V1etV'1	0.7	0.140	2.8	2x4T10	6.28

**b- Acier de bétonnage (acier de couture) :**

**Tableau V.37:** calcule des aciers de coutures des voiles

Voile	Zone	$\tau_u$ (Mpa)	A <sub>vj</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
V2 et V'2 V1etV'1	1	1.3	5.60	2X3T14	9.23
	2	0.87	3.75	2X3T14	9.23
	3	0.49	2.11	2X3T14	9.23
V3etV'3 ; V4etV'4	1	1.39	5.99	2X3T14	9.23
	2	0.80	3.44	2X3T14	9.23
	3	0.47	2.02	2X3T14	9.23

Armature horizontaux :

**Tableau V.38:** calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Zone	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{S_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	
V2 et V'2 V1etV'1	1	1.3	2.03	8.01	2.94	2x4T14	12.31
	2	0.87	1.35	5.59	2.94	2x4T14	12.31
	3	0.49	0.76	3.08	2.94	2x4T14	12.31
V3etV'3 ; V4etV'4	1	1.39	3.47	5.99	2.28	2x4T14	12.31
	2	0.80	1.25	3.45	2.28	2x4T14	12.31
	3	0.47	0.73	2.03	2.28	2x4T14	12.31

**V.4.4.Dessin de ferrailage :**

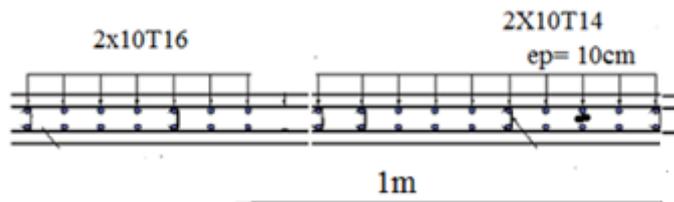


Figure V. 17 : Dessin de ferrailage de voile V3etV'3 ; V4etV'4 du RDC

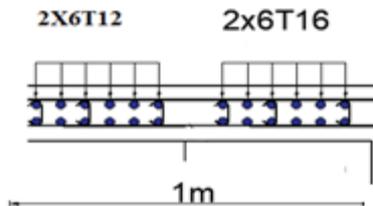


Figure V. 18: Dessin de ferrailage de voile du V3etV'3 ; V4etV'4 1<sup>ère</sup>-3<sup>ème</sup>.

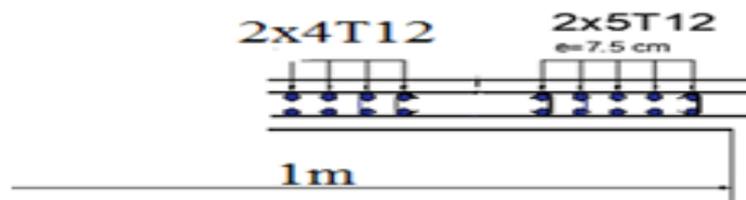


Figure V. 19 : Dessin de ferrailage de voile du V3etV'3 ; V4etV'4 du 3-6<sup>ème</sup>.

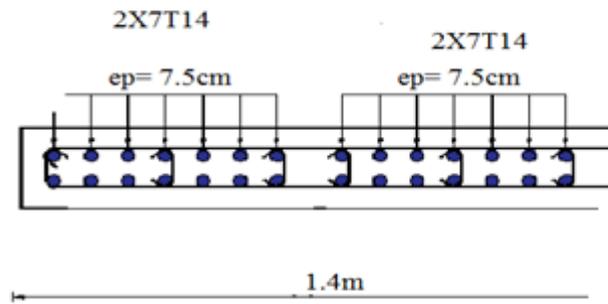


Figure V. 20: Dessin de ferrailage de voile V1etV'2 ; V3etV'3 du RDC .

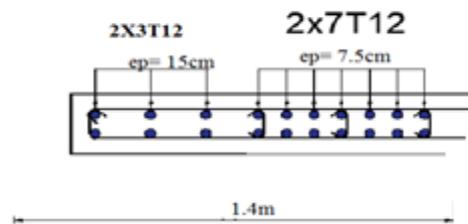


Figure V. 21: Dessin de ferrailage de voile du V1etV'1 ; V2etV'2 1<sup>ère</sup> -3<sup>ème</sup>.

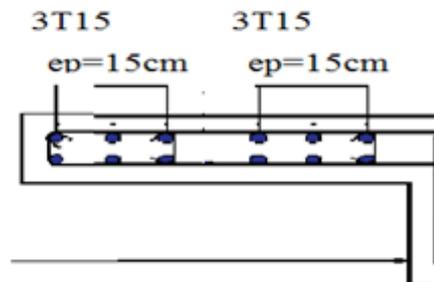


Figure V. 22: Dessin de ferrailage de voile du V1etV'1 ; V2etV'2 du 3-6<sup>ème</sup> .



**CHAPITRE VI**  
**Etude**  
**des fondations**

## VI.1.Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Semelle isolée.
- Semelle filante sous mur.
- Semelle filante sous poteaux.
- Semelle filante croisées.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

## VI.2.Choix de type de fondation

- Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres :
- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol  $\sigma_{sol}$ .
- La classification du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

## VI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfait la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol  $\sigma_{sol}=2,50$  bar .

$S_{néc}$  : Surface de la fondation.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

### VI.3.1.Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminée par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec:  $A = \sqrt{S}$  ;  $\sigma_{sol}=2$  bars

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

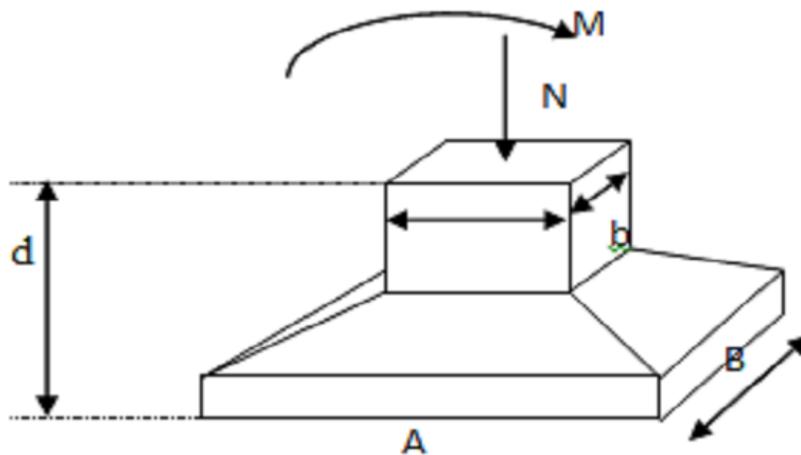


Figure VI. 1 : .Semelle isolé sous poteau.

Avec

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

**Tableau VI.1:** Sections des semelles isolées.

N° Poteaux	N (kN)	S (m <sup>2</sup> )	A(m)	A <sup>choisie</sup> (m)
42	1393,05	6.96	2.63	2.7
38	1264,36	6.32	2.51	2.6
44	1228,09	6.14	2.48	2.5
43	1225,19	6.12	2.47	2.5
41	1185,15	5.92	2.43	2.5
16	1143,59	5.72	2.43	2.5
28	1137,94	5.68	2.38	2.4
12	1131,96	5.65	2.37	2.4
22	1127,19	5.63	2.37	2.4
39	1016,69	5.08	2.25	2.3
3	1002,1	5.01	2.24	2.3
6	997,99	4.98	2.23	2.2
35	957,07	4.78	2.18	2.2
34	951,72	4.75	2.17	2.2
37	948,51	4.74	2.16	2.2
46	944,54	4.72	2.16	2.2
32	908,95	4.54	2.13	2.2
27	892,14	4.46	2.11	2.2
33	890,1	4.45	2.10	2.1
18	885,72	4.42	2.10	2.1
9	865,16	4.32	2.08	2
36	863,79	4.31	2.07	2
13	859,75	4.29	2.07	2
4	856,89	4.28	2.06	2
30	844,69	4.22	2.05	2
29	835,58	4.17	2.04	2
40	798,49	3.99	1.99	1.9
31	791,76	3.95	1.98	1.9
8	768,09	3.84	1.96	1.9
2	734,08	3.67	1.92	1.9
17	710,48	3.55	1.88	1.8
26	709,8	3.54	1.88	1.8
19	605,28	3.02	1.74	1.7
24	598,1	2.99	1.73	1.7
23	584,21	2.92	1.71	1.7
21	583,47	2.92	1.70	1.7
11	570,81	2.85	1.69	1.6
15	570,72	2.85	1.69	1.6
14	546,46	2.73	1.65	1.6
10	529	2.65	1.63	1.6
5	291,07	1.45	1.2	1.5
20	276,51	1.38	1.17	1.5
1	275,21	1.37	1.17	1.5
25	272,03	1.36	1.16	1.5

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,50 \times A$

Tel que :  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

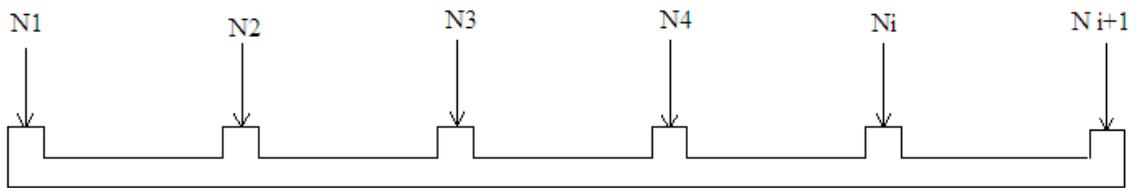
A: Largeur maximum de la semelle ( $A=2.7$  m).

On a  $L_{\min}=3.10 < 1,50 \times A=4.05$ ..... non vérifié

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**VI.3.2. Semelles filantes :**



**Figure VI. 2 :** Semelles filantes.

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

**Tableau VI.2:** Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m <sup>2</sup> )	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	Ss(m)
A-A	9124.27	16.30	2.79	2.8	45.64
B-B	17211.17	26.30	3.27	3.3	86.79
C-C	9376.55	26.30	1.78	1.8	47.34
D-D	9825.29	26.30	1.86	1.9	49.97
E-E	9025.22	26.30	1.71	1.7	44.71
F-F	8864.64	26.30	1.68	1.7	44.71
G-G	9155.14	26.30	1.74	1.8	47.34
H-H	16850.77	26.30	3.20	3.2	84.16
I-I	8954.61	16.30	2.74	2.8	45.64

**Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_{néc}}{S_{BAT}} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_{néc}}{S_{BAT}} = \frac{451.59}{510.36} = 88.48 > 50\%$$

**Conclusion**

La surface totale de la semelle est dépassée 50% de la surface d’emprise du bâtiment; pour cela on a opté pour un choix du radier générale comme type de fondation pour ancrer cet ouvrage.

**VI.3.3.Radier générale**

**VI.3.3.1 Introduction**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré renversé (plus économique que pratique).L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

- Pour savoir si notre fondation est un radier générale on doit vérifier la condition suivante :

Si  $\frac{S_{néc}}{S_{bati}} (\%) > 50\%$  alors la fondation nécessite un radier.

• Superstructure :

NG = 36382.99 kN

NQ = 5102.96 kN

• Infrastructure (sous-sol) :

NG = 4022.08 kN

NQ = 2041.42 kN

Donc au totale on a : NG = 41020.67 kN ; NQ = 7144.38 kN .

avec :  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge permanente de 10%.

Alors :

$N = 1.1 NG + NQ = 1.1 * 41020.67 + 7144.38 = 52267.12$  kN.

$S_{nécc} \geq \frac{52267.12}{200} = 261.34 m^2$  .

$S_{bat} = 510.36 m^2$ .

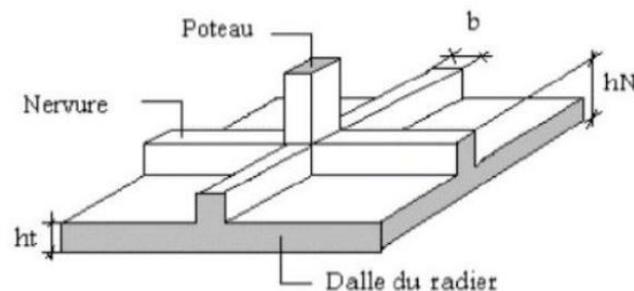
$$\frac{S_{nécc}}{S_{bat}} = \frac{261.34}{510.36} * 100 = 0.51\% \geq 50\%$$

On optera donc dans notre cas un radier généralisé comme fondation à notre bâtiment avec un débord de 50 cm pour chaque côté ce qui donne :

La Surface totale du radier sera donc égale à **557.73 m<sup>2</sup>**.

**VI.3.3.2 Pré-dimensionnement du radier**

**VI.3.3.2.1 Pré-dimensionnement de la dalle**



**Figure VI. 3:** Schéma du radier nervuré.

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

**a- Condition forfaitaire**

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{avec : } L_{max} = 5 \text{ m.}$$

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

Donc :  $h \geq 25\text{cm}$  On choisit  $h_1 = 30 \text{ cm}$

**b- Condition de cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa.}$

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

Avec:

$N_u = N_u \text{ (superstructure)} + N_u \text{ (sous-sol).}$

$N_u = 66093.99 \text{ kN.}$

$L = 5 \text{ m}$  et  $b = 1 \text{ m.}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 10.97 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 15 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 30 \text{ cm.}$$

**VI.3.3.2.2. Pré-dimensionnement de la nervure**

• **Largeur de la nervure**

Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$a \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm.}$$

• **Hauteur de la nervure :**

**a- Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 5 \text{ m.}33.33 \leq h_{N1} \leq 50$

Soit :  $h_{N1} = 50 \text{ cm}$

### b- Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : ( $\pi/2 L_e \geq L_{\text{entre axe}}$ ) Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 20000 \text{ MPa}$ ).

b: Largeur de la semelle ( $b = \frac{5+5}{2} = 5 \text{ cm}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

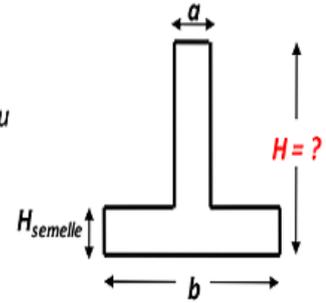
- $K = 0,5 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K = 4 \text{ [kg/cm}^3]$ .

• **Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure:**

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition entre - axe des poteaux  $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$  soit satisfaite et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



$b = 5 \text{ m}$  ,  $h_{semelle} = 0.30 \text{ m}$  ,  $a = 0.5\text{m}$  , entre-axe des poteaux = 5m.

**Tableau VI.3.** Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique.

Hauteur de nervure(m)	1	1.1	1.2
$I ( \text{m}^4 )$	0.0964	0.1281	0.1662
$L_e ( \text{m} )$	1.49	2.67	2.85
$\frac{\pi}{2} + L_e + a ( \text{m} )$	4.56	4.85	5.14

A partir du tableau précédent on déduit :  $h_{N1} = 1.2 \text{ m}$ .

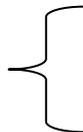
En résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier  $h=30 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure :

$h_N=120 \text{ cm}$  .

$b=50 \text{ cm}$ .



**VI.3.3.Caractéristiques Géométriques Du Radier :**

**Tableau VI.4.** Caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité (m)		Moment d'inertie ( $\text{m}^4$ )	
$X_G$	$Y_G$	$I_{xx}$	$I_{yy}$
11.52	13.66	38682	21253

### VI.3.3.4 Vérifications Nécessaires

#### VI.3.3.4.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_S}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 ( $\frac{M_S}{M_R} > 1.5$ ).

Avec :

$M_S$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres (se trouvant au-dessus du débord).

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 \cdot h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ancrage de la structure.

- Sens x-x :

$$M_0 = 49421.68 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 3463.23 \text{ kN}$$

$$h = 5.28 \text{ (} h_{\text{sol}} + h_{\text{nervure}} \text{)}$$

$$\text{Donc : } M_R = 67707.53 \text{ kN.m .}$$

$$N = N_1 + N_2$$

$N_1$ : Poids propre de la super structure et du sous-sol + la charge d'exploitation de la structure.

$N_2$ : Poids propre du radier + poids propre de la nervure.

$$\text{On a : } N_1 = 48165.05 \text{ kN}$$

$$N_2 = (\rho_b \cdot S \cdot h) + (\rho_b \cdot L \cdot h \cdot b) = 1.1(25 \times 510.36 \times 0.30) + (25 \times 310.24 \times 0.9 \times 0.50) = 7700.64 \text{ kN .}$$

$$\text{Donc : } N = 55865.69 \text{ kN}$$

$$M_S = N \cdot X_G = 643572.75 \text{ kN.m .}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 9.51 > 1.5 .$$

- Sens y-y :

$$M_0 = 43850.52 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 3655.69 \text{ kN}$$

$$h = 5.28 \text{ (} h_{\text{sol}} + h_{\text{nervure}} \text{)}$$

$$\text{Donc : } M_R = 63152.63 \text{ kN.m .}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 12.08 > 1.5 .$$

**Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

**VI.3.3.4.2. Vérification des Contraintes sous le Radier**

On a  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

Les contraintes du sol sont données par :

**a. Sollicitation du premier genre**

À l'ELS :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{55865.69}{557.73} = 100.17 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{ser} = 100.17 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$ .....Vérifiée.

**b. Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} v$$

Avec :

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} v$$

On vérifie que :

$\sigma_1 \leq 1.5\sigma_{sol}$ .

$\sigma_2 \geq 0$  ( Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier)

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol} .$$

• **ELU**

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 55865.69 + 1.5 * 7144.38 = 86135.25 \text{ kN}$

M : est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$ .

**Tableau VI.5.** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$
Sens x-x	138,67038	98,342024	128,58829
Sens y-y	159,09647	77,915936	138,80134

Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol}$ =300	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma(\frac{L}{4}) \leq 1.33\sigma_{sol}$ =266
--------------	--	-----------------------	---

- ELS

$N_{ser} = 63010.07 \text{ kN}$

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$  .

**Tableau VI.6.** Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma 1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma 2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(\frac{L}{4})$
Sens x-x	133,14093	92,81257	123,05884
Sens y-y	153,56701	72,386482	133,27188
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma(\frac{L}{4}) \leq 1.33\sigma_{sol}$ =266

### Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

### c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ELU :  $\sigma_u = \sigma(\frac{L}{4}) = 138.80 \text{ kN/m}^2$  .
- ELS :  $\sigma_{ser} = \sigma(\frac{L}{4}) = 133.27 \text{ kN/m}^2$  .

#### VI.3.3.5. Ferrailage du Radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

#### VI.3.3.5.1 Ferrailage de la table du radier

##### a) Détermination des efforts

Si :  $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$ , La dalle travaille dans les deux sens et les moments au centre de la dalle pour une largeur unitaire sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis et on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$$\left. \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 M_x \\ M_{ty} = 0.85 M_y \end{array} \right\}$$

- Moment sur appuis:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x \quad (\text{appui de rive}) \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \quad (\text{autre appui}) \end{array} \right.$$

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:

$$\left. \begin{array}{l} M_{tx} = 0.75 M_x \\ M_{ty} = 0.75 M_y \end{array} \right\}$$

- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$  .

Si  $L_x / L_y < 0,4$  ; La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = 0.5 M_0$

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

**b) Valeur de la pression sous radier**

**ELU**

$$q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 138.80 \text{ kN/m}$$

**ELS**

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1\text{m} = 133.27 \text{ kN/m}$$

**Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $\nu = 0$ )**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < L_x/L_y < 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant .

**Tableau VI.7.** Calcul des moments à l'ELU (dalle du radier)

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	Qu (kN/m)	Mx (kNm)	Mtx (kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
4.5	5	0.9	0.0456	0.7834	138.80	128.17	96.13	100.41	75.30	64.09

**Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $\nu = 0,2$ )**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8.** Calcul des moments à l'ELS (dalle du radier).

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	Qu (kN/m)	Mx (kNm)	Mtx (kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
4.5	5	0.9	0.0528	0.8502	138.80	148.40	111.30	126.17	94.63	74.2

**c) Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se calcule en considérant les valeurs maximales en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 30\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.4\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$  ;  $f_e = 500\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 435\text{MPa}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;

$h = 30\text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 27\text{ cm}$ .

Section minimale .

Sens y-y :  $0.08\% b \cdot h = 2.4\text{ cm}^2$ .

Sens x-x :  $A_{s\text{ min}} = 1.2 \cdot (A_{s\text{ min}} \text{ suivant y-y}) = 4.8\text{ cm}^2$ .

**Tableau VI.9.** Ferrailage des Panneaux du Radier.

	Sens	Mu(kNm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	96.13	8,54	2.8	10T12	11.31
	y-y	75.30	6,63	2.4	10T12	11.31
Appui	x-x	64.09	5,61	2.8	7T12	7.92
	y-y					

**Espacement**

**a. En travée**

**Sens x-x :**

$$esp \leq \text{Min}(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90\text{cm};33\text{cm}) = 33\text{cm} .$$

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 < 33\text{cm} \quad \text{on adopte : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**Sens y-y :**

$$esp \leq \text{Min}(4h;40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm};40\text{cm}) = 40\text{cm} .$$

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 < 40\text{cm} \quad \text{on adopte : } S_t = 10 \text{ cm} .$$

**b. aux appuis**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28 < 33\text{cm} \quad \text{on adopte : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**c- Vérifications nécessaires**

**Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.98\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS.

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

**Tableau VI.10.** Vérification des contraintes.

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	111.30	11.31	11,2	18	478,5	250	Non vérifiée
	y-y	94.63	11.31	9,57	18	395,2	250	Non vérifiée
Appui	x-x	74.2	7.92	7,53	18	293,3	250	Non vérifiée
	y-y							

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

Redimensionnement de la section d'armature

**Tableau VI.11.** Redimensionnement des Armatures (dalle du radier).

	Sens	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	x-x	8,54	2.8	13T14	20.01	7
	y-y	6,63	2.4	13T14	20.01	7
Appui	x-x	5,61	2.8	11T14	16.93	8

**Tableau VI.12.** Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	111.30	20.01	7,84	18	230,6	250	vérifiée
	y-y	94.63	20.01	6,71	18	190,9	250	vérifiée
Appui	x-x	74.2	16.93	5,26	18	122,8	250	vérifiée
	y-y							

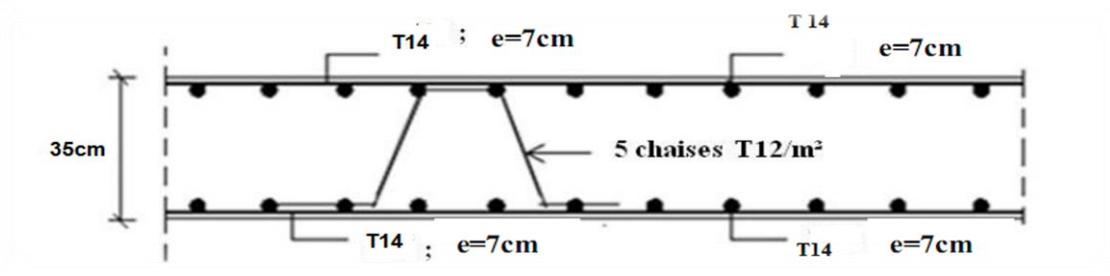


Figure VI. 4 :Ferrailage de la Dalle du Radier.

### VI.3.3.5.2 Ferrailage de la nervure

#### a) Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0.75M_0$

Sur appuis :  $M_t = 0.50M_0$

#### b) Calcul des armatures longitudinales :

$b = 50\text{cm}$  ;  $h = 120\text{ cm}$  ;  $d = 108\text{ cm}$ .

#### Sens porteur (y-y)

$L = 5\text{ m}$  ;  $q_u = 138.80\text{ kN/ml}$ .

Tableau VI.13. Ferrailage des nervures (sens porteur).

	Mu(kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	325.31	0.032	0.041	1062.3	7.04	10T14	15.39
Appui	216.88	0.021	0.026	1068.7	4,79	7T14	10.78

**Sens non porteur (x-x) :**

L = 4.5m ; qu = 138.80 kN/ml.

**Tableau VI.14.** Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	Mu(kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(mm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	263.50	0.026	0.032	1066.1	5.68	10T14	15.39
Appui	175.67	0.017	0.021	1070.9	3.77	7T14	10.78

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

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.62\text{cm}^2.$$

**- Vérifications nécessaires des contraintes**

- Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

**Tableau VI.15.** Vérification des contraintes.

	Sens	Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	263.50	15.39	3,42	18	164	250	vérifiée
	y-y	325.31	15.39	4,2	18	215,3	250	vérifiée
Appuis	x-x	175.67	10.78	2.38	18	92,3	250	vérifiée
	y-y	216.88	10.78	2.83	18	125,9	250	vérifiée

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa.}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{138.80 \times 5}{2} = 347 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{347000}{500 \times 1080} = 0.64 < 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**c) Calcul des armatures transversales :**

c- Selon [2] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ct}K}{0,8f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

**d- Selon [3] :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$\text{Avec: } \varphi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,4\text{cm}$$

$f_c=500\text{MPa}$  ;  $\tau_u = 0.64 \text{ MPa}$  ;  $f_{ct28} = 2.4\text{MPa}$  ;  $b=50\text{cm}$  ;  $d=108\text{cm}$ .

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4T10 = 3,14\text{cm}^2$$

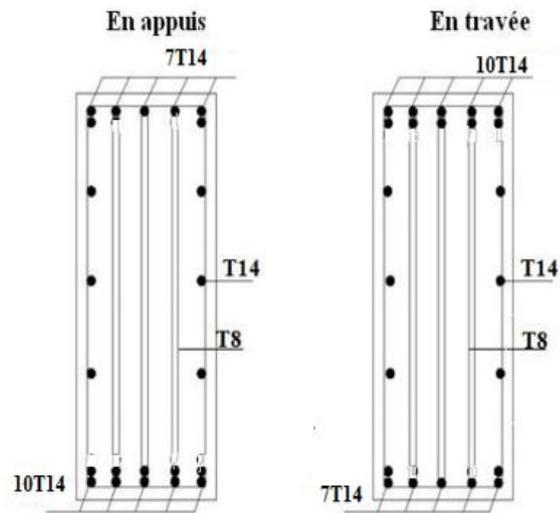
**d) Calcul des armatures de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Leur section est au moins  $3\text{cm}^2/\text{ml}$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a :  $h = 120 \text{ cm}$  donc :  $3 \times 1.20 = 3.6 \text{ cm}^2$

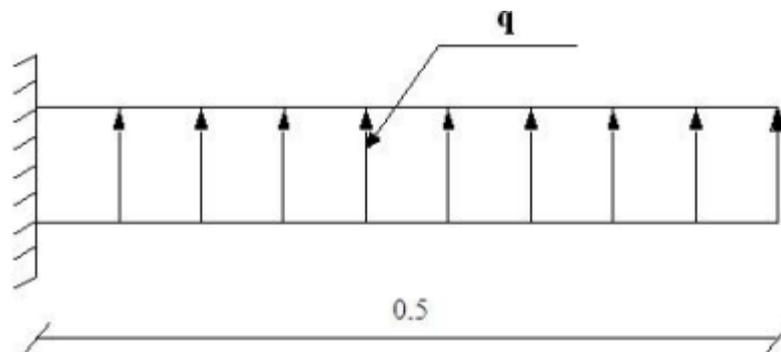
On opte pour :  $2 \text{ X}3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$



**Figure VI. 5:** Ferrailage de la nervure  $50 \times 120 \text{ cm}^2$  dans les deux sens

#### VI.3.3.6. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0,5\text{m}$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de  $1\text{m}$  à l'ELU.



**Figure VI. 6 :**Schéma statique des débords.

- Calcul de ferrailage :

$q_u = 138.82 \text{ KN/ml}$ ,  $b=100\text{cm}$ ,  $L=0,5\text{m}$ ,  $h=30\text{cm}$ ,  $d= 27 \text{ cm}$ ,  $f_{c28}=30\text{MPa}$ ,  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 17.35 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI. 16: Ferrailage du débord**

$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm)	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
17.35	0,013	0.016	298.08	1.33	2.98	5T12	5.65	20

- Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 1.41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.82 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> , St = 25 cm

- Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

$$q_{ser} = 133.27 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 16.66 \text{ kNm.}$$

**Tableau VI.17. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.**

Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
16.66	5.65	1,82	18	23,5	250	vérifiée

- Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,60 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0021 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,60 \geq 0,128 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

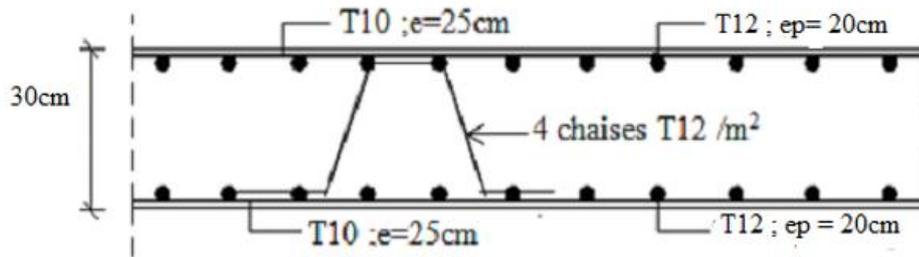


Figure VI. 7 : Ferrailage du débord.

## VI.4. Etude du voile périphérique

### VI.4.1. Pré-dimensionnement

Pour le pré-dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

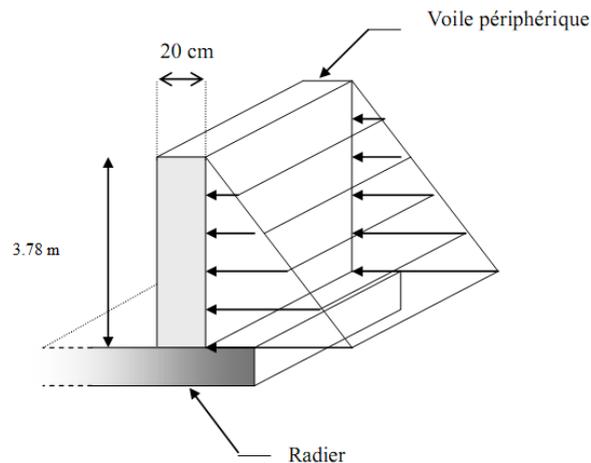
- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - ✓ Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$ .
  - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - ✓ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

### VI.4.2. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.78\text{m} ; L_y = 4 \text{ m. } e_p = 20\text{cm.}$$



**Figure VI. 8 :** Les sollicitations du voile

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante PG des poussées des terres(remblais), sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement[1] :

On considère :

$$L_y = (h_{s/sol} - h_{pp}) = 4.08 - 0.45 = 3.78 \text{ m.}$$

$$P = K_0 \cdot \gamma \times h$$

Avec

P : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$ ).

$h$  : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26.69^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.380$$

$$\text{Donc : } P = K_0 \times \gamma \times h = 29.44 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 \times P = 39.74 \text{ kN/ml.}$$

$$P = 29.44 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 39.74 \text{ KN/ml}$$

### VI.4.3. Effort dans la Dalle

$\frac{L_x}{L_y} = 0,94 > 0,4 \implies$  La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Panneau de rive :

Moment en travée:  $M_{tx} = 0.85 M_x$

$M_{ty} = 0.85 M_y$

Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

**Tableau V.18** Evaluation des efforts

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	qu(kN/m)	Mx(kNm)	Mtx(kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
3.78	4	0.94	0.0419	0.8661	39.74	26.64	23.07	22.64	19.60	13.32

### VI.4.4 Calcul du Ferrailage

$b = 100\text{cm}$  ;  $h = 20\text{ cm}$  ;  $d = 18\text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 17\text{MPa}$  .

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.19.** Ferrailage du Voile Périphérique.

	sense	Mu(kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	23.07	0.041	0.052	176.2	3	4T10	3.14
	y-y	19.60	0.035	0.044	176.8	2.54	4T10	3.14
Appui	x-x	13.32	0.024	0.030	177.8	1.72	4T10	3.14
	y-y							

#### - Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ( $12 \leq h \leq 30$ ) (cm).

On a :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$  pour les barres FeE500

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left[ 3 - \frac{3,78}{4} \right] \times \frac{100 \times 20}{2} = 1,23 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

$$A^{\text{cnf}} = 2,2 \text{ cm}^2 < A_s^{\text{adp}}$$

### VI.4.5. Vérifications

#### a) Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 51,98 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 50,07 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 51,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{51,98 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,289 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

#### b) Vérification à l'ELS

- Evaluation des sollicitations à l'ELS

**Tableau V.20.** Evaluation des sollicitations à l'ELS

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	qu(kN/m)	Mx(kNm)	Mtx(kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Ma (kNm)
3.78	4	0.94	0.0419	0.8661	29.44	17.62	14.98	15.26	12.97	8.81

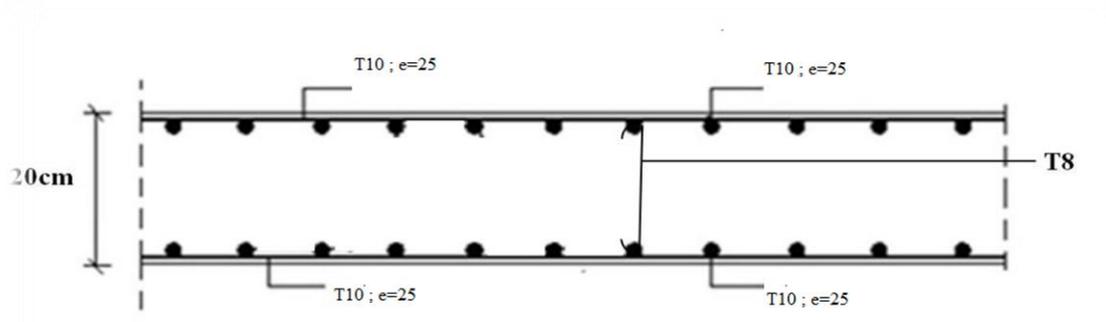
#### c) Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPA}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau V.21.** Vérification des Contraintes à l'ELS.

	Sens	Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	14.98	3.14	4,98	18	247,2	250	vérifiée
	y-y	12.97	3.14	4,3	18	207,9	250	vérifiée
Appuis	x-x	8.81	3.14	2,9	18	126,8	250	vérifiée
	y-y							



**Figure VI. 9 :** Ferrailage du Voile Périphérique en Travée et en Appui sense x-x et y-y.

### VI. 5. Conclusion

Dans ce dernier chapitre ; à savoir l'étude des fondations ; j'ai opté pour un radier généralisé qui se trouve le plus adéquat. L'étude du radier comporte le prédimensionnement ainsi que le ferrailage de ses différents éléments à savoir, la dalle, la nervure et le débord. La deuxième et dernière partie de ce chapitre est consacrée à l'étude du voile périphérique

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude m'a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que j'ai acquises durant mon cycle de formation de master, de les approfondir en me basant sur les documents techniques et réglementaires. J'ai aussi mis en application quelques logiciels de calcul récents qui rentrent dans le domaine du bâtiment. Etant fait le choix de faire mon PFE en monôme et de ne pas partager le travail, cela m'a permis de toucher à toutes les étapes de l'étude d'un bâtiment et après finalisation de cette étude quelques points me semblent importants à citer à savoir :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire mais importante, son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment. Vu la hauteur de mon bâtiment (R+6), les sections données aux poteaux n'étaient pas importantes mais ont été modifiées ultérieurement dans l'étude dynamique.
- La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS m'a permis de faire un calcul dynamique tridimensionnelle de la structure et de s'assurer de sa stabilité en cas de tremblement de terre.
- Le ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles a été calculé en utilisant le logiciel **SOCOTEC**. Le ferrailage que j'ai choisi pour les différentes sections vérifie la sécurité (résistance) et respecte l'aspect économique.
- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **ETABS** nous a permis de visualiser ces contraintes.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour mon projet. Dans cette partie j'ai également fait le calcul du voile périphérique.

### ➤ Documents réglementaires

[1]- D.T.R. "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".

[2]- D.T. "BAEL 91 Modifié 99".

[3]- D.T.R. "C.B.A.93".

[4]- VICTORE DAVIDOVICI, "Formulaire du béton armé : volume 1".

[5]- DTR B.C 2.2, "Charges permanentes et charges d'exploitation".

### ❖ Logiciels utilisés

- ETABS v.9.7.4
- AOTOCAD16
- SOCOTEC