



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
People's Democratic Republic of Algeria  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministry of Higher Education and Scientific Research  
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم  
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculty of Sciences and Technology  
قسم الهندسة المدنية والمعمارية  
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M ...../GCA/2020

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Structure**

### *Thème*

**Conception et étude génie civil d'un bâtiment multi-étage  
« Sous-sol + RDC+ 9étage »**

**Présenté par :**

- M<sup>ELLE</sup> BELAKHDAR MANEL
- M<sup>ELLE</sup> BENYETTOU AHLEM NARIMENE

**Soutenu le 28/ 06 / 2020 devant le jury composé de :**

**Président : M<sup>er</sup> MALIKI MUSTAPHA**

**Examineur: M<sup>er</sup> BELHOUARI FETHI**

**Encadrant: M<sup>er</sup> BENDANI KARIM**

**Année Universitaire : 2019 / 2020**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENT

Nous voulons en premier à remercier Dieu qui nous a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Nous remercions nos deux familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études tout au long de notre parcours.

Nous voulons à signifier nos profondes reconnaissances à nos encadreurs, Monsieur **BENDANI KARIM**, professeur à l'université d'Abdelhamid Ibn Badis – **Mostaganem** pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail

Un grand merci à tous les professeurs du génie civil et à toutes nos familles et nos collègues et les ingénieurs

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre nous ont aidé et soutenu.

***MERCI***

# DÉDICACES

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

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

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

## **A MA CHERE MERE**

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puis Dieu, le très haut, vous accorde santé, bonheur et longue vie.

## **A MON CHER PERE**

Ce travail est dédié à mon père, décédé, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

## **A MON CHER FRERE BADREDDINE et MA CHERE SŒUR WAFAE**

Qui m'ont tant soutenue, encouragés durant toute la durée de la conception de se travail, en leurs souhaitant un avenir plein de succès et de bonheur

## **MON ENCADREUR Mr. BENDANI KARIM**

Qui m'a donné la volonté et m'a appris la confiance en soi même, d'entamer et de déterminer ce mémoires.

## **EXCEPTIONNELLEMENT A UNE PERSONNE TRES SPECIALE; MR.TALIA**

## **A TOUS MA FAMILLE (BELAKHDAR ET EL-BESRI) SANS EXCEPTION.**

## **A TOUTES MES AMIS (ES)**

## **A TOUT LES PERSONNES DE CLUB SCIENTIFIQUE GENIE CIVIL.**

## **A MA BINOME AHLEM ET TOUTE SA FAMILLE.**

**MANEL**

# DÉDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail a ceux qui, quels que soient les termes embrasses, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect mon cher père **Benyettou El houari**.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non amés exigences et qui n'a épargne aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère **Rais Ali Souria**.

A mon mari **Hathat Mohammed** aucun mot ne saurait t'exprimer mon profond attachement et ma reconnaissance pour l'amour, la tendresse et la gentillesse dont tu m'as toujours entoure. Cher mari j'aimerai bien que tu trouves dans ce travail l'expression de mes sentiments de reconnaissance les plus sincères car grâce a ton aide et a ta patience avec moi que ce travail a pu voir le jour...que dieu le tout puissant nous accorde un avenir meilleur.

A mes chère sœur **Nour Elhouda, Benralem Fatiha** ; et mes frères **Mohammed, Abed, Yousef** qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A mes tantes **Weld si Arbi Chahrazed, Rais Ali Zoulikha et Hakima, Nacera, Kheira** j'espère que mon travail sera le témoignage de mon respect et de mes sentiments les plus sincères.

A mes oncles **Rais Ali Abed El Rahman, Ali, Fodil, Farid, Abed El Kader, Mohammed, et Saïd** et a toute la famille Benyettou

A toute la famille **Rais Ali**.

A toute la famille **Hathat**.

A monsieur le professeur **Mr. Bendani Karim**.

A toutes les personnes qui ont servis pour ma formation, mon éducation et mon enseignement.

Sans oublier mon binôme **Belakhdar Manel** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

**AHLEM**



# ***Résumé***

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol et un rez-de-chaussée + 9 étages ayant une forme régulière en plan.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de quatre parties :

- ❖ La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges
- ❖ La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)
- ❖ La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- ❖ La dernière partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton Armé, ROBOT 9.6.0, RPA99, CBA93

# Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building consisting of a basement and ground floor + 9 floors having a regular shape in plan.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of four parts:

- ❖ The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads
- ❖ The second part concerns the study of secondary elements (acroteria, stairs, floors and solid slabs)

- ❖ The third part deals with the dynamic study of the structure made by the calculation software ROBOT in order to determine the different loads due to loads (permanent load, operating load and seismic load).
- ❖ The last part concerns the calculation of reinforcement of the different resistant elements of the structure (columns, beams, walls) and the foundations.

**Key words:** Building, reinforced concrete, ROBOT 9.6.0, RPA99, CBA93.

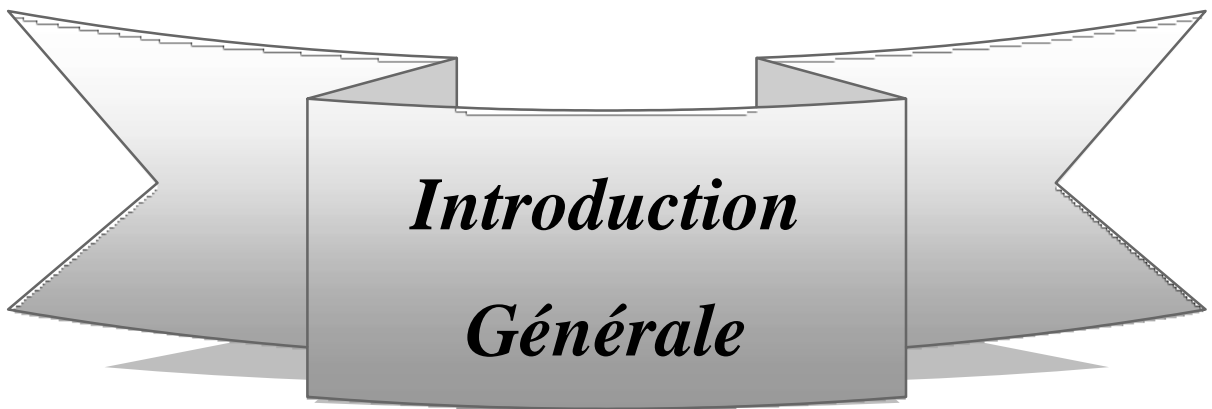
## الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الأغراض يتكون من طابق سفلي والطابق الأرضي+9 طوابق ذات شكل منتظم في المخطط.

باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و C.B.A93)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

- ❖ يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى؛ ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال
- ❖ الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية (السلالم والأرضيات والألواح الصلبة)
- ❖ يتناول الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل الذي قام به برنامج الحساب ROBOT من أجل تحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال (الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي).
- ❖ الجزء الأخير يتعلق بحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة، الحزم، الجدران) والأساسات.

**الكلمات المفتاحية:** البناء، الخرسانة المسلحة، RPA99، CBA93، ROBOT



***Introduction***

***Générale***

## Introduction générale

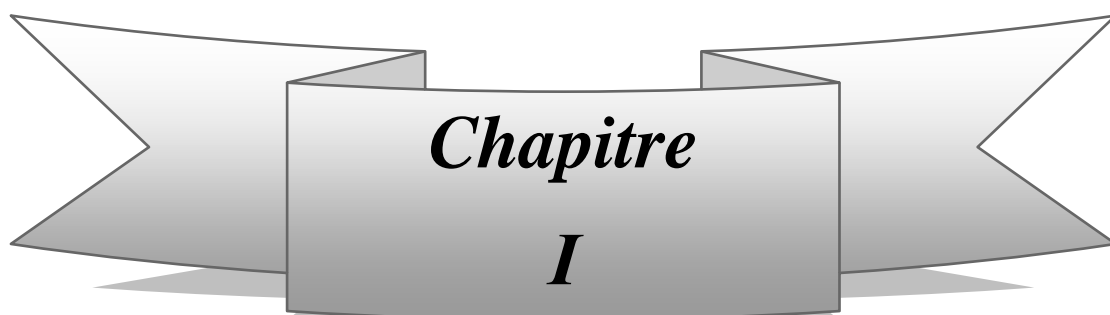
---

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme des lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en sous-sol+RDC+9étages à usage multiple implanté en zone de moyenne sismicité (zone IIa), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ❖ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ❖ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- ❖ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT
- ❖ La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- ❖ La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).



# *Généralité*

## I.1.Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace, cependant il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui induire les séismes et le vent , Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui atténuent la vulnérabilité de la structure vis-à-vis de ces aléas.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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

Le calcul et la justification des éléments constituant un ouvrage seront effectués selon les règlements BAEL91 modifié 99, RPA99 V2003.

## I.2. Implantation du projet

Le projet que nous d'étudions consiste à un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée + 9 étages, implanté dans le village rural d'Al-Hachem, à l'est de la banlieue de Mostaganem, dans la commune Sayada, qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).



Figure I.1: localisation du projet

### I.3. Description du projet

Le bâtiment d'habitation est constitué d'un sous-sol, rez-de-chaussée et 9 étages. Chaque étage est constitué de trois appartements (2F3 et 1F4), une cage d'escalier et un ascenseur

- ❖ Le sous-sol représente un parking
- ❖ Les étages du RDC et du 1<sup>er</sup> au 9<sup>ième</sup> sont à usage d'habitation.

### I.4. Objectif du travail

L'objectif de ce travail est de mener une étude statique et dynamique d'un bâtiment de forme L.

### I.5. Caractéristiques géométriques

Les dimensions en plan de notre bâtiment sont :

- ❖ Longueur totale du bâtiment en plan 21.65m.
- ❖ Largeur totale du bâtiment en plan 20.95m.
- ❖ Hauteur du Sous-sol 3.06m.
- ❖ Hauteur du RDC 3.06m.
- ❖ Hauteur des étages courants 3.06m.
- ❖ Hauteur totale du bâtiment 33.66m.

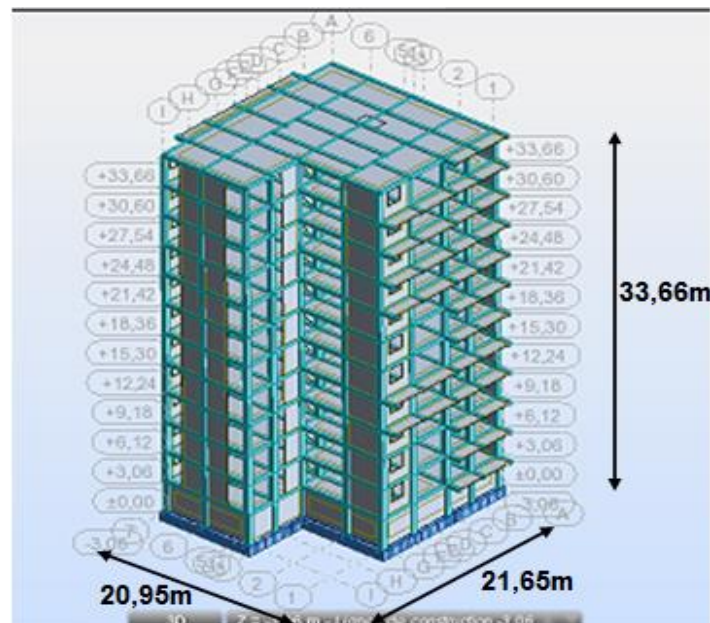


Figure I.2: Dimension de la structure

## I.6. Caractéristiques structurales

### I.6.1. Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### I.6.2. Plancher

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

- ❖ plancher à corps creux.
- ❖ plancher à dalle pleine.

#### A) planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonne sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

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

- ❖ facilite de réalisation ;
- ❖ lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- ❖ diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- ❖ une économie du cout de coffrage (coffrage perdu constitue par le corps creux).

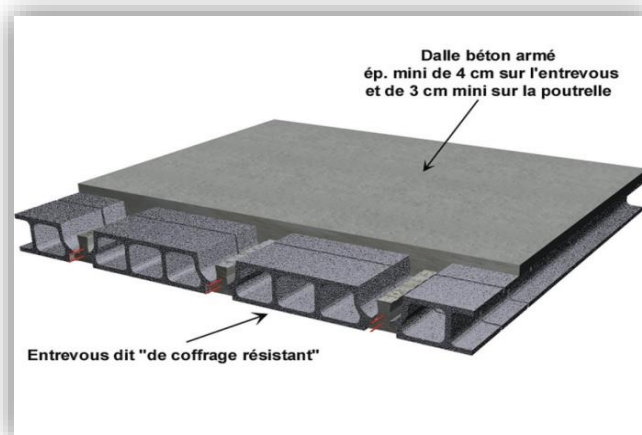


Figure I.3: Plancher à corps creux

## B) planchers dalle pleine

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

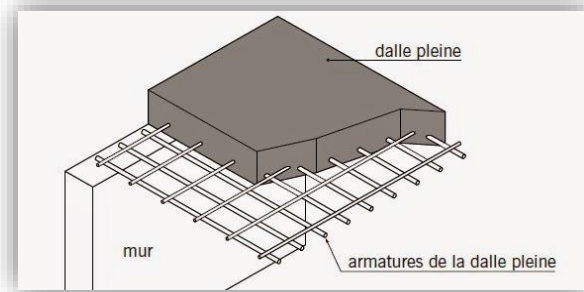


Figure I.4: planchers dalle pleine

## I.6.3. escalier

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plan horizontal (marche et paliers) permettant dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre.

Les escaliers sont du type paillasse porteuse.

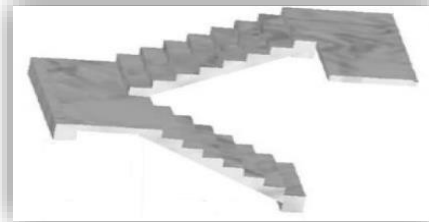


Figure I.5: Escalier à paillasse porteuse

## I.6.4. La Maçonnerie

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (blocs béton, brique, pierres, etc.) unis par un liant (mortier, ciment, plâtre, etc.), le plus souvent dans le but de construire un mur.

Les murs se composent d'une enveloppe extérieure assurant une isolation de l'humidité et du bruit. On distingue :

- ❖ Mur extérieur (double paroi).
- ❖ Mur intérieur (simple paroi).

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

- ❖ Les murs de façade extérieure sont constitués par une double paroi en briques creuses, dont l'épaisseur est (15+10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- ❖ Les murs intérieurs : de 10 cm d'épaisseurs en briques creuses

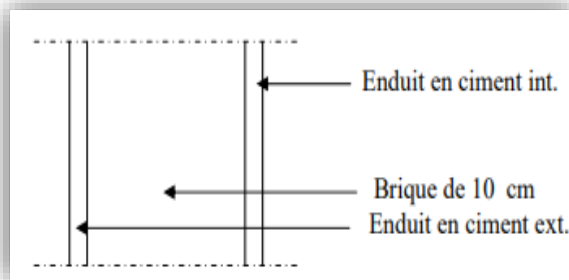


Figure I.6: Mur extérieur

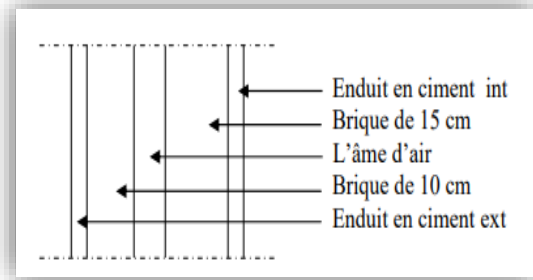


Figure I.7: Mur intérieur

### I.6.5. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

### I.6.6. Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de la construction contre les actions horizontales telles que le séisme et le vent.

On utilise pour cela :

- ❖ Des voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.
- ❖ Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

### I.6.7. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseurs.

### I.6.8. Terrasse

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et un système en multicouches.

### I.6.9. Balcon

Le balcon est une dalle en porte-à-faux encastrée dans le plancher.

### I.6.10. Fondation

L'infrastructure, constitue des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels.

### I.6.11. Ascenseur

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers, c'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels, nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

## I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) et au règlement en vigueur en Algérie, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91 ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99/2003.

### I.7.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, Gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

#### I.7.1.1. les matériaux composant le béton

a) **Ciment:** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et de la température de cuisson du mélange.

b) **Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les graviers :

1. **Sable :** Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

2. **Graviers :** Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement de classes 3/8, 8/15 et 15/25.

### I.7.1.2. Composition du béton

- ❖ 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe CPJ325.
- ❖ 400 Litres de sable de diamètre 0/5.
- ❖ 800 l/m<sup>2</sup> litre de gravier de diamètre.
- ❖ 175 litre d'eau de gâchage.

### I.7.1.3. Les éléments utilisés en béton armé

En béton armé, on retrouve les éléments suivants :

- a) **Le poteau:** élément vertical, porteur, de forme variée (carrée, rectangulaire, circulaire)
- b) **La dalle:** plaque plane horizontale d'épaisseur faible par rapport à sa dimension en plan.
- c) **La poutre:** élément prismatique à section généralement rectangulaire. L'association dalle-poutre constitue une poutre en T appelée aussi poutre à table de compression.
- d) **Le voile:** élément vertical porteur dont l'épaisseur est faible par rapport à ses dimensions dans le plan.
- e) **Les fondations.**

### I.7.1.4. Comportement du béton

Le béton frais destiné à la construction en béton armé doit être résistant et convenablement compacté.

Ces propriétés seront déterminées par l'utilisation :

- ❖ Bonne qualité et quantité du ciment ;
- ❖ Bonne qualité de la granulométrie ;
- ❖ Bon rapport E/C ;
- ❖ Bonne fabrication et mise en œuvre ;
- ❖ L'ambiance et l'environnement : température, humidité

### I.7.1.5. La résistance caractéristique du béton

#### ❖ En compression « $f_{cj}$ »

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25$  [MPa]

À un âge  $j < 28$  jours :  $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$  Pour  $f_{c28} \leq 40$  [MPa]

À un âge  $j < 28$  jours :  $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$  Pour  $f_{c28} > 40$  [MPa]

À un âge  $28 < j < 60$  jours :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

#### ❖ En traction « $f_{tj}$ »

La résistance caractéristique à la traction du béton  $f_{t28} = 2.1$  [MPa] déduite de la formule :  
 $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

Avec :  $f_{cj} \leq 40$  MPa et  $f_{c28} = 25$  MPa

### I.7.1.6. Déformation longitudinales du béton

#### a) Déformations instantanées « $E_{ij}$ »

$E_{ij}=32164.2$  [MPa], déduite de la formule:  $E_{ij}=11000^3\sqrt{f_{cj}}$  [MPa]

Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

#### b) Déformations différées « $E_{vj}$ » C.B.A 93 [A.2.1.2.2]

$E_{vj}=3700^3\sqrt{f_{cj}}$  [MPa], Dans notre cas :  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4$  [MPa],

Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée) est très influant.

### I.7.1.7. Coefficient de poisson

- ❖  $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations.
- ❖  $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations.

### I.7.1.8. Diagrammes déformations - contraintes de béton

On distingue (Figure I.8)

- ❖ Le diagramme « parabole rectangle » ;
- ❖ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :

#### Notations

- ❖  $f_{cj}$ : Résistance caractéristique du béton à j jours ;
- ❖  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité égale 1.5
- ❖  $f_{bu}$  : Contrainte de calcul Le coefficient  $\theta$  prend les valeurs :
- ❖ 1 pour une durée d'application des charges >24h
- ❖ 0.9 Pour  $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

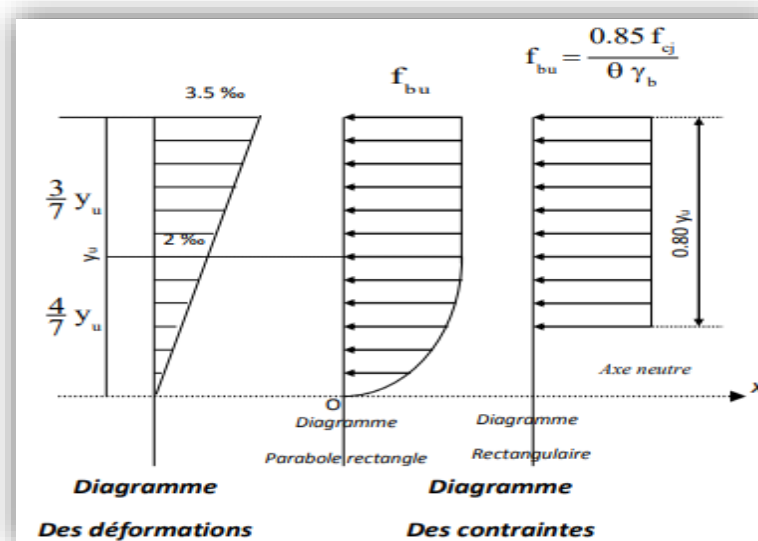


Figure I.8: Diagrammes déformations contraintes de béton

### I.7.1.9. Les contraintes limites

#### a) Etat limite ultime (ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression est :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$  ;

Dans notre cas :  $f_{bu} = 14.17$  [MPa]

#### Notations

- ❖  $\theta=1$  durée >24h
- ❖  $\theta=0,9$  1h < durée < 24h
- ❖  $\theta=0,85$  durée < 1h
- ❖  $\gamma_b=1,5$  Combinaisons courantes.
- ❖  $\gamma_b=1,15$  Combinaisons accidentelles.

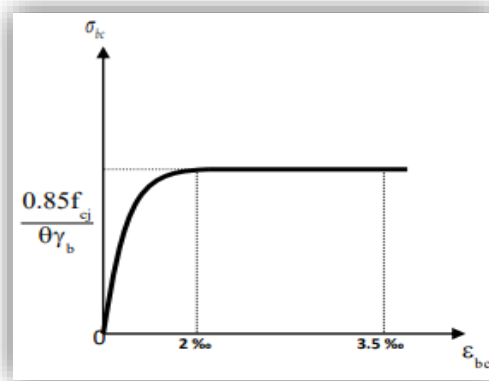


Figure I.9: Diagramme contraintes déformations à l'ELU

#### b) Etat limite de service (ELS)

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0.6 f_{c28}$  ;

Dans notre cas :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15$  [MPa].

### I.7.1.10. Contrainte limite de cisaillement

- ❖  $\bar{\tau}_u = 3,33$  [MPa] Fissuration peut préjudiciable,

Déduite de la formule suivante :  $\bar{\tau}_u = \min\{0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\}$

- ❖  $\bar{\tau}_u=2,5$ [MPa] Fissuration préjudiciable et très préjudiciable,

Déduite de la formule suivante :  $\bar{\tau}_u \min\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\}$

## I.7.2.Acier

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- ❖ Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.
- ❖ Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- ❖ Les treillis soudés ( $\Phi 6$ ) pour les hourdis des planchers à corps creux.

### I.7.2.1. Module d'élasticité longitudinale

Est près égale :  $E_s=2 \times 10^5$  [MPa]

### I.7.2.2. Les contraintes limites

#### a) Etat limite ultime (ELU)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s=186.96 \text{ [MPa]} \\ \text{Barre H.A : } \sigma_s=347.83 \text{ [MPa]} \end{cases}$$

- ❖  $\gamma_b=1,15$  Combinaisons courantes.
- ❖  $\gamma_b=1$  Combinaisons accidentelles.

#### b) Etat limite de service (ELS)

- ❖ Cas de fissuration peu nuisible : pas de limitation
- ❖ Cas de fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$ , Dans notre cas :  $\bar{\sigma}_s=266.67$  [MPa]
- ❖ Cas de fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$ , Dans notre cas :  $\bar{\sigma}_s=201.63$  [MPa]
- ❖ Cas de fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

- ❖  $\eta=1$  pour ronds lisses RL;
- ❖  $\eta=1.6$  pour acier HA ;

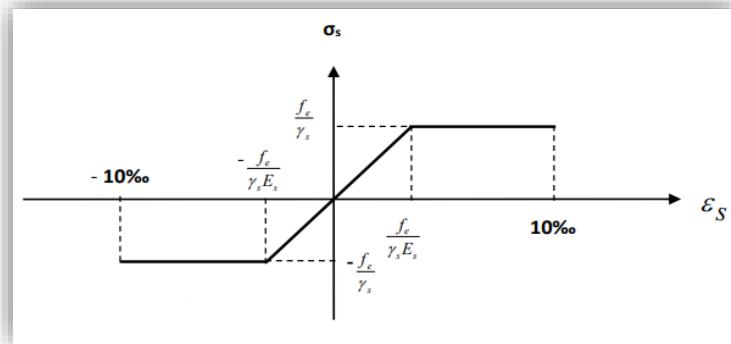


Figure I.10: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

### I.7.2.3. Hypothèse de calcul

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ❖ La Résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$
- ❖ La Résistance à la traction de béton ;  $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$
- ❖ Module d'élasticité longitudinal diffère ;  $E_{vj} = 10818,865\text{Mpa}$
- ❖ Module d'élasticité longitudinal diffère ;  $E_{ij} = 32164,195\text{Mpa}$
- ❖ Limite élastique de l'acier ;  $f_e = 400\text{MPa}$

#### a) E.L.U

- ❖ Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de Bernoulli).
- ❖ Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- ❖ Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- ❖ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.
- ❖ L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

#### b) E.L.S

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- ❖ Conservation des sections planes.
- ❖ Par convention, le coefficient d'équivalence est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- ❖ La résistance du béton à la traction est négligeable.
- ❖ pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.



***Pré-dimensionnement et  
descente des charges***

## II.1. Pré-dimensionnement

Dans ce chapitre, nous réaliserons un pré dimensionnement des éléments structuraux en se conformons au codes et réglementations suivants : RPA99 version 2003, C.B.A93.

### II.1.1. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé conçues pour résister à la flexion simple ou composée.

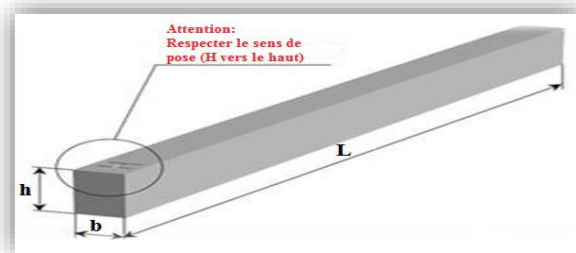


Figure II.1 : Dimensions d'une poutre

#### II.1.1.1. Critère de flèche

- ❖ L : La portée maximale de la poutre.
- ❖ h : La hauteur utile de la poutre.
- ❖ b : La largeur de la poutre.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

#### II.1.1.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003

- ❖  $b \geq 20$  cm
- ❖  $h \geq 30$  cm
- ❖  $\frac{h}{b} < 4$

#### II.1.1.3. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

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

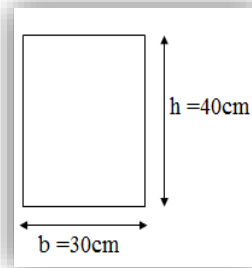
Nous avons :  $L_{\max} = 505$ m

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \implies 33,66\text{cm} \leq h \leq 50,5\text{cm}$$

$$0,4 \cdot 40 \leq b \leq 0,8 \cdot 40 \implies 16\text{cm} \leq b \leq 30\text{cm}$$

On adopte la valeur minimale selon R.P.A pour toutes les poutres

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



**Figure II.2 : Section transversal**

**d'une poutre principale**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ❖  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée
- ❖  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée
- ❖  $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.33 < 4 \dots\dots\dots$  Vérifiée

**II.1.1.4. Les poutres secondaires (Chaînages)**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

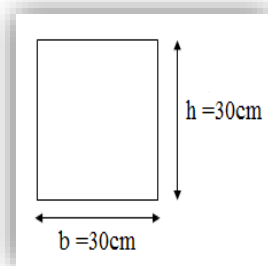
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a la longueur maximale entre appuis est :  $L_{\max} = 4.2 \text{ m}$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \quad \Rightarrow \quad 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad \frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2} \quad \Rightarrow \quad 6\text{cm} \leq b \leq 15\text{cm}$$

- On prend  $\begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$



**Figure II.3 : Section transversal**

**d'une poutre secondaire**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 du RPA 99 :

- ❖  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée
- ❖  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée
- ❖  $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots$  Vérifiée

<b>Poutres</b>	<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>
Poutre principale	(30×40)
Poutre secondaire	(30×30)

**Tableau II.1 : Les sections des poutres**

**II.1.1.5.Evaluation de la charge des Poutres**

- a) Poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup> :  $0,3 \times 0,4 \times 2500 = 300 \text{ m/l}$
- b) Poutre secondaire (30×30) cm<sup>2</sup> :  $0,3 \times 0,3 \times 2500 = 225 \text{ m/l}$

### II.1.2. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher Poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99« version 2003 art 7.4 page 48»,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- ❖  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- ❖  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ❖  $0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec  $h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale à 3,06m Pour tous les étages

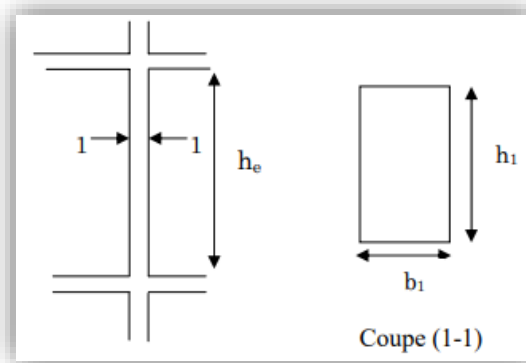


Figure II.4 : Hauteur libre d'étage

#### II.1.2.1. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit

Poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )
sous sol et RDC et 1 <sup>er</sup> étage	(55×55)
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	(50×50)
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	(45×45)
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	(40×40)

Tableau II.2 : La section des Poteaux

#### II.1.2.2. Vérification (conditions minimales)

- ❖  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- Min (55, 55) = 55cm > 25cm       $\Rightarrow$  Vérifiée
- Min (50, 50) = 50cm > 25cm       $\Rightarrow$  Vérifi

### **II.1.2.3.Evaluation des charges des poteaux**

- ❖ Poteau 01: (55x55) cm:  $0,55 \times 0,55 \times 2500 = 756,25 \text{ Kgf/m}^2$
- ❖ Poteau 02 : (50x50) cm:  $0,5 \times 0,5 \times 2500 = 625\text{Kgf/m}^2$
- ❖ Poteau 03: (45x45) cm:  $0,45 \times 0,45 \times 2500 = 506,25 \text{ Kgf/m}^2$
- ❖ Poteau 04 : (40x40) cm:  $0,4 \times 0,4 \times 2500 = 400\text{Kgf/m}^2$

### II.1.3. Pré-dimensionnement des planchers

#### II.1.3.1. Plancher à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux de, poutrelles et de dalle de compression.

Son pré-dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante.

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

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \implies h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA 93 .Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec

- ❖  $L_{\max}$  : la portée maximale entre nu d'appuis des poutres principales
- ❖  $h_t$  : la hauteur du plancher

$$L_{\max} = 505 - 30 = 475$$

$$\frac{475}{25} \leq h \leq \frac{475}{20} \implies 19 \leq h \leq 23,75$$

$$h_t \geq \frac{475}{23,75} \implies h_t \geq 20\text{cm}$$

- On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20\text{cm}$   $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} : \text{le corps creux} \\ 4\text{cm} : \text{la dalle de compression.} \end{array} \right.$

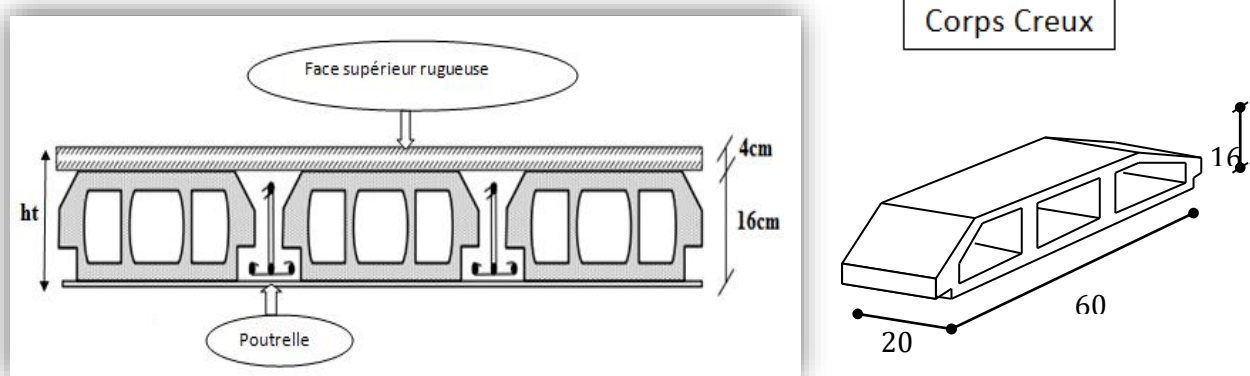


Figure II.5: Plancher à corps creux

### II.1.3.2. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

$L_x$  : la petite dimension du panneau de la dalle

$L_y$  : la grande dimension du panneau de la dalle

$$L_x = 3,25\text{m} \quad L_y = 3,65\text{m} \quad 0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux directions

#### a) Condition d'isolation acoustique

❖ Contre les bruits aériens  $e = 14\text{cm}$  :  $2500 \times 0,14 = 350 \text{ Kg/m}^2$

❖ Contre les bruits impacts  $e = 16\text{cm}$  :  $2500 \times 0,16 = 400 \text{ Kg/m}^2$

#### b) Résistance au feu

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

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

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

➤ On adopte ;  $e = 15\text{cm}$

#### c) Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à 15 cm.

#### d) Condition de non déplacement à la flèche (critère de résistance)

❖  $e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour les dalles sur appuis simple avec :  $\frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$

❖  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis avec :  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$

❖  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés avec :  $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

➤ Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prendra  $e = 16\text{cm}$

#### e) Conclusion

❖ Plancher à corps creux (16+4)

❖ Dalle pleine :  $e = 20\text{cm}$

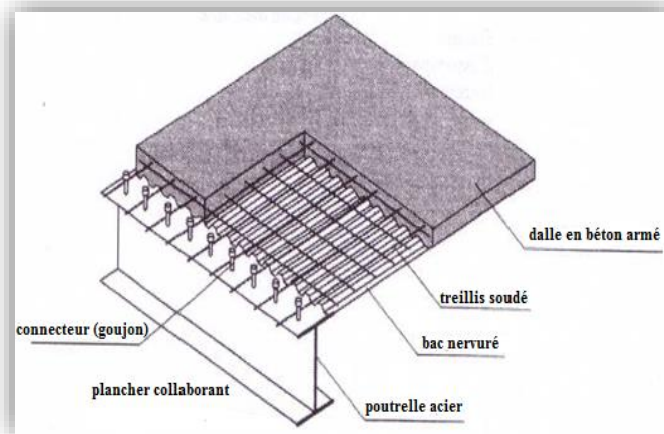


Figure II.6: Compositions d'une dalle pleine

### II.1.4. Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

Avec

- ❖  $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0=4\text{cm}$
- ❖  $h$  : épaisseur de l'entrevous  $h=16\text{cm}$
- ❖  $h_t$  : la hauteur du plancher  $h_t= 20\text{cm}$
- ❖  $b$  : largeur de la nervure  $b=64\text{cm}$
- ❖  $b_0$  : Largeur des nervures  $b_0=12\text{cm}$
- ❖  $l_1$  : entraxe des nervures  $l_1=64\text{cm}$
- ❖  $b_1$ : Distance entre nus de deux nervures  $b_1= 52/2 =26\text{cm}$

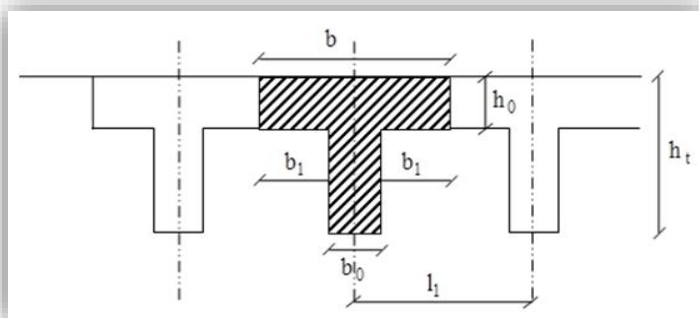


Figure II.7: Schéma des poutrelles

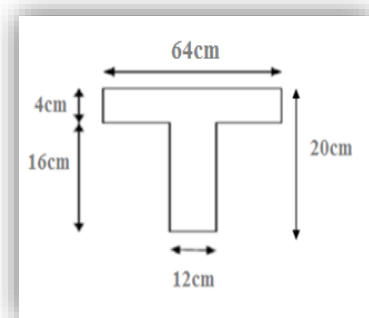


Figure II.8: Dimension de poutrelle

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :  $\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$

- ❖  $L_x = 64-12=52\text{cm}$  : La distance entre nus de deux poutrelles.
- ❖  $L_y = 304-30=274\text{cm}$  : la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
- ❖  $b \leq \left[ \text{Min} \left( \frac{52}{2}, \frac{274}{10} \right) \times 2 \right] + 12 \implies b = 64\text{cm}$

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

### II.1.5. Pré-dimensionnement des balcons

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1,50m.

Le balcon se calcule comme une console soumise à:

- ❖ Son poids propre.
- ❖ La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

#### Epaisseur de balcon

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

- On adopte :  $e = 15\text{cm}$

### II.1.6. Pré-dimensionnement des escaliers

#### II.1.6.1. Définition

Un escalier dans une construction est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre est déterminé par :

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale,
- ❖ **La contremarche** : est la partie verticale de la marche.
- ❖ **L'embranchement** : est la longueur utilisée de chaque marche.
- ❖ **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont ce dernier est tracé à 0.5m de la ligne de jour.
- ❖ **La pailasse** : supporte les marches et les contremarches.
- ❖  $\alpha$  : est l'angle d'inclinaison de la pailasse par rapport à l'horizontale.
- ❖ **La volée** : est l'ensemble de marche de palier.

Dans notre projet, on a se type d'escalier :

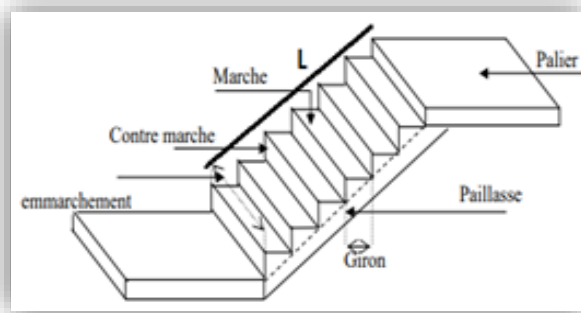


Figure II.9: l'escalier

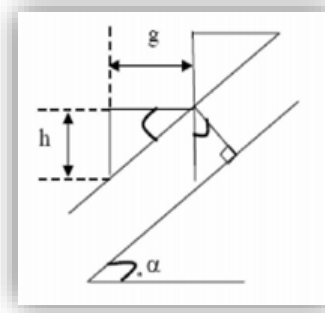


Figure II.10: schéma statique de l'escalier

### II.1.6.2. Dimensionnement

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :  $59 < (g+2h) < 66$  avec :

- ❖ Hauteur d'étage :  $H=3,06$  m.
- ❖ Hauteur de marche :  $h=17$ cm

$n = H/h = 306/17 = 18 \implies$  On aura 18 contre marches entre chaque deux étages : On a deux volées, donc 9 contre marches par volée

- $N = n-1 = 9-1 = 8$  marches

#### a) Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on a

- ❖ La longueur de la ligne de foulée sera :  $L = g(n-1)$
- ❖  $g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{(9-1)} = 30$ cm

#### b) Détermination de l'inclinaison de paillasse

Dans ce cas, on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1,53m  
Donc : il y a 9 marches sur chaque volée

- ❖  $\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56$  ;  $\alpha = 29,54^\circ$
- ❖  $\sin \alpha = \frac{H}{L}$  ;  $L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin(29,54)} = 3,10$  m

#### c) Epaisseur de palier d'escalier

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad \frac{310}{30} \leq e \leq \frac{310}{20} \quad ; \quad 10,33\text{cm} \leq e \leq 15,5\text{cm}$$

- En prend:  $e = 15$ cm.

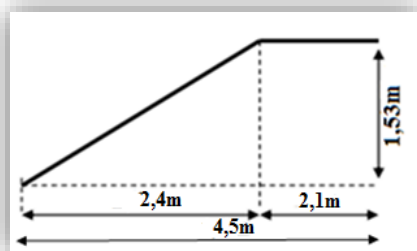


Figure II.11: schéma statique à une volée

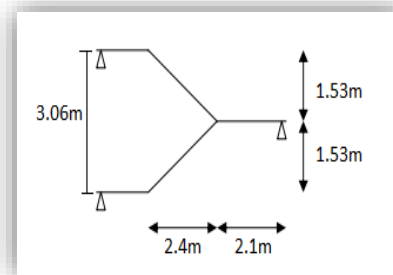


Figure II.12: Schéma statique à deux volées

## II.1.7 Pré-dimensionnement de l'acrotère

### II.1.7.1. Définition

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

- ❖ S : surface de la section droite de l'acrotère.
- ❖ G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

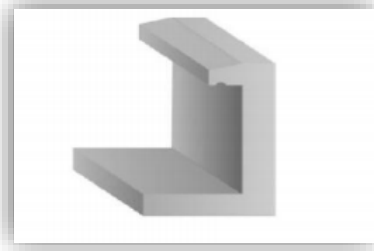


Figure II.13: de l'acrotère

### II.1.7.2. Pour la terrasse inaccessible

On prend :  $H = 60\text{cm}$

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

#### ❖ Evaluation de charge et surcharge

##### a) Charge permanente

$$G_1 = 2500 \times 0,069 = 172,5 \text{ Kg/ml}$$

##### b) Enduit de ciment

$$G_2 = 20 \times 0,015 \times 1,46 = 43,8 \text{ Kg/ml}$$

$$G_2 = 20 \times 0,015 \times 1,46 = 43,8 \text{ Kg/ml}$$

$$G_t = G_1 + G_2 = 216,3 \text{ Kg/ml}$$

##### c) La surcharge d'exploitation

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

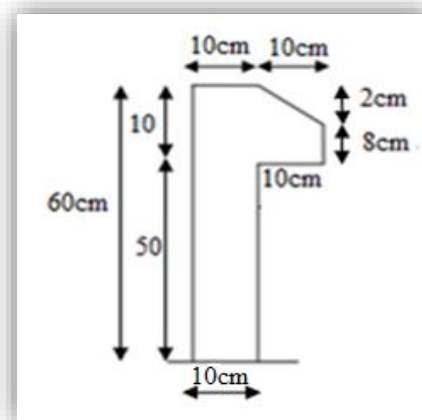
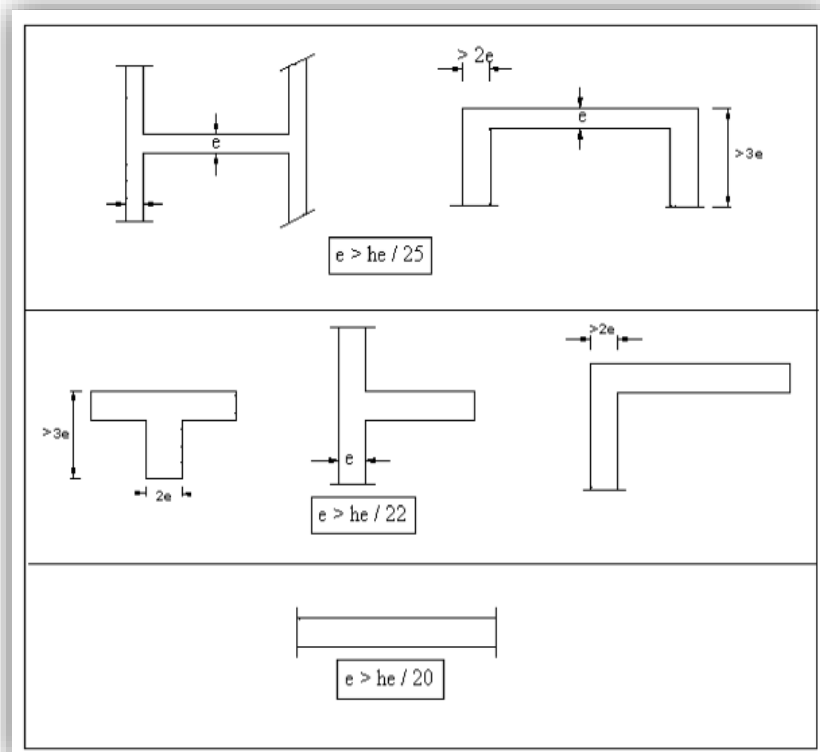


Figure II.14: Schéma statique de Terrasse inaccessible

### II.1.8. Pré-dimensionnement des voiles

On peut considérer deux types de voiles (comme le montre l'image):

- ❖ Voile simple rectangulaire
- ❖ Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.



Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003, seuls les éléments structuraux ayant un rapport  $L/e \geq 4$  sont considérés comme des voiles, avec une épaisseur minimale exigée par le même article de 15 cm.

- ❖ L : largeur du voile correspond la portée minimale
- ❖ e : épaisseur du voile
- ❖  $h_e$  : hauteur libre de l'étage

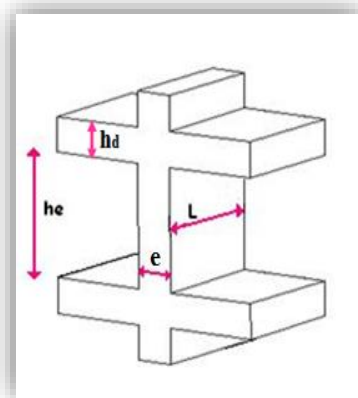


Figure II.15: Coupe de voile en élévation

### II.1.8.1. Epaisseur du voile

- ❖  $h_e = h - h_d = 306 - 20 = 286\text{cm}$
- ❖  $h_d$  : hauteur de la poutre
- ❖  $e \geq \frac{h_e}{20} \implies e \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{ cm}$
- On prend :  $e = 15\text{cm}$  pour tous les étages

### II.1.8.2. Longueur minimale

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e \implies L_{\min} \geq 4 \times 15 = 60\text{cm}$$

- On prend :  $L_{\min} = 60\text{cm}$ .

### II.1.8.3. type de voile

Dans notre structure on trouve 3 types de voile

1. Pour le 1<sup>er</sup> type :  $e \geq h_e/25$

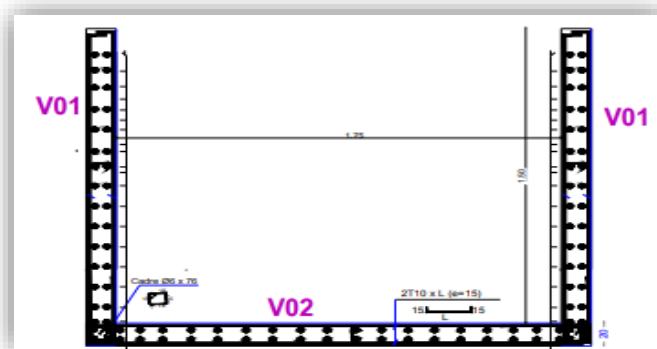


Figure II.16 : Coupe sur voile type 1 ascenseur

2. Pour le 2<sup>ème</sup> type :  $e \geq h_e/20$

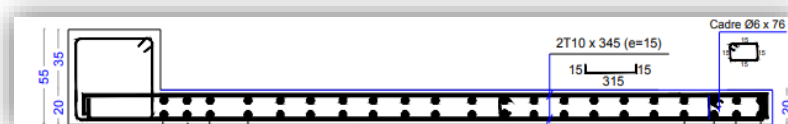


Figure II.17 : Coupe en plan d'un voile type 2

**II.1.8.4. type 3 Voile périphérique de sous- sol**

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99v.2003

- ❖  $e_{\min} = 20\text{cm}$
- ❖  $e \geq h_e/25$

Type de Voile	L (cm)	L/4 (cm)	he (cm)	he/25(cm)	he/20(cm)	eadopté (cm)
Type 1	175	43,75	286	11,44	/	20
Type 2	340	85	286	/	14,3	20
Voile Périphérique	340	85	286	11,44	/	15

Tableau II.3 : épaisseur des voiles

**II.1.9. Pré-dimensionnement d'ascenseur****II.1.9.1. Définition**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+9+RDC+sous sols) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

**II.1.9.2. Caractéristiques d'ascenseur**

- ❖ L: Longueur de l'ascenseur
- ❖ l : Largeur de l'ascenseur
- ❖ H : Hauteur de l'ascenseur.
- ❖ He : hauteur de voile.
- ❖ Fc : Charge due à la cuvette = 145kN
- ❖ Dm : Charge due à l'ascenseur = 51 KN
- ❖ Pm : Charge due à la salle des machines = 15 KN
- ❖ La charge nominale est de 630 kg
- ❖ La vitesse V = 1,6 m/s

### II.1.9.3. Pré dimensionnement

- ❖  $L_x = 1,50\text{m}$
- ❖  $L_y = 1,75\text{m}$
- ❖  $S = 2,625\text{m}^2$
- ❖  $e \geq \frac{L_x}{20} = 7,5\text{cm}$
- On prend:  $e = 12\text{ cm}$

### II.1.9.4. Evaluation des charges et surcharges

#### a) poids de la dalle en béton armé

$$G_1 = 25 \times 0.12 = 3 \text{ KN/m}^2$$

#### b) poids de revêtement en béton

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

#### c) poids de la machine :

$$G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2,625} = 55.24 \text{ KN/m}^2$$

#### d) Poids total :

$$G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 59.49 \text{ KN/m}^2$$

#### e) La surcharge

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

d'exploitation est estimée à

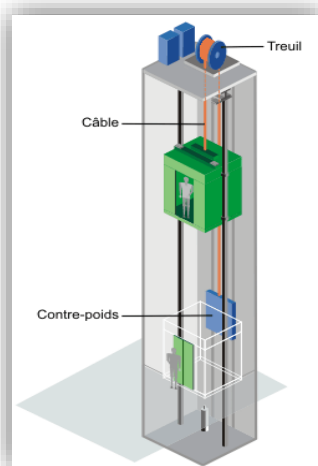


Figure II.18: Ascenseur

## II.2. Descente des charges

### II.2.1. Introduction

La descente des charges est le principe de distribuer et transférer les charges de la structure sur ses différents éléments porteurs (poteaux .... etc.) .On commence par le niveau le plus haut (plancher terrasse) et on décent au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments structuraux voir dans certains cas, de modifier la structure. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

#### a) Charges permanentes G

Elles sont constituées essentiellement du poids propre des éléments constituant la structure et du poids des équipements nécessaire au fonctionnement de l'ouvrage (maçonnerie, étanchéité, isolation thermique, revêtements de sol et menuiseries...). Il existe aussi dans cette catégorie le poids propre des terres sur les terrasses des bâtiments et la poussée de terres attenantes à l'ouvrage.

#### b) Charges d'exploitations Q

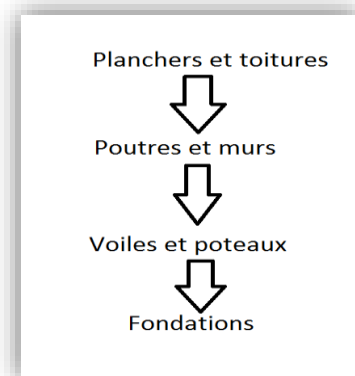
Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes

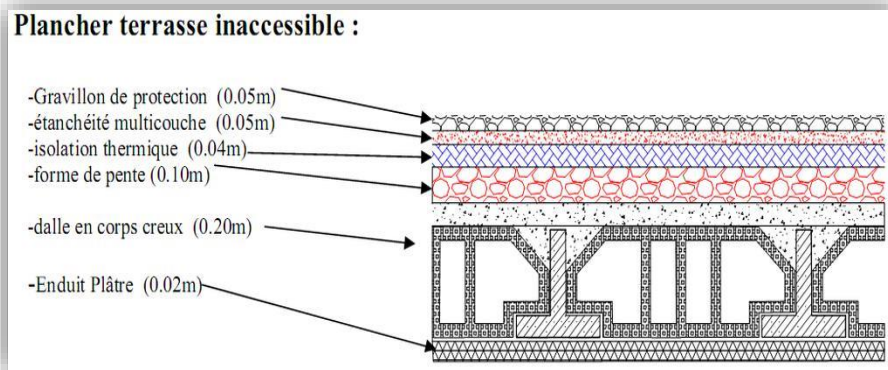
### Système porteur d'une structure

La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur, il correspond au squelette du bâtiment, le reste constitue l'enveloppe du bâtiment.

Système portique contreventé par voiles, contenant les éléments de structure suivants :

- ❖ Les porteurs horizontaux (Planchers, poutres).
- ❖ Les porteurs verticaux (Poteaux).
- ❖ Les fondations.





## II.2.2.Descente de charges des dalles

### II.2.2.1. Plancher de la terrasse inaccessible

Figure II.19: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1. protection en gravillon	0,05	1700	85
2. étanchéité multicouche	0,05	600	30
3. forme de pente	0,1	2200	220
4. isolation thermique en polystyrène	0,04	400	16
5. plancher en corps creux (16+4)	0,20	1400	280
6. enduit sous plafond en ciment	0,02	1000	20
<b>G</b>		651 kg/m <sup>2</sup>	
<b>Q</b>		100 kg/m <sup>2</sup>	

Tableau II.4 :Charge permanente du plancher de la terrasse inaccessible

II.2.2.2.Plancher étage courant corps creux

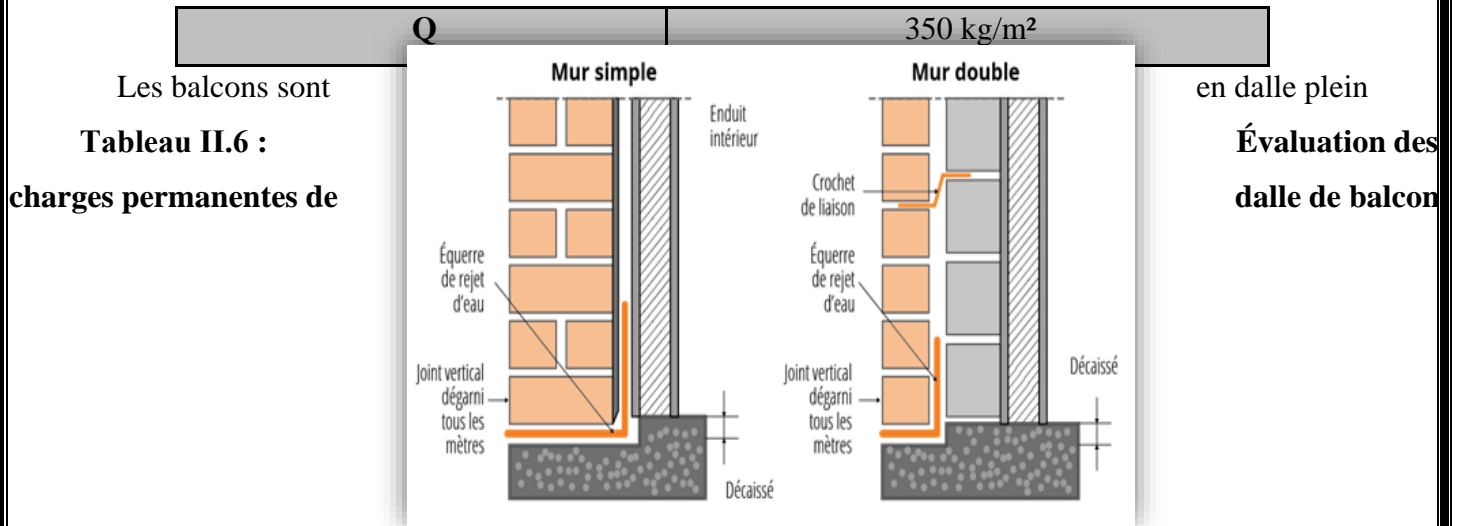
Figure II.20: Détail des constituants du plancher corps creux

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0,02	2200	44
2. Mortier de pose	0.02	2000	40
3. Lit de sable	0,03	1800	54
4. Plancher corps creux (16+4)	0,20	1400	280
5. Enduit en plâtre	0,02	1000	20
6. Cloisons de séparation	0,1	1000	100
<b>G</b>		538 kg/m <sup>2</sup>	
<b>Q</b>		150 kg/m <sup>2</sup>	

Tableau II.5 :Charge permanente du plancher corps creux

II.2.2.3.Balcon

Désignation	ETAGE COURANT :		
1. Revêtement			
2. Mortier de pose			
3. Lit de sable			
4. Dalle pleine			
5. Enduit en ciment	0,02	1000	20
<b>G</b>		533 kg/m <sup>2</sup>	



### II.2.3.Murs

Figure II.21: Exemple de disposition en pied de murs

#### II.2.3.1.Murs extérieurs (double parois)

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0,02	1200	24
Briques creuses	0,25	1300	325

Enduit de plâtre	0,02	1000	20
<b>G</b>	381 kg/m <sup>2</sup>		

La maçonnerie utilisée est en brique creuses (double cloison) de type (15+10) cm avec 5cm de vide entre les briques.

Tableau II.7 : Charge permanente due aux murs (double parois)

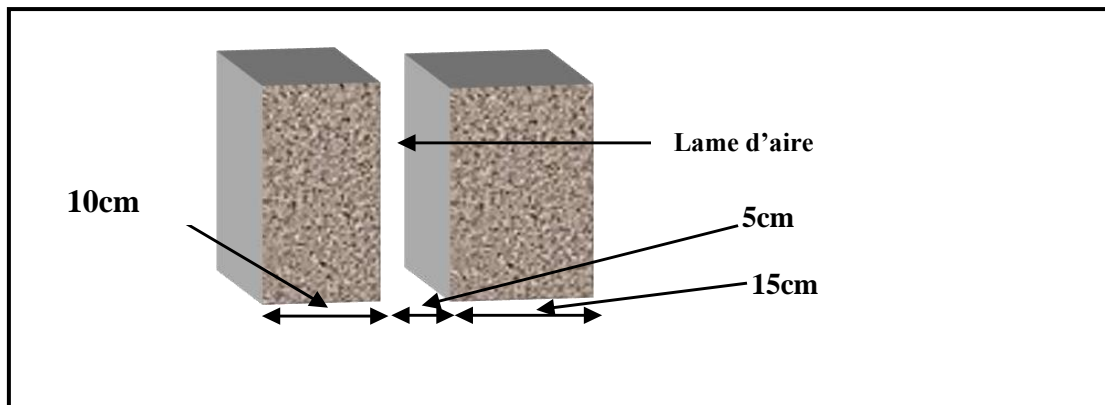


Figure II.22: Cloisons extérieure

### II.2.3.2. Murs intérieurs (simple paroi)

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0,02	1800	36
Briques creuses	0,10	1300	130
Enduit de plâtre	0,02	1000	20
<b>G</b>	186 kg/m <sup>2</sup>		

Tableau II.8 : Charge permanente due aux murs (simple paroi)

### II.2.4.Escaliers

#### II.2.4.1.Palier

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0,02	2200	44
2. Mortier de pose	0,02	2000	40
3. Lit de sable	0,02	1800	36
4. Dalle pleine	0,15	2500	375

5. Enduit de plâtre	0,02	1000	20
<b>G</b>	515 kg/m <sup>2</sup>		
<b>Q</b>	250 kg/m <sup>2</sup>		

Tableau II.9 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier

#### II.2.4.2. Paillasse

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0,02	2200	44
2. Mortier	0,02	2000	40
3. Lit de sable	0,02	1800	36
4. Poids propre de la marche	0,17	2200 × 0,17 × 0,5	187
5. Poids propre de la paillasse	0,15	2500 × 0,15 / cos 29,54	431
6. Enduit de plâtre	0,02	1000	20
<b>G</b>	758 kg/m <sup>2</sup>		
<b>Q</b>	250 kg/m <sup>2</sup>		

Tableau II.10 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

#### II.2.5. Voile

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1. Voile en béton	0,15	2500	375
2. Enduit de ciment	0,02	1800	36
3. Enduit de plâtre	0,02	1000	20
<b>G</b>	413kg/m <sup>2</sup>		

Tableau II.11 : Évaluation des charges permanentes de dalle de Voile.

#### II.2.6. Descente de charge pour Poteaux le plus sollicité (poteau centrale)

La descente de charge consiste à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis la terrasse jusqu'aux fondations

Figure II.23:  
dégression des

❖ La loi

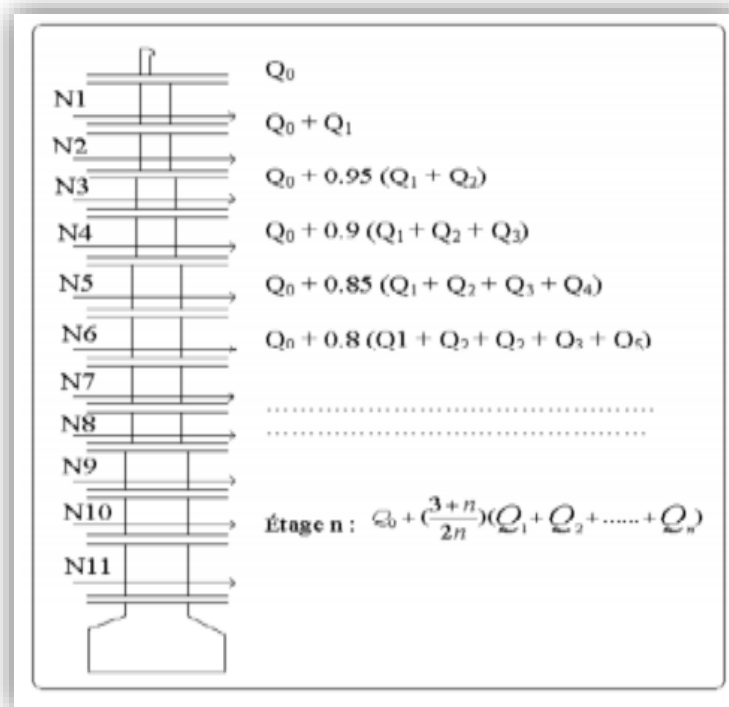


Schéma de  
surcharges

de

**dégression des charges**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une

même construction soient soumis en même temps à leurs charges d'exploitation maximale, ou réduit les charges transmises aux fondations.

On effectuera la descente de charges pour le poteau comme la figure suivante

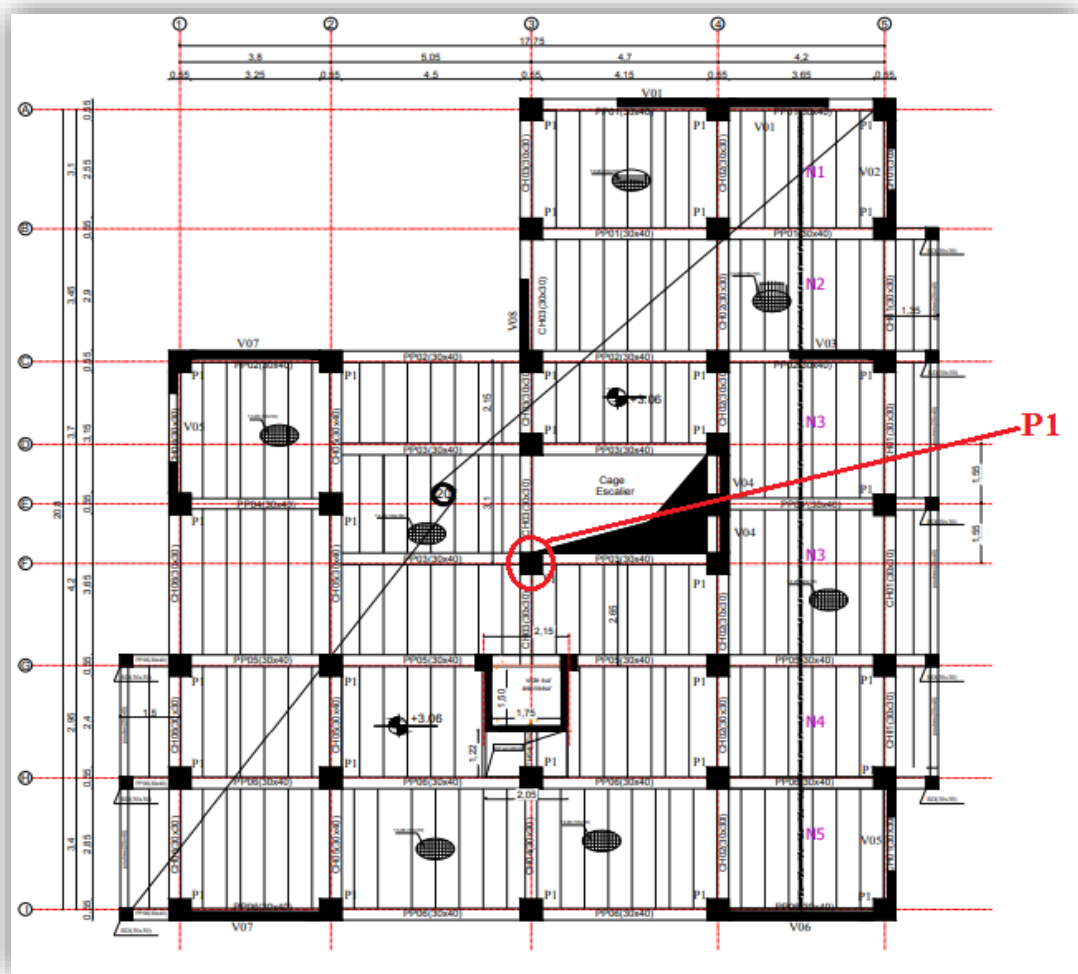


Figure II.2  
4:

Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

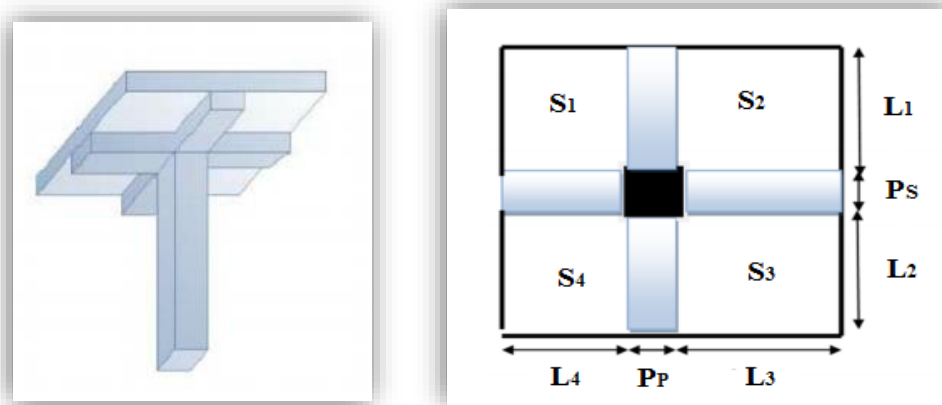


Figure II.25: Surface du plancher revenant au poteau

$$L_1 = 5,05 - 0,3/2 = 2,375\text{m}$$

$$L_2 = 3,1 - 0,3/2 = 1,4\text{m}$$

$$L_3 = 2,65 - 0,3/2 = 1,175\text{m}$$

$$L_4 = 4,7 - 0,3/2 = 2,2\text{m}$$

$$L_{pp} = 4,575\text{m}$$

$$L_{ps} = 2,575\text{m}$$

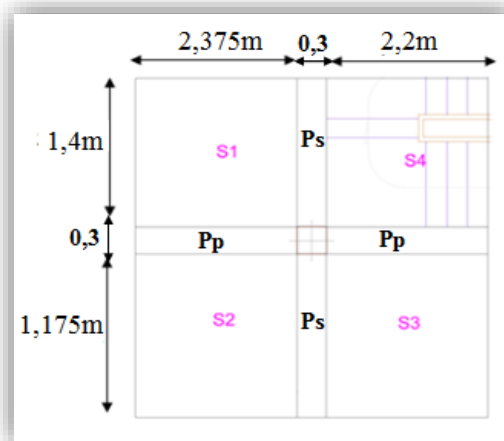


Figure II.26: Poteau « P1 » de la descente de charges.

### II.2.6.1. La surface complète

Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$

Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{pp} + S_{ps}$

Surface d'escalier :  $S_{\text{escalier}} = S_4$

Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}} + S_{\text{escalier}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	S afférente (m <sup>2</sup> )	S escalier (m <sup>2</sup> )	S poutres (m <sup>2</sup> )	S totale (m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	11,78	0	2,145	13,93
Étages 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1, RDC	8,7	3,08	2,145	13,93
Entre sole	11,78	0	2,145	13,93

**Tableau II.12 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau.**

### II.2.6.2. Calcul des poids des éléments

1. Plancher à corps-creux :  $G_{cc} = G_{cc} \times S_{cc}$

$$G_{cc} = 5,38 \times 13,93 = 74,94 \text{ KN}$$

2. plancher terrasse inaccessible :  $G = G_{ter} \times S$

$$G = 6,51 \times (2,375 + 2,2) \times 1,4 = 31,7 \text{ KN}$$

3. Poutres principales :  $G_{pp} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 4,575 = 13,73 \text{ KN}$

4. Poutres secondaires :  $G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,575 = 5,79 \text{ KN}$

5. poteaux (40×40) :  $G_{pot} = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$

6. poteaux (45×45) :  $G_{pot} = 25 \times 0,45 \times 0,45 \times 3,06 = 15,5 \text{ KN}$

7. poteaux (50×50) :  $G_{pot} = 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06 = 19,12 \text{ KN}$

8. poteaux (55×55) :  $G_{pot} = 25 \times 0,55 \times 0,55 \times 3,06 = 23,14 \text{ KN}$

9. Poids des murs :  $G = (G \times S) = 4,08 \times 1,4 \times (3,06 - 0,40) = 15,19 \text{ KN}$

10. Poids des escaliers :  $G = G_p \times S = 7,58 (1,4 \times 2,2) = 23,35 \text{ KN}$

### II.2.6.3. 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 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad \text{Donnée par «BAEL 91 modifié 99 » [3].}$$

Avec

- ❖ n : nombre d'étage.
- ❖ Q<sub>0</sub> : la structure d'exploitation sur la terrasse.
- ❖ Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ..., Q<sub>n</sub> : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
- ❖ Q<sub>0</sub> = 1 KN/m<sup>2</sup>
- ❖ Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ..., Q<sub>11</sub> = 1,5 KN/m<sup>2</sup>

Niveau	Qi	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Sous la Terrasse	Q <sub>0</sub>	1
Sous le 9 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	2,5
Sous le 8 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + 0.95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	3,85
Sous le 7 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + 0.9 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	5,05
Sous le 6 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )	6,1
Sous le 5 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + 0.8 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> )	7,00
Sous le 4 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + 0.75 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> )	7,75
Sous le 3 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + 0.714 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> )	8,5
Sous le 2 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + 0.687 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> )	9,25
Sous le 1 <sup>ème</sup>	Q <sub>0</sub> + 0.667 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> + Q <sub>9</sub> )	10,00
Sous le RDC	Q <sub>0</sub> + 0.65 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> + Q <sub>9</sub> + Q <sub>10</sub> )	10,75
Sous le Sous-sol	Q <sub>0</sub> + 0.636 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> + Q <sub>7</sub> + Q <sub>8</sub> + Q <sub>9</sub> + Q <sub>10</sub> + Q <sub>11</sub> )	11,50

Tableau II.13 : Dégression des surcharges

Niveau	Désignation	G (KN)	Gt (KN)
<b>N11</b>	plancher terrasse inaccessible	31,7	<b>63,46</b>
	poutres (PP+PS)	19,52	
	poteaux (40*40)	12,24	
<b>N10</b>	N11	<b>63,46</b>	<b>185,35</b>
	plancher étage courant	74,94	
	poutres (PP+PS)	19,52	
	poteaux (40*40) cm <sup>2</sup>	12,24	
<b>N9</b>	murs	15,19	<b>310,5</b>
	N10	<b>185,35</b>	
	plancher étage courant	74,94	
	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15,5	
<b>N8</b>	poutres (PP+PS)	19,52	<b>435,65</b>
	murs	15,19	
	N9	<b>310,5</b>	
	plancher étage courant	74,94	
<b>N7</b>	poteaux (45*45) cm <sup>2</sup>	15,5	<b>560,8</b>
	poutres (PP+PS)	19,52	
	murs	15,19	
	N8	<b>435,65</b>	

<b>N6</b>	N7 plancher étage courant poteaux (50*50) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) murs	<b>560,8</b> 74,94 19,12 19,52 15,19	<b>689,57</b>
<b>N5</b>	N6 plancher étage courant poteaux (50*50) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) murs	<b>689,57</b> 74,94 19,12 19,52 15,19	<b>818,34</b>
<b>N4</b>	N5 plancher étage courant poteaux (50*50) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) murs	<b>818,34</b> 74,94 19,12 19,52 15,19	<b>947,11</b>
<b>N3</b>	N4 plancher étage courant poteaux (55*55) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) murs	<b>947,11</b> 74,94 23,14 19,52 15,19	<b>1079,9</b>
<b>N2</b>	N3 plancher étage courant poteaux (55*55) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) murs	<b>1079,9</b> 74,94 23,14 19,52 15,19	<b>1213,69</b>
<b>N1</b>	N2 plancher étage courant poteaux (55*55) cm <sup>2</sup> poutres (PP+PS) escaliers murs	<b>1213,69</b> 74,94 23,14 19,52 15,19	<b>1346,48</b>

Tableau II.14 : Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P1

#### II.2.6.4.Vérification de pré dimensionnement

##### ❖ L'effort normal ultime pour le poteau central

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1346,48 + 1,5 \times 11,50$$

$$N_u = 1845,483 \text{ MN.}$$

Selon le CBA93 (art B.8.11) majorer de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées

$$N_u \times 1,1 = 2030,0313 \text{ KN}$$

II.2.6.5. Critère de stabilité de forme

❖ Vérification au flambement

Soit :  $a = \frac{L_f \times 2\sqrt{3}}{\lambda}$   $\implies$  Avec :  $\lambda = 35$

- ❖  $L_f$  : longueur de flambement.
- ❖ Puisque le poteau est encastré directement sur les fondations  $L_f = 0,7 l_0$
- ❖  $l_0$  : Longueur du poteau.

Donc :  $a = \frac{0,7 \times 3,06 \times 2\sqrt{3}}{35} = 0,212\text{m} = 21,2\text{cm}$

Section réduite ( $B_r$ ) Selon les règles du B.A.E.L, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$\left( B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{\sigma_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}} \right)$$

Tel que

- ❖  $N_u$  : effort normal apporté par les différents niveaux
- ❖  $B_r$  : Section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ ).
- ❖  $A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- ❖  $f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton = 25 MPa.
- ❖  $\sigma_{bc}$  :  $0,85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14,17$  MPa.
- ❖  $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.
- ❖  $\gamma_b = 1,5$  coefficient de sécurité du béton.
- ❖  $\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.
- ❖  $\alpha$  : coefficient dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

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

$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \lambda \leq 50 \implies \lambda = 35 \implies \beta = 1,2$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut prendre :  $A_s / B_r = 1\%$ .

$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,54}{\left(\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times \frac{1}{100} \times \frac{400}{1,15}\right)} \times 10^4 = 988,18\text{cm}^2$

Comme  $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \geq 988,18\text{cm}^2$

Donc :  $b \geq 42.00$  cm alors on prend  $a = b = 45$  cm.

### II.2.6.6. Calcul de la section suivant RPA 99

$$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{Avec : } B : \text{section de poteau.}$$

➤ Les résultats des calculs de pré dimensionnement sont les suivants :

$$B \geq \frac{N_u}{0,30 \times f_{c28}} = \frac{1 \times 10^{-2} \times 14,016 \times 11}{0,30 \times 25} = 2055,68 \text{ cm}^2$$

$$b = a \geq \sqrt{2055,68} = 45,34 \text{ cm}$$

Soit ; un poteau sous-sol de  $(55 \times 55)$  cm<sup>2</sup>

### II.2.6.7. Vérification du poteau au flambement

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9<sup>ième</sup> étage parce qu'il a la plus faible section.

#### a) Calcul du moment d'inertie

$$I_x = I_y = ab^3 / 12 = 40^4 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$$

#### b) Rayon de giration $i_x, i_y$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{ab}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11,55 \text{ cm}$$

#### c) Elancements mécanique $\lambda(x, y)$

$$l_f = K \cdot H_o$$

Avec

- ❖  $l_f$  : longueur de flambement.
- ❖  $H_o = 3,06$  m (La hauteur sur le plafond).
- ❖  $K = 0,7$  ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.
- ❖  $\lambda_x = \lambda_y = l_f / i_x = 0.7 \times 3.06 / 11,55 \times 10^{-2} = 18.54$
- ❖  $\lambda_x = \lambda_y = 18.54 < 70$  Vérifiée

II.2.6.8.Détail des étapes précédent sous forme de tableau

<b>Poutre principale</b>	
largeur (m)	0,30
Hauteur (m)	0,40
longueur (m)	5,05
<b>Poutre secondaire</b>	
largeur (m)	0,30
Hauteur (m)	0,30
longueur (m)	4,20
Fc 28 (Mpa)	25,00
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	14,2
F <sub>tE</sub> (Mpa)	400,00
$\sigma_s$ (Mpa)	348
(A/Br)	0,008
Coéf Br	0,6613690
Q Terrasse (KN/m <sup>2</sup> )	1,00
Q Etage courent (KN/m <sup>2</sup> )	1,50
G Terrasse (KN/m <sup>2</sup> )	6,51
G Etage courent(KN/m <sup>2</sup> )	5,38
Surface Aff.	
largeur (m)	5,05
longueur (m)	4,20

Tableau II.15 : Les calculs nécessaires pour terminer les dimensions des poteaux

N=°	Niveau	he	a=b (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )
0	Sous t�rresse	3,06	0,4	14,016	6,51	1,00
1	Sous 9�me étage	3,06	0,4	14,016	11,89	2,50
2	Sous 8�me étage	3,06	0,4	14,016	17,27	3,85
3	Sous 7�me étage	3,06	0,45	14,016	22,65	5,05
4	Sous 6�me étage	3,06	0,45	14,016	28,03	6,1
5	Sous 5�me étage	3,06	0,45	14,016	33,41	7
6	Sous 4�me étage	3,06	0,5	14,016	38,79	7,75
7	Sous 3�me étage	3,06	0,5	14,016	44,17	8,5
8	Sous 2�me étage	3,06	0,5	14,016	49,55	9,25
9	Sous 1�me étage	3,06	0,55	14,016	54,93	10
10	Sous RDC	3,06	0,55	14,016	60,31	10,75
11	Sous sous-sol	3,06	0,55	14,016	60,31	11,5

Tableau II.16 : Récapitulation des charges et surcharges.

NsPP (KN)	NsPS (KN)	Ns Pot (KN)	Ns Long (KN)	Ns Pl (KN)	Ns (KN)	Nu (KN)
15,15	9,45	-	-	159,2871	183,89	248,247585
30,3	18,9	16,524	-	419,989815	485,71	655,7136503
45,45	28,35	33,048	-	616,988295	723,84	977,1789983
60,6	37,8	49,572	-	809,214525	957,19	1292,201809
75,75	47,25	70,4851875	-	809,214525	1 002,70	1353,644612
90,9	56,7	91,398375	-	809,214525	1 048,21	1415,087415
106,05	66,15	112,3115625	-	809,214525	1 093,73	1476,530218
121,2	75,6	138,1303125	-	809,214525	1 144,14	1544,595531
136,35	85,05	163,9490625	-	809,214525	1 194,56	1612,660843
151,5	94,5	189,7678125	-	809,214525	1 244,98	1680,726156
166,65	103,95	221,0085	-	809,214525	1 300,82	1756,111084
166,65	103,95	252,2491875	35,24	809,214525	1 367,30	1845,853262
		283,489875			1 650,79	

Tableau II.17 : Récapitulation des efforts normal apporté par les déférents niveaux

Critère de Résistance		
Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	a Choisi (cm)
164,18	14,81	40,00
433,67	22,82	40,00
646,28	27,42	40,00
854,62	31,23	45,00
895,26	31,92	45,00
935,89	32,59	45,00
976,53	33,25	50,00
1 021,55	33,96	50,00
1 066,56	34,66	50,00
1 111,58	35,34	55,00
1 161,44	36,08	55,00
1 220,79	36,94	55,00

Tableau II.18 : Récapitulation des sections des poteaux.

Bc (cm <sup>2</sup> )	a= (cm)	R P A			Flambement
		min (a,b) ≥	min (a,b) ≥ he/20 ?	1/4 ≤ a /b ≤ 4 ?	
331,00	18,19	ok	ok	ok	18,53
874,28	29,57	ok	ok	ok	18,53
1 302,91	36,10	ok	ok	ok	18,53
1 722,94	41,51	ok	ok	ok	16,47
1 804,86	42,48	ok	ok	ok	16,47
1 886,78	43,44	ok	ok	ok	16,47
1 968,71	44,37	ok	ok	ok	14,82
2 059,46	45,38	ok	ok	ok	14,82
2 150,21	46,37	ok	ok	ok	14,82
2 240,97	47,34	ok	ok	ok	13,48
2 341,48	48,39	ok	ok	ok	13,48
2 461,14	49,61	ok	ok	ok	13,48

Tableau II.19 : Récapitulation des conditions de RPA (version 2003) et le flambement.



## *Calcul des éléments secondaires*

### III.1. Introduction

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- ❖ Planchers
- ❖ Acrotère
- ❖ Escaliers
- ❖ Balcons

### III.2. Étude du plancher

#### III.2.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

#### III.2.2. Etude du Plancher à corps creux

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ❖ **Celle de la résistance** : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.

- ❖ **Celle d'isolation thermique et acoustique** : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

➤ **On a approprié un seul type de plancher**

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

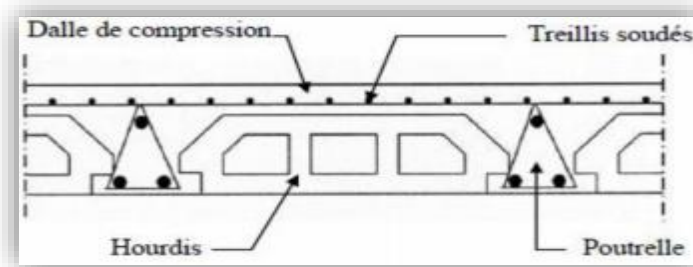


Figure III.1: Coupe transversale du plancher

#### III.2.3. Vérification des conditions

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode de Caquot.
- ❖ Méthode des trois moments.

##### III.2.3.1. Choix de la méthode de calcul

### 1. Méthode de Caquot

Cette méthode s'applique aux poutres qui supportent des charges d'exploitation modérées c'est-à-dire ceux pour lesquelles la surcharge est supérieur à deux fois la charge permanente :

( $Q > 2G$ ), mais pour lesquelles la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

La démarche de calcul est identique à la méthode de Caquot exposée ci-dessous.

La différence réside dans la possibilité de diminuer les moments sur appuis, donc d'augmenter les moments en travée.

Pour cela on minore les charges permanentes pour calculer les moments sur appuis.

❖ **Condition d'application** : Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

❖ **Principe de la méthode** : Cette méthode est basée essentiellement sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement de l'action du chargement sur les différentes appuis pour déterminer le moment sur appui, et de la variation du moment d'inertie le long de la poutre en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.

#### a) Pour L'étage Courant

$$Q > 2G \rightarrow 1,5 > 2(5,38) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,76 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{C.N.V})$$

#### b) Pour L'étage Inaccessible

$$Q > 2G \rightarrow 1 > 2(6,51) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 < 13,02 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{C.N.V})$$

### 2. Méthode forfaitaire

Selon l'article B 6.2, 210 de C.B.A 93 cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

a) La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur max entre deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

$$Q \leq \max(2.G ; 5000 \text{ N/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\dots\dots\dots \text{CV}$

c) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier

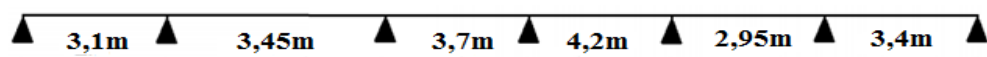
$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,5}{3,15} = 1,11 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\dots\dots\dots \text{CV}$

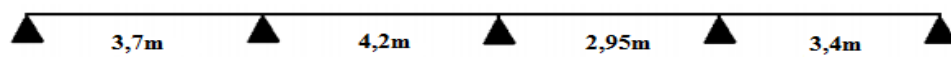
- Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut utiliser la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations

### III.2.4. Types de poutrelles

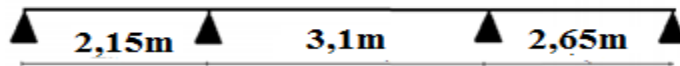
#### Type 1



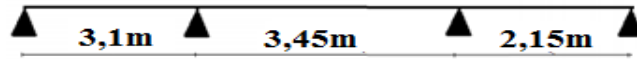
#### Type 2



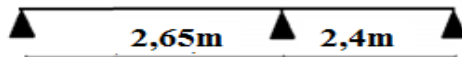
Type 3



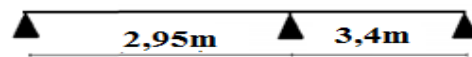
Type 3'



Type 4



Type 4'



	Méthode utilisée	Observation
1	Caquot minoré	Conditions vérifiées
2	Caquot minoré	Conditions vérifiées
3	Caquot minoré	Conditions vérifiées
3'	Caquot minoré	Conditions vérifiées
4	Forfaitaire	Conditions vérifiées
4'	Forfaitaire	Conditions vérifiées

Tableau III.1 : Les méthodes utilisées

### III.2.5. Les charge des poutrelles

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q) b	ELS (KN/ml) (G+Q)×b
Terrasse inaccessible	6,51	1	0,6	6,1731	4,506
Étage courant	5,38	1,5	0,6	5,7078	4,128
Sous sol et 1 <sup>er</sup> étage	5,38	2,5	0,6	6,6078	4,728
RDC	5,38	4	0,6	7,9578	5,628

Tableau III.2 : Charges supporté par Les poutrelles

## III.2.6. Détermination des efforts internes

## Type 1

Type 1	Moments en appui [Kg.m]	Moments en travées [Kg.m]	Efforts tranchants [Kg]
1(étage courant)	-505,90	759,40	976,43
1(Terrasse inaccessible)	-524,94	817,65	1055,26

Tableau III.3 : différents efforts à l' ELU pour type 1

## L'utilisation de l'Excel

Les résultats obtenus par cet Excel sont représentés la méthode de Caquot Minoré

Méthode Caquot Minoré (6 travées) <small>Attention uniquement pour des charges uniformément réparties</small>												
type n°1	étage courant	Remplir les zones de couleur =>										Verte
Dimensions b x h	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,5	0,4	0,3	0,4
M. d'inertie Iy (m <sup>4</sup> )	0,0016		0,0016		0,0016		0,0016		0,0027		0,0016	
Porté l (m)	3,1		3,45		3,7		4,2		2,95		3,4	
Porté Fictive (m)	3,1		2,76		2,96		3,36		2,36		2,72	
g : permanente (kg/m)	538		538		538		538		538		538	
g : permanente (kg/m)	359		359		359		359		359		359	
q : exploitation (kg/m)	150		150		150		150		150		150	
qu(ELU) (kg/m)	951,3		951,3		951,3		951,3		951,3		951,3	
Cas n°1												
Carge qu réduite	426		426		426		426		426		426	
CCCC	225		225		225		225		225		225	
	484		484		484		484		484		484	
Mt, Appui	-102,23		-434,11		-410,98		-505,90		-447,03		-327,84	
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	511,16		633,09		728,17		938,27		462,89		614,88	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,74		1,37		1,54		1,65		1,09		1,39	
Mt, Travée Max	759,40		97,88		262,49		270,42		-107,01		221,50	
Ef, Tranchant ISO												
Ef, Tranchant HYPER												

Tableau III.4: Les résultats de l'étage courant pour 1<sup>ère</sup> type

Méthode Caquot Minoré (6 travées) <small>Attention uniquement pour des charges uniformément réparties</small>												
type n°1	trasse	Remplir les zones de couleur =>										Verte
Dimensions b x h	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,5	0,4	0,3	0,4
M. d'inertie Iy (m <sup>4</sup> )	0,0016		0,0016		0,0016		0,0016		0,0027		0,0016	
Porté l (m)	3,1		3,45		3,7		4,2		2,95		3,4	
Porté Fictive (m)	3,1		2,76		2,96		3,36		2,36		2,72	
g : permanente (kg/m)	651		651		651		651		651		651	
g : permanente (kg/m)	434		434		434		434		434		434	
q : exploitation (kg/m)	100		100		100		100		100		100	
qu(ELU) (kg/m)	1028,85		1028,85		1028,85		1028,85		1028,85		1028,85	
Cas n°1												
Carge qu réduite	442		442		442		442		442		442	
CCCC	150		150		150		150		150		150	
	586		586		586		586		586		586	
Mt, Appui	-106,08		-450,45		-426,45		-524,94		-463,86		-340,18	
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	530,40		656,93		755,59		973,60		480,31		638,03	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,73		1,37		1,53		1,65		1,10		1,39	
Mt, Travée Max	817,65		125,41		299,76		315,93		-93,70		252,98	
Ef, Tranchant ISO												
Ef, Tranchant HYPER												

Tableau III.5: Les résultats de terrasse pour 1<sup>ère</sup> type

Type 2

Type 2	Moments en appui [Kg.m]	Moments en travées [Kg.m]	Efforts tranchants [Kg]
1(étage courant)	-1046,91	669,54	1529,37
1(Terrasse inaccessible)	-1086,33	694,75	1619,97

Tableau III.6: différents efforts à l' ELU pour type 2

L'utilisation de l'Excel

Les résultats obtenus par cet Excel sont représentés la méthode de Caquot Minoré

Méthode Caquot Minoré (4 travées) - Attention uniquement pour des charges uniformément réparties										
File n°	2	Remplir les zones de couleur =>								Verte
Dimensions b x h	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4		
M. d'inertie Iy (m^4)	0,0016		0,0016		0,0016		0,0016		Coef. Minoration (2/3 ou 1/3)	
Porté l (m)	3,7		4,2		2,95		3,4			
Porté Fictive (m)	3,7		3,36		2,36		3,4			
g : permanente (kg/m)	538		538		538		538			
g : permanente (kg/m)	359		359		359		359		0,667	
q : exploitation (kg/m)	150		150		150		150			
Cas n°1										
Carge q	709		709		709		709			
CCCC	225		225		225		225			
	484		484		484		484			
Mt, Appui	-242,72	-1046,91	-745,04	-759,73	-204,96					
M0 = ql²/8 (Miso Max)	1213,62		1563,79		771,48		1024,79			
X0=Abscisse relatif Mmax	1,77		2,12		1,47		1,77			
Mt, Travée Max	586,80		669,54		19,10		553,49			
Ef. Tranchant ISO	1312,02		1489,32		1046,07		1205,64			
Ef. Tranchant HYPER	1094,67		1561,19		1041,09		1368,81			

Tableau III.7 : Les résultats obtenus par Excel de l'étage courant pour 2<sup>ème</sup> type

Méthode Caquot Minoré (4 travées) <small>Attention uniquement pour des charges uniformément réparties</small>										
File n°	2	Remplir les zones de couleur =>								Verte
Dimensions b x h	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4		
M. d'inertie Iy (m <sup>4</sup> )	0,0016		0,0016		0,0016		0,0016		Coef. Minoration (2/3 ou 1/3)	
Porté l (m)	3,7		4,2		2,95		3,4			
Porté Fictive (m)	3,7		3,36		2,36		3,4			
g : permanente (kg/m)	651		651		651		651			
g : permanente (kg/m)	434		434		434		434			
q : exploitation (kg/m)	100		100		100		100			
Cas n°1										
Carge q	736		736		736		736			
CCCC	150		150		150		150			
	586		586		586		586			
Mt, Appui	-251,86		-1086,33		-773,09		-788,33		-212,68	
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	1259,31		1622,66		800,52		1063,38			
X0=Abscisse relatif Mmax	1,77		2,12		1,47		1,77			
Mt, Travée Max	608,90		694,75		19,82		574,33			
Ef, Tranchant ISO										
Ef, Tranchant HYPER										

Tableau III.8 : Les résultats obtenus par Excel de terrasse pour 2<sup>ème</sup> type

Type 3

Type 3	Moments en appui [Kg.m]	Moments en travées [Kg.m]	Efforts tranchants [Kg]
1(étage courant)	-702,32	2368,29	2062,71
1(Terrasse inaccessible)	-728,76	2457,46	2140,36

Tableau III.9 : différents efforts à l' ELU pour type 3

L'utilisation de l'Excel

Les résultats obtenus par cet Excel sont représentés la méthode de Caquot Minoré

Méthode Caquot Minoré (3 travées) - Attention uniquement pour des charges uniformément réparties								
type3	étage courant	Remplir les zones de couleur =>					Verte	
Dimensions b x h	0,3	0,35	0,3	0,35	0,3	0,35		
M. d'Inertie Iy (m^4)	0,0011		0,0011		0,0011		Coef. Minoration (2/3 ou 1/2)	
Porté l (m)	5,8		5		5,5			
Porté Fictive (m)	2,15		3,1		2,65			
g : perm. (kg/m)	538		538		538			
gminorée : perm. (kg/m)	359		359		359		0,667	
q : exploitation (kg/m)	150		150		150			
Cas n°1								
Carge q	709		709		709			
CCC	225		225		225			
	484		484		484			
Mt, Appui	-596,44		-631,40		-702,32		-536,33	
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	2982,19		2216,25		2681,66			
X0=Abscisse relatif Mm	2,89		2,48		2,79			
Mt, Travée Max	2368,29		1549,54		2062,98			
Ef, Tranchant ISO	2056,68		1773,00		1950,30			
	2056,68		1773,00		1950,30			
Ef, Tranchant HYPER	2050,65		1758,82		1980,18			
	2062,71		1787,18		1920,12			

Tableau III.10 : Les résultats de l'étage courant pour 3<sup>ème</sup> type

Méthode Caquot Minoré (3 travées) - Attention uniquement pour des charges uniformément réparties								
type3	3 terrasse	Remplir les zones de couleur =>					Verte	
Dimensions b x h	0,3	0,35	0,3	0,35	0,3	0,35		
M. d'Inertie Iy (m^4)	0,0011		0,0011		0,0011		Coef. Minoration (2/3 ou 1/2)	
Porté l (m)	5,8		5		5,5			
Porté Fictive (m)	2,15		3,1		2,65			
g : perm. (kg/m)	651		651		651			
gminorée : perm. (kg/m)	434		434		434		0,667	
q : exploitation (kg/m)	100		100		100			
Cas n°1								
Carge q	736		736		736			
CCC	150		150		150			
	586		586		586			
Mt, Appui	-618,89		-655,17		-728,76		-556,52	
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	3094,46		2299,69		2782,62			
X0=Abscisse relatif Mm	2,89		2,48		2,79			
Mt, Travée Max	2457,46		1607,87		2140,65			
Ef, Tranchant ISO	2134,11		1839,75		2023,79			
	2134,11		1839,75		2023,79			
Ef, Tranchant HYPER	2127,86		1825,05		2055,04			
	2140,36		1854,47		1992,41			

Tableau III.11 : Les résultats de terrasse pour 3<sup>ème</sup> type

Type 3'

Type 3'	Moments en appuis [Kg.m]	Moments en travées [Kg.m]	Efforts tranchants [Kg]
1(étage courant)	-902,56	2234,65	2109,46
1(Terrasse inaccessible)	-936,54	2318,78	2134,11

Tableau III.12 : différents efforts à l' ELU pour type 3'

L'utilisation de l'Excel

Les résultats obtenus par cet Excel sont représentés la méthode de Caquot Minoré

Méthode Caquot Minoré (3 travées) - Attention uniquement pour des charges uniformément réparties						
type3'	étage courante		Remplir les zones de couleur =>			Verte
Dimensions b x h	0,3	0,35	0,3	0,35	0,3	0,35
M. d'Inertie Iy (m^4)	0.0011		0.0011		0.0011	
Porté l (m)	5.8		5		5,5	
Porté Fictive (m)	3,1		3,45		2,15	
g : perm. (kg/m)	538		538		538	
gminorée : perm. (kg/m)	359		359		359	
q : exploitation (kg/m)	150		150		150	
Cas n°1						
Charge q	709		709		709	
CCC	225		225		225	
	484		484		484	
Mt, Appui	-596,44	-902,56	-759,89	-536,33		
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	2982,19		2216,25		2681,66	
X0=Abscisse relatif Mmax	2,83		2,54		2,81	
Mt, Travée Max	2234,65		1385,60		2034,72	
Ef, Tranchant ISO	2056,68		1773,00		1950,30	
Ef, Tranchant HYPER	2003,90		1801,55		1990,95	

Tableau III.13 : Les résultats de l'étage courant pour 3<sup>ème</sup> type

Méthode Caquot Minoré (3 travées) - Attention uniquement pour des charges uniformément réparties							
type3	3 terrasse	Remplir les zones de couleur =>				Verte	
Dimensions b x h	0,3	0,35	0,3	0,35	0,3	0,35	
M. d'inertie Iy (m^4)	0,0011		0,0011		0,0011		Coef. Minoration (2/3 ou 1/2)
Porté l (m)	5,8		5		5,5		
Porté Fictive (m)	3,1		3,45		2,15		
g : perm. (kg/m)	651		651		651		
gminorée : perm. (kg/m)	434		434		434		←
q : exploitation (kg/m)	100		100		100		
Cas n°1							
Carge q	736		736		736		
ccc	150		150		150		
	586		586		586		
Mt, Appui	-618,89		-936,54		-788,50		-556,52
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	3094,46		2299,69		2782,62		
X0=Abscisse relatif Mma	2,83		2,54		2,81		
Mt, Travée Max	2318,78		1437,77		2111,32		
Ef, Tranchant ISO	2134,11		1839,75		2023,75		2023,73
Ef, Tranchant HYPER	2079,34		1869,36		2065,96		1981,55

Tableau III.14 : Les résultats de terrasse pour 3<sup>ème</sup> type

### Type 4

Types (4)	Moments en appuis [Kg.m]		Moments en travées [Kg.m]		Efforts tranchants [Kg]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1(étage courant)	-501,4	362,36	555,66	499,02	1260,47
1(terrasse inaccessible)	-541,88	395,94	587,04	525,97	1363,23

Tableau III.15 : différents efforts à l' ELU et ELS pour type 4

### L'utilisation de l'Excel

Les résultats obtenus par cet Excel sont représentés la méthode de forfaitaire

Méthode forfaitaire (2 travées)			
Poutre n° 4	étage courante	Remplir les zones de couleur => Verte	
Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	2,65	2,4	
g : permanentes(kg/m)	538	538	
q : exploitation(kg/m)	150	150	
Pu : charge ELU en (kg/m)	951,3	951,3	
Ps : charge ELS en (kg/m)	688,00	688,00	
0,8<li/li-1<1,25	0,91		
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	835,06	684,94	
Ma (appui)	-167,01	-501,04	-136,99
Mt (travée) en kg.m	528,35	433,36	
α(travée)	0,218	0,218	
Mt+(Mw+Me)/2	862,37	752,37	
Maxi[{(1+0.3α)Mo};1.05Mo]	889,68	729,74	
Condition (Ligne15>Ligne16)	NonVérifiée	Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	555,66	433,36	
Moments => (Kg.m)			
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (Kg)			
T(iso) travée ELU (Pu) en Kg			
T(hyper) travée ELU (Pu) en Kg			

Tableau III.16 : Les résultats de l'étage courante pour 4<sup>ème</sup> type

Méthode forfaitaire (2 travées)			
Poutre n° 4	terasse	Remplir les zones de couleur => Verte	
Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	2,65	2,4	
g : permanentes(kg/m)	651	651	
q : exploitation(kg/m)	100	100	
Pu : charge ELU en (kg/m)	1028,85	1028,85	
Ps : charge ELS en (kg/m)	751,00	751,00	
0,8<li/li-1<1,25	0,91		
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	903,14	740,77	
Ma (appui)	-180,63	-541,88	-148,15
Mt (travée) en kg.m	559,92	459,26	
α(travée)	0,133	0,133	
Mt+(Mw+Me)/2	921,18	804,28	
Maxi[{(1+0.3α)Mo};1.05Mo]	948,29	777,81	
Condition (Ligne15>Ligne16)	NonVérifiée	Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	587,04	459,26	
Moments => (Kg.m)			
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (Kg)			
T(iso) travée ELU (Pu) en Kg			
T(hyper) travée ELU (Pu) en Kg			

Tableau III.17 : Les résultats de terrasse pour 4<sup>ème</sup> type

Type 4'

Types (4')	Moments en appuis [Kg.m]		Moments en travées [Kg.m]		Efforts tranchants [Kg]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1(étage courant)	-824,78	596,5	914,69	914,69	1859,73
1(terrasse inaccessible)	-892,01	651,12	966,35	1126,94	2011,4

Tableau III.18 : différents efforts à l' ELU et ELS pour type 4'

L'utilisation de l'Excel

Les résultats obtenus par cet Excel sont représentés la méthode de forfaitaire

Méthode forfaitaire (2 travées)			
Poutre n° 4'	etage courant	Remplir les zones de couleur => Verte	
Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	2,95	3,4	
g : permanentes(kg/m)	538	538	
q : exploitation(kg/m)	150	150	
Pu : charge ELU en (kg/m)	951,3	951,3	
Ps : charge ELS en (kg/m)	688,00	688,00	
0.8<li/li-1<1.25		1,15	
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	1034,84	1374,63	
Ma (appui)	-206,97	-824,78	-274,93
Mt (travée) en kg.m	654,74	869,73	
α(travée)	0,218	0,218	
Mt+(Mw+Me)/2	1170,62	1419,58	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	1102,52	1464,54	
Condition (Ligne15>Ligne16)	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	654,74	914,69	
Moments => (Kg.m)			
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (Kg)			
T(iso) travée ELU (Pu) en Kg			
T(hyper) travée ELU (Pu) en Kg			

Tableau III.19 : Les résultats de l'étage courant pour 4<sup>ème</sup> type

Méthode forfaitaire (2 travées)			
Poutre n° 4'	terasse	Remplir les zones de couleur => Verte	
Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	2,95	3,4	
g : permanentes(kg/m)	651	651	
q : exploitation(kg/m)	100	100	
Pu : charge ELU en (kg/m)	1028,85	1028,85	
Ps : charge ELS en (kg/m)	751,00	751,00	
0.8<li/li-1<1.25	1,15		
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(Iso) travée ELU (Pu)	1119,20	1486,69	
Ma (appui)	-223,84	-892,01	-297,34
Mt (travée) en kg.m	693,87	921,71	
α(travée)	0,133	0,133	
Mt+(Mw+Me)/2	1251,80	1516,38	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	1175,16	1561,02	
Condition (Ligne15>Ligne16)	Vérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	693,87	966,35	
Moments => (Kg.m)			
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (Kg)			
T(Iso) travée ELU (Pu) en Kg			
T(hyper) travée ELU (Pu) en Kg			

Tableau III.20 : Les résultats de terrasse pour 4<sup>ème</sup> type

Moments en appuis [Kg.m]		Moments en travées [Kg.m]		Efforts tranchants [Kg]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-1,08633	-0,6512	2,45746	1,12694	2,14036

Tableau III.21 : Les valeurs des efforts maximums

### III.2.7. Ferrailage des poutrelles

#### III.2.7.1. ELU

##### a) En travée

$$M_{u\max} = 2,45746 \text{ KN.m}$$

##### ❖ Moment qui équilibre la table de compression

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b \left( d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 \left( (0,9 \times 0,20) - (0,04/2) \right)$$

$$M_t = 54,528 \text{ KN.m} \rightarrow M_u \max < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

→ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b×h).

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{2457,46}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,0089$$

$\mu = 0,0089 < 0,392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,01125$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2457,46}{0,9955 \cdot 18 \cdot 348} = 3,22 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(3,22 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 3,22 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

#### b) En appuis

$$M_{u \max} = 1,08633 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 10 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1086,33}{10 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,0236$$

$\mu = 0,0236 < 0,392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0236}) \rightarrow \alpha = 0,03$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1086,33}{0,988 \cdot 18 \cdot 348} = 1,75 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1,75 \text{ cm}^2; 0,22 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,75 \text{ cm}^2$$

Donc en adopté:  $1\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

### III.2.7.2.ELU

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A'

-Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} -Flexion simple \\ -Section rectangulaire sans A' \\ -Acier FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Leftrightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

**a) En travée**

$$M_u = 2457,46 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 1126,94 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{2,45746}{1,12694} = 2,1806$$

$$\alpha = 0,03 < 0,84 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

**b) En appuis**

$$M_u = 1,08633 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,65112 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1,2}{0,88} = 1,668$$

$$\alpha = 0,03 < 0,58 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

**III.2.7.3. Vérification de la flèche**

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93})$$

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = b \times h^3 / 12$$

$$I_{Fv} = 0,6 \times 0,2^3 / 12$$

$$I_{Fv} = 0,00004 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u\max} = 2,45746 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} = \frac{2457,46 \cdot 3,1^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00004} = 0,0579$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,1}{500} = 0,62$$

$$f = 0,0579 < \bar{f} = 0,62 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.2.7.4. Vérification de l'effort tranchant**

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{2140,36}{100 \times 180} = 0,119 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

### III.2.7.5. Ferrailage transversale

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (Fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

#### ❖ Selon le CBA 93 (page 40)

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \left\{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \right\} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \\ \phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) \quad [3] \text{ (page 49)} \end{array} \right.$$

#### ❖ Selon le RPA 99 [2] (page 53)

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

$\phi_l$  : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t$  : diamètre minimum des armatures transversales.

#### Application

$$\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$$

#### ❖ Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,021 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,57 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

❖ Selon le « RPA 99 version 2003 »

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

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

### III.2.7.6. Choix d'armature

On adopte :  $3HA5 = 0,59 \text{ cm}^2$  de  $A_s = 0,59 \text{ cm}^2$

### III.2.7.7. Choix Des Espacements

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

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$$

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée (Sous-sol et RDC)	3T12	2 $\varnothing 6$
En appuis (sous-sol et RDC)	1 T14 + 1 T 16	2 $\varnothing 6$
En travée (étage courant et terrasse)	1T12+1T12	2 $\varnothing 6$
En appuis (étage courant et terrasse)	3T10	2 $\varnothing 6$

Tableau III.22 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

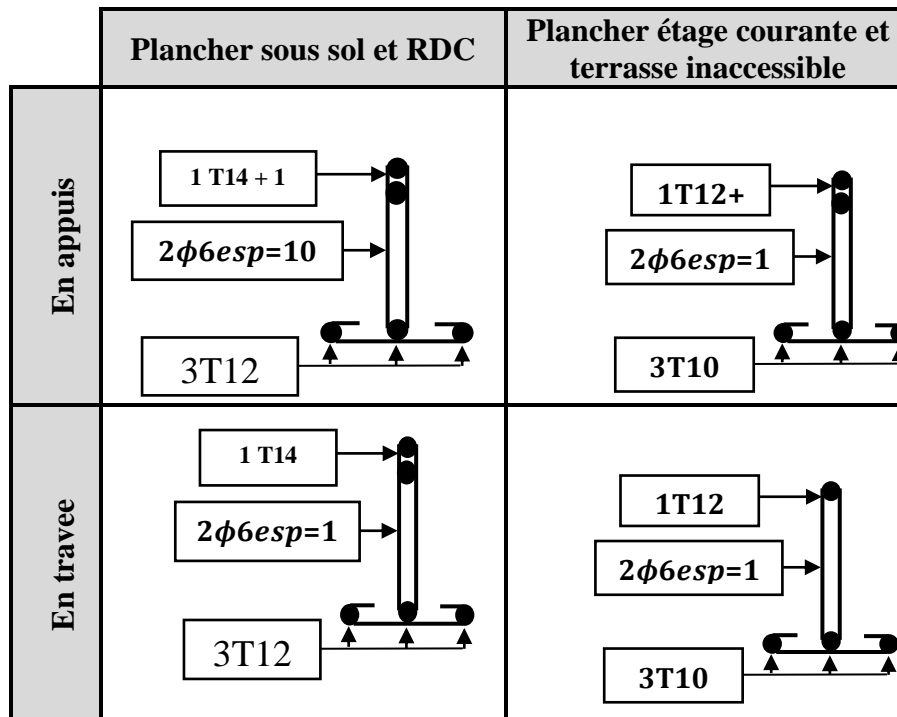


Figure III.3: Ferrailage des poutrelles

### III.2.8. Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage sera effectué en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \quad (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} \quad (L_n \text{ en cm})$$

Avec

- ❖  $L_n$  : distance entre axe des poutrelles ( $L_n=60$  cm).
- ❖  $A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- ❖  $A_2$  : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

### III.2.8.1. Armature perpendiculaire aux poutrelles

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

### III.2.8.2. Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$4T6 \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre  $\varnothing 6$  dans les deux sens, espacés de 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et 25 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

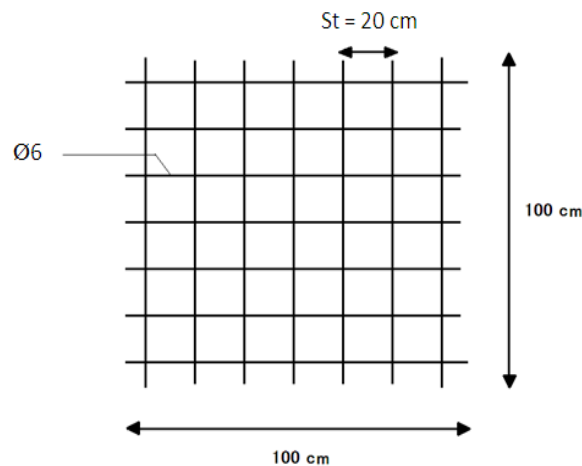


Figure III.4: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

## III.2.9. La dalle pleine

### III.2.9.1. Vérification si la dalle portante sur 4 cotés

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot q_u \cdot L_y^2$$

$$L_x = 1,8 \text{ m}$$

$$L_y = 1,8 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{180} = 1$$

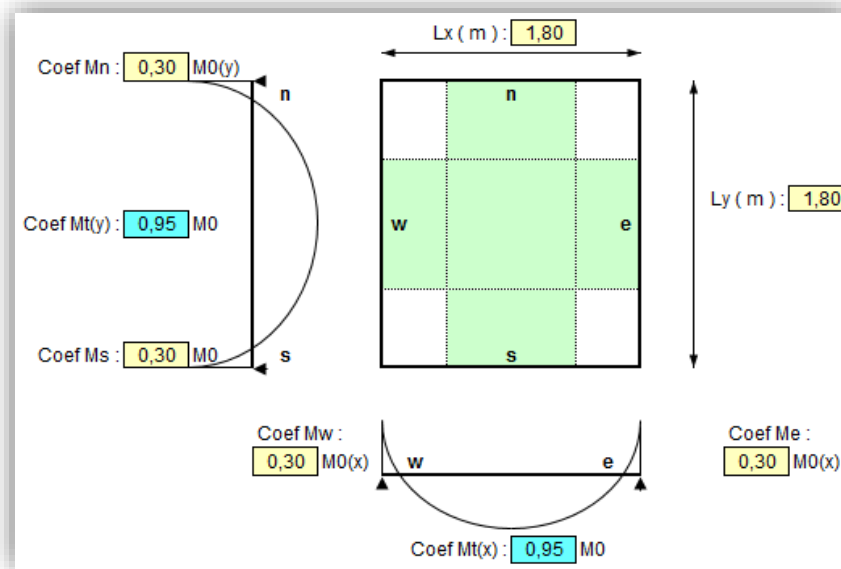


Figure III.5: Dalle portante sur 4 cotés.

### III.2.9.2. Combinaisons fondamentales

#### a) E.L.U

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 7,53 + 1,5 \times 1 = 11,67 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \alpha^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 1^3)} = 0,036$$

$$\mu_y = \alpha^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \alpha)^2) = 1^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 1)^2) = 1$$

#### ❖ Le sens $L_x$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,036 \times 11,67 \times 1,8^2 = 1,36 \text{ KN.m}$$

$$T_x = \frac{p \cdot l_x}{2 + \alpha} = \frac{11,67 \cdot 1,8}{2 + 1} = 7 \text{ KN}$$

#### ❖ Le sens $L_y$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 1 \cdot 1,36 = 1,36 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{p \cdot l_y}{3} = \frac{1,8 \cdot 11,67}{3} = 7 \text{ KN}$$

#### b) E.L.S

$$q_s = (G + Q) \cdot 1 = 7,53 + 1 = 8,53 \text{ KN/m}$$

#### ❖ Le sens $L_x$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,036 \cdot 8,53 \cdot 1,8^2 = 1 \text{ KN.m}$$

$$T_x = \frac{p \cdot l_x}{2 + \alpha} = \frac{8,53 \cdot 1,8}{2 + 1} = 5,12 \text{ KN}$$

❖ Le sens  $L_y$ 

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 1 \cdot 1 = 1 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{p \cdot l_y}{3} = \frac{8,53 \cdot 1,8}{3} = 5,18 \text{ KN}$$

		$M_u$ [KN. m]	$T_u$ [KN. m]	$M_{ser}$ [KN. m]
Sens xx	Travée	1,16	0	0,85
	Appuis	-0,41	7	-0,3
Sens yy	Travée	1,16	0	0,85
	Appuis	-0,41	7	-0,3

Tableau III.23 : les efforts appliqués sur la dalle pleine

## III.2.9.3. Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Les calculs sont faits en flexion simple et les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

		$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	Choix [cm <sup>2</sup> /ml]	Espacement (cm)
Sens xx	Travée	0,27	1,63	4T8 (2,01)	25
	Appuis	0,1	1,63	4T8 (2,01)	25
Sens yy	Travée	0,27	1,63	4T8 (2,01)	25
	Appuis	0,1	1,63	4T8 (2,01)	25

Tableau III.24: Récapitulatif du ferrailage de la dalle en ELU suivant le sens x et y

		$M_u$ [N. m]	$M_{ser}$ [N. m]	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens xx	Travée	1,16	0,85	1,36	0,007	0,43	CV
	Appuis	-0,41	-0,3	1,36	0,002	0,43	CV
Sens yy	Travée	1,16	0,85	1,36	0,007	0,43	CV
	Appuis	-0,41	-0,3	1,36	0,002	0,43	CV

Tableau III.25: Vérification des contraintes à l'E.L.S suivant les sens xx et yy

Donc, il est clair que le ferrailage calculé à l'E.L.U convient pour l'E.L.S

### III.2.9.4. Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{7000}{1000 \times 135} = 0,052 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.2.9.5. Vérification si la flèche est nécessaire

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{13,5}{180} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \cdot 13,5} = 0,0015 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

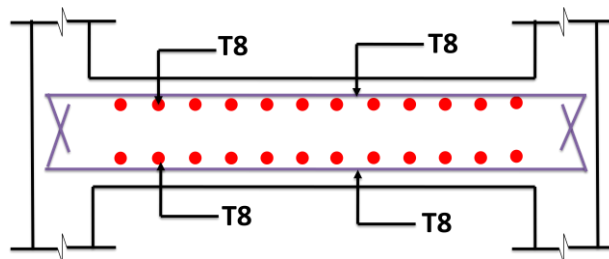


Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine

## III.3. Étude de l'acrotère

### III.3.1. Définition

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, il protège la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien du bâtiment.

L'acrotère est considéré comme une console encadrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

### III.3.2. Les hypothèses de calcul

- ❖ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ❖ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ❖ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

### III.3.3. Evaluation des charges et surcharges

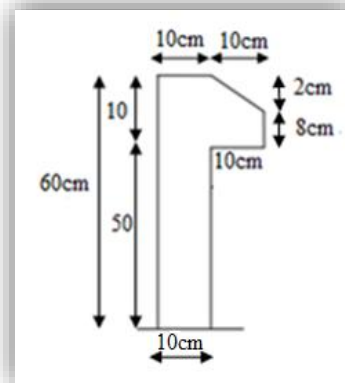


Figure III.7 : Schéma de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (t/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (t/ml)
0,6	0,1	0,069	0,1725	0,0438	0,2163	0,1

Tableau III.26 : Charge permanente revenant à l'acrotère.

### III.3.4. Calcul de la force sismique (Fp)

Charge sismique horizontale Fp est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

- ❖ A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99
- ❖ Cp : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)
- ❖ Wp: Poids propre de l'élément considéré

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725 = 0,828 \text{ KN}$$

### III.3.5. Calculs des sollicitations

#### 1. Calcul du centre de gravité

$$\text{❖ } X_g = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A} = \frac{15 \times (60 \times 10) + 15 \times (10 \times 8) + 13,33 \times \left(\frac{2 \times 10}{2}\right)}{(60 \times 10) + (10 \times 8) + \left(\frac{2 \times 10}{2}\right)} = 6,28 \text{ cm}$$

$$\text{❖ } Y_g = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A} = \frac{30 \times (60 \times 10) + 54 \times (10 \times 8) + 58,67 \times \left(\frac{2 \times 10}{2}\right)}{(60 \times 10) + (10 \times 8) + \left(\frac{2 \times 10}{2}\right)} = 33,20 \text{ cm}$$

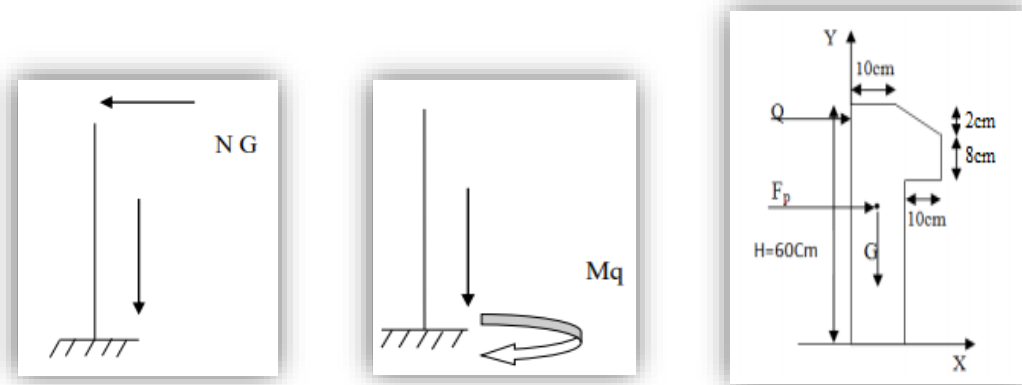


Figure III.8: Schéma statique

## 2. Les sollicitations au niveau de l'encastrement

### a) ELU

- ❖  $N_u = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 0,172 = 0,2322 \text{ t/ml}$
- ❖  $M_u = 1,5 \times N_Q \times h = 1,5 \times 0,1 \times 0,6 = 0,09 \text{ t.m/ml}$

### b) ELS

- ❖  $N_{ser} = N_G = 0,172 \text{ t/ml}$
- ❖  $M_{ser} = M_G = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ t.m/ml}$

### III.3.6. Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration préjudiciable sur un mètre linéaire.

- ❖  $h = 0.1 \text{ m}$
- ❖  $b = 1 \text{ m}$
- ❖  $d = 0,9 \times h = 0,09 \text{ m}$

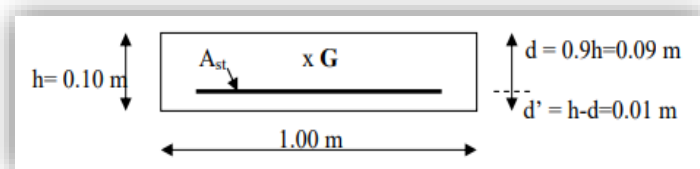


Figure III.9 : section de calcul d'acrotère

- ❖  $d$  : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
- ❖  $d'$  : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

### a) E.L.U

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

- ❖  $e_1$  : excentricité de la résultante.
- ❖  $e_2$  : excentricité dus aux effets du second ordre.
- ❖  $e_a$  : excentricité additionnel

## Calcul de l'excentricité

$$\diamond e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,09}{0,2322} = 0,39\text{m}$$

$$\diamond e_2 = \frac{3 \times Lf^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

$$lf = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \quad ; \quad B = b \times h = 1 \times 0,1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{8,33 \times 10^{-5}}{0,1}} = 0,029$$

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max(50, \min[67 \times \frac{e_0}{h}, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41,38 < 100 \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

$$\alpha = 10 \left( \frac{1 - Mu}{1,5 - M_{ser}} \right) = 0$$

$$\diamond e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$\diamond e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{l}{250}) = \max(2 ; \frac{60}{250}) = 0,02\text{m}$$

$$\diamond e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41\text{m}$$

$$\diamond e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{lf}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12$$

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max}(15, \frac{20 \times e_1}{h}) = 82$$

On va tenir compte des effets du second ordre.

On majore  $N_u$ ,  $M_u$  ; telle que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale.

### ❖ La sollicitation corrigée

$$N_u' = 0,2322 \text{ t}$$

$$M_u' = N_u' \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,097 \text{ t.m}$$

$$M_A = M_u' + N_u' \times (d - \frac{h}{2}) = 0,097 + 0,2329 \times (0,09 - \frac{0,1}{2})$$

$$M_A = 0,106 \text{ t.m}$$

❖ Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,106}{14,17 \times 1 \times 0,09^2} \times 10^{-2} = 0,0092 < \mu_L = 0,186 \quad \text{domaine 1.}$$

$\mu < \mu_L \implies$  pas d'acier comprimé (SSAC)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,951$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,106 \times 100}{348 \times 0,951 \times 0,09} = 0,34 \text{ cm}^2$$

❖ La section réelle des armatures tendues est alors ( $A_u$ )

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}}; \text{ Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{10}$$

$$A_u = 0,34 - \frac{0,2322}{348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

a) E.L.S

$$N_{ser} = N_G = 0,172 \text{ t.}$$

$$M_{ser} = M_G = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ t.m}$$

Calcul de l'excentricité

$$\text{❖ } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,06}{0,1722} = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{❖ } e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0167 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \implies$  La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times (d - \frac{h}{2}) = 0,06 + 0,1722 \times (0,09 - \frac{0,1}{2}) = 0,067 \text{ t.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ La contrainte de l'acier

Selon la rectification 99 du BAEL91 Arti. A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \left\{ \min \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_{st} + 15 \times \bar{\sigma}_{bc}} \times d = \frac{15 \times 15}{201,63 + 15 \times 15} \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0,067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} > \bar{M}_1 = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

⇒ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,067 \times 100}{0,074 \times 201,63} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,45 - \frac{0,172 \times 100}{201,63} = 0,36 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 6T8 ( $A_s = 3,02 \text{ cm}^2$ )

Espacement :  $S_t$  min (3h, 33cm)

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### ❖ Armatures de répartition

$$A_r \geq A_s / 4 = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit T10 ( $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$ ).

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### ❖ Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 0,15 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,15}{1 \times 0,09} \times 10^{-2} = 0,017 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ⇒ Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

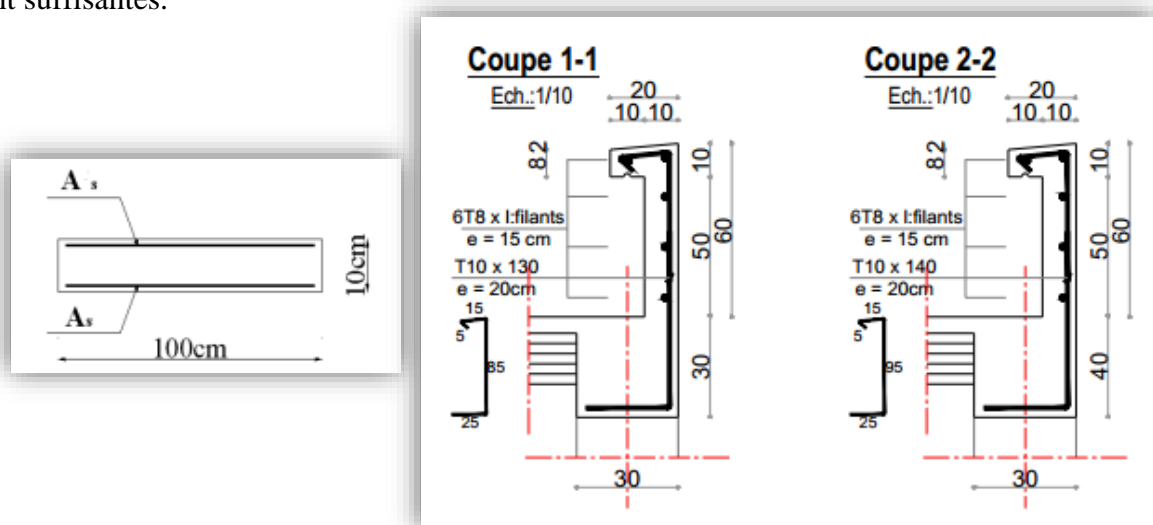


Figure III.10: Schéma de ferrailage de l'acrotère

## III.4. Étude des escaliers

### III.4.1. Introduction

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse), il sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction.

### III.4.2. Type d'escalier

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage :  $C \geq 1$  cm soit  $c = 2$  cm.

Dans notre projet on a un type d'escalier

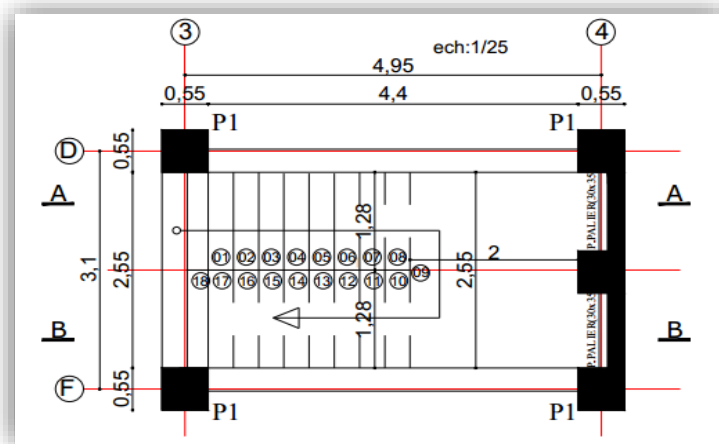


Figure III.11: Vue en plan

❖ D'après le pré dimensionnement des escaliers on a

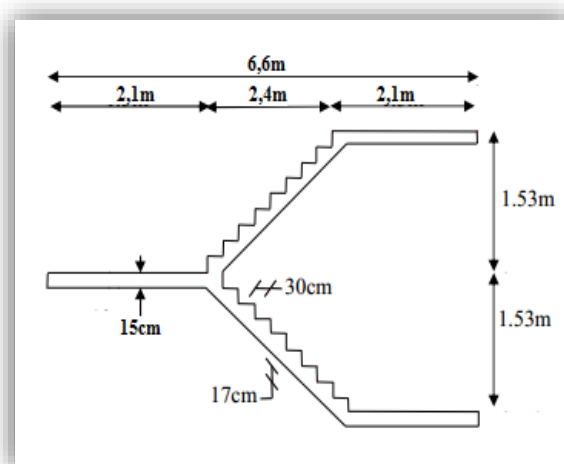


Figure III.12: Vue en élévation

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant

	G (t/ml)	Q (t/ml)	$q_u$ (t/ml)	$q_s$ (t/ml)
Palier	0,515	0,250	1,07	0,765
Paillasse	0,758	0,250	1,398	1

Tableau III.27: Charges à l'ELU et l'ELS des escaliers

### III.4.3. Calculs des réactions

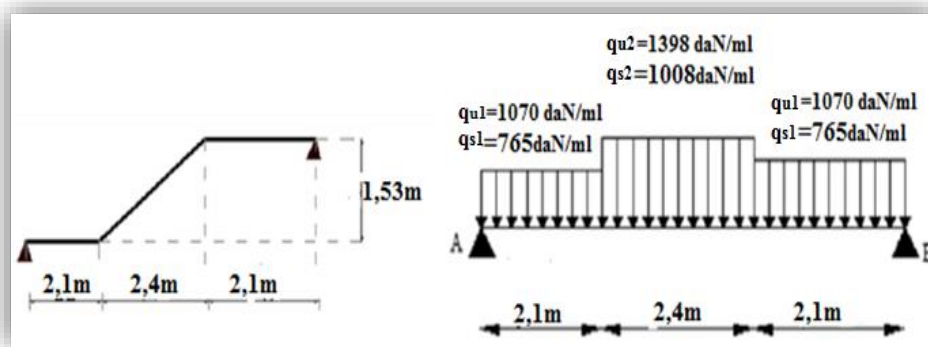


Figure III.13 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

❖ Après calcul de la RDM, on trouve

	$R_A$ (daN)	$R_B$ (daN)	$T_{max}$ (daN)	$M_{max}$ (daN.m)	$M_t$ (daN.m)	$M_a$ (daN.m)
ELU	3924,6	3924,6	3924,6	5882,31	4705,85	-1176,5
ELS	2816,1	2816,1	2816,1	4226,99	3381,59	-845,4

Tableau III.28: les efforts internes pour les d'escaliers

❖ Schéma statique à ELU et ELS

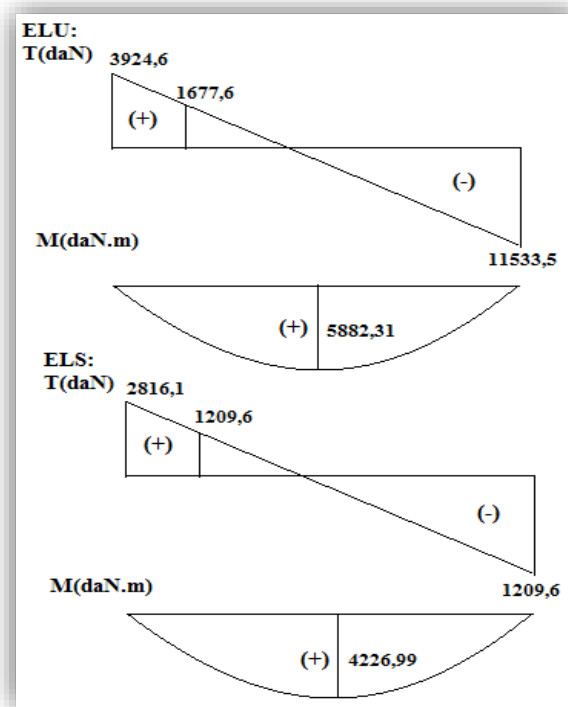


Figure III.14: Diagramme des efforts internes

### III.4.4. Ferrailage

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastrée. ( $0,8 M_{\max}$  en travée et  $-0,2 M_{\max}$  en appuis)

#### III.4.4.1. ELU

Pour

- ❖ Une épaisseur  $e = 15\text{cm}$
- ❖ Une bande de largeur  $b = 100\text{cm}$
- ❖ Hauteur utile  $d = 0,9 \times e = 13,5\text{cm}$

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferrailage se fait en fissuration Peu nuisible.

**1. En travée :**  $M_t = 0,8M_{\max} = 0,8 \times 5882,31 = 4705,85\text{daN.m}$

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \implies \mu = \frac{4705,85}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,182 < \mu_L = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,253$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,89$$

## ❖ Détermination des armatures

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4705,85}{348 \times 0,89 \times 13,5} = 1,12 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures de répartition

$$A_r \geq A_{st} / 4 = 0,28 \text{ cm}^2$$

## ❖ Choix des armatures

$$A_t = \max (A_{st} ; A_r) = 1,12 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: T12 ( $A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2$ )

## ❖ Espacement des armatures

$$S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm}); \text{ Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

**1. En Appuis :**  $M_a = -0.2M_{\max} = -0.2 \times 5882,31 = -1176,5 \text{ daN.m}$

## ❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = \frac{11765}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,046 < \mu_L = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,059$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,98$$

## ❖ Détermination des armatures

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1176,5}{348 \times 0,98 \times 13,5} = 0,25 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures de répartition

$$A_r \geq A_{st} / 4 = 0,28 \text{ cm}^2$$

## ❖ Choix des armatures

$$A_a = \max (A_{st} ; A_r) = 0,28 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: T12 ( $A_{\text{adopte}} = 1,13 \text{ cm}^2$ )

❖ **Espacement des armatures**

$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}); \text{ Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{3924,6}{1 \times 0,135} \times 10^{-3} = 0,29 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

**III.4.4.2. ELS**

**1. En travée :**  $M_t = 0,8 M_{\max} = 0,8 \times 4226,99 = 3381,59 \text{ daN.m}$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A' }  $\Rightarrow \alpha \leq ? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Acier FeE400

**Avec :**  $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{4705,85}{3381,59} = 1,39$

$$\alpha = 0,253 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$   
Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  Les armatures calculée à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq A_{st} / 4 = 1,12 / 4 = 0,28 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures**

Donc; on adopte: T6 ( $A_{\text{adopte}} = 0,28 \text{ cm}^2$ )

**1. En appuis :**  $M_a = -0,2 M_{\max} = -0,2 \times 4226,99 = -845,4 \text{ daN.m}$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A' }  $\Rightarrow \alpha \leq ? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Acier FeE400

**Avec :**  $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1176,5}{845,4} = 1,39$

$$\alpha = 0,059 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$   
Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  Les armatures calculée à ELS seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq A_{st} / 4 = 1,13 / 4 = 0,28 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures**

Donc; on adopte: T6 ( $A_{\text{adopte}} = 0,28 \text{ cm}^2$ )

### ❖ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 1,17 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{3924,6}{1 \times 0,135} \times 10^{-3} = 0,29 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

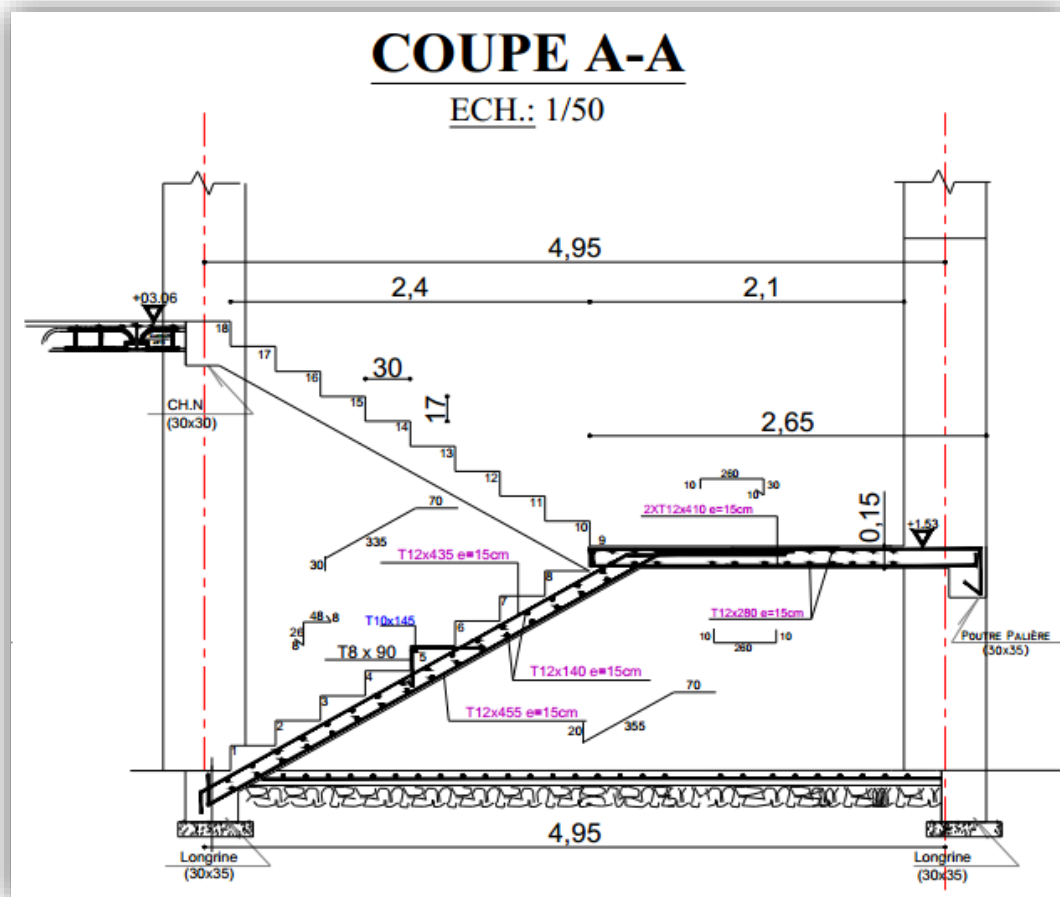


Figure III.15 : Ferrailage de l'escalier

### III.4.5. Etude de La poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier

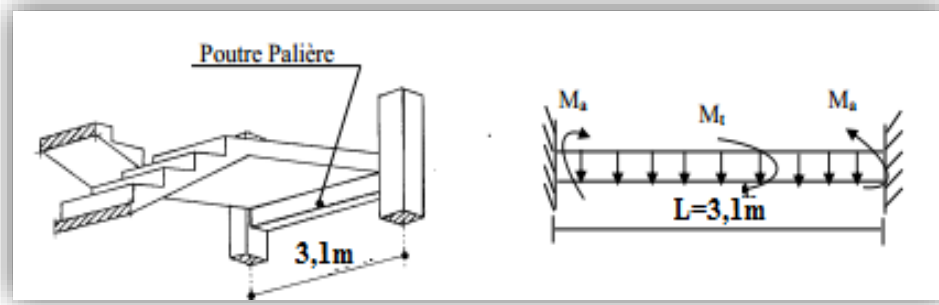


Figure III.16 : la poutre de palière

### III.4.5.1. Dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.

Selon le CBA 93

❖ La hauteur 'h' de la poutre palière doit être

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad h=35\text{cm}$$

❖ La largeur b de la poutre palière doit être

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Longrightarrow \quad b=30\text{cm}$$

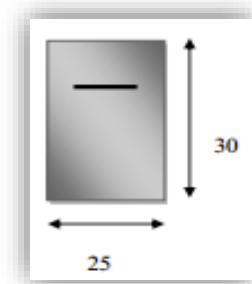


Figure III.17: Coupe de la poutre

### III.4.5.2. Sollicitation à ELU

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,07 \times (3,1^2)}{8} = 1,28 \text{ t.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,07 \times 3,1}{2} = 1,66 \text{ t/ml}$$

1. Le moment en travée :  $M_t = 0,8 \times 1,28 = 1,024 \text{ t.m}$

❖ Ferrailage de la poutre palière

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{1,024}{14,17 \times 1 \times 0,27^2} \times 10^{-2} = 0,0099 < \mu_L = 0,186 \quad \text{donc pas des armatures comprimé}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,99$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,09 \times 100}{348 \times 0,99 \times 0,27} = 1,17 \text{ cm}^2$$

### ❖ Choix des armatures

Donc; on adopte: T14 ( $A_{\text{adopte}} = 1,54 \text{ cm}^2$ )

### ❖ Espacement des armatures

$S_t \leq$  min (3e, 33 cm) Soit:  $S_t = 10 \text{ cm}$

**2. Le moment sur appui:**  $M_a = 0,4 \times 1,28 = 0,512 \text{ t.m}$

### ❖ Ferrailage de la poutre palière

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{0,512}{14,17 \times 1 \times 0,27^2} \times 10^{-2} = 0,0049 < \mu_L = 0,186 \quad \text{donc pas des armatures comprimé}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0062$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,99$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,38 \times 100}{348 \times 0,99 \times 0,27} = 0,41 \text{ cm}^2$$

### ❖ Choix des armatures

Donc; on adopte: T14 ( $A_{\text{adopte}} = 1,54 \text{ cm}^2$ )

### ❖ Espacement des armatures

$S_t \leq$  min (3e, 33 cm) Soit:  $S_t = 10 \text{ cm}$

### ❖ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{0,166}{1 \times 0,27} = 0,61 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

### III.4.5.3. Sollicitation à ELS

La fissuration étant peu nuisible ; il n' y a pas lieu de vérifier l'état de L'ouverture des fissures, la vérification se limite à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que ;

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0,765 \times (3,1^2)}{8} = 0,92 \text{ t.m}$$

$$T_s = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0,765 \times 3,1}{2} = 1,19 \text{ t/ml}$$

$$1. \text{ Le moment en travée : } M_t = 0,8 \times 0,92 = 0,736 \text{ t.m}$$

-Flexion simple  
-Section rectangulaire sans A'  
-Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1,024}{0,736} = 1,39$$

$$\alpha = 0,012 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Conclusion

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$   
Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

$$2. \text{ Le moment sur appui : } M_a = 0,4 \times 0,92 = 0,368 \text{ t.m}$$

-Flexion simple  
-Section rectangulaire sans A'  
-Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{0,512}{0,368} = 1,39$$

$$\alpha = 0,004 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Conclusion

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$   
Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

#### ❖ Armatures de répartition

$$A_r \geq A_{st} / 4 = 1,54 / 4 = 0,38 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Choix des armatures

Donc; on adopte: T14 ( $A_{\text{adopte}} = 1,54 \text{ cm}^2$ )

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{0,119}{1 \times 0,27} = 0,44 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

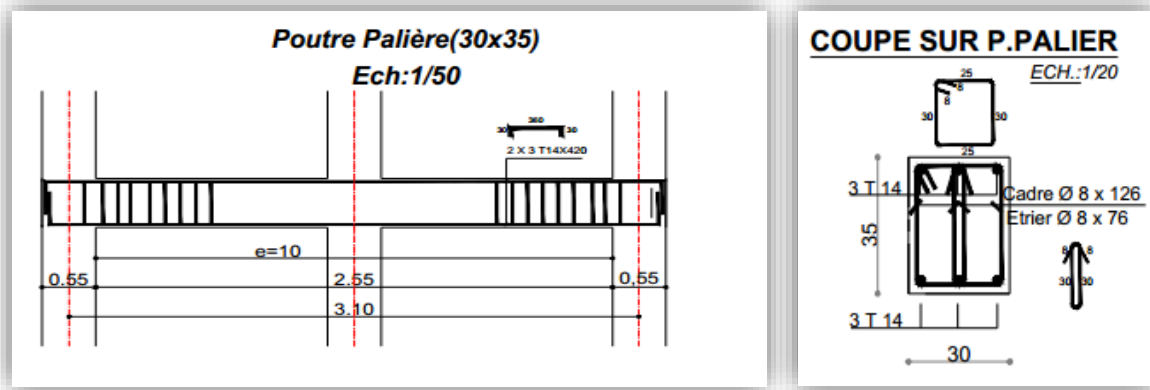


Figure III.18 : Schéma de ferrailage

### III.5. Étude des Balcons

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

#### III.5.1. L'épaisseur est conditionnée par

$L/15 < e < L/20 + 7$  avec on a :  $L = 150$

$150/15 < e < 150/20 + 7$  donc  $10 < e < 14,5$

On prend :  $e = 15$  cm

#### III.5.2. Evaluation des charges

- ❖ Charge permanente du balcon :  $G = 533$  daN/m<sup>2</sup>
- ❖ Surcharge d'exploitation du balcon :  $Q = 350$  daN/m<sup>2</sup>
- ❖ Charge concentrée du mur :  $W_p = G_m \times h = 669,24$  daN/ml

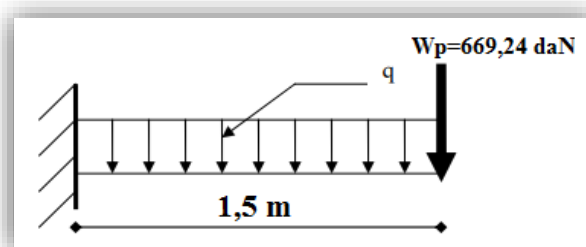


Figure III.19 : Schéma statique du balcon

### III.5.3. Combinaison des charges

$$\text{a) ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad ; \quad q_u = 1,35 (533) + 1,5 (350) \quad ; \quad q_u = 1244,55 \text{ daN/ml}$$

$$W_{Pu} = 1,35 \times W_P \quad ; \quad W_{Pu} = 903,47 \text{ daN}$$

$$\text{b) ELS : } q_{ser} = G + Q \quad ; \quad q_{ser} = 883 \text{ daN/ml}$$

$$W_{Pser} = 669,24 \text{ daN}$$

### III.5.4. Ferrailage

On calcule le balcon en flexion simple comme section rectangulaire (100×20) cm<sup>2</sup>

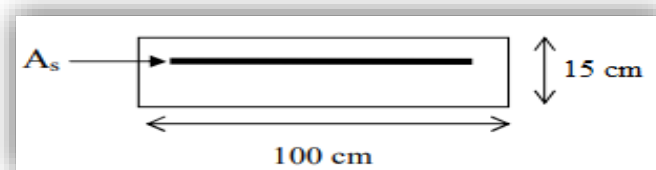


Figure III.20 : Section transversale du balcon

#### a) ELU

$$M_{u \max} = -\frac{q_u \times l^2}{2} - W_{Pu} \times l = -\frac{1244,55 \times (1,5^2)}{2} - 903,47 \times 1,5 = -2755,32 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{u \max}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{2755,2}{14,17 \times 100 \times 18^2} = 0,06 < \mu_L = 0,186 \quad \text{donc pas des armatures comprimé}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,077$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,969$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2755,2}{348 \times 0,969 \times 18} = 4,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### b) ELS

$$M_{ser \max} = -\frac{q_{ser} \times l^2}{2} - W_{Pser} \times l = -\frac{883 \times (1,5^2)}{2} - 669,24 \times 1,5 = -1997,24 \text{ daN.m}$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on calcule  $A_{ser}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$\eta = 1,6$  pour les HA

$$\bar{\sigma}_s = \min \frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1,6 \cdot 2,1} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ser \max}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{19972,4}{201,63 \times 100 \times 18^2} = 0,0031 < \mu_L = 0,186 \quad \text{donc pas des armatures comprimé}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0039$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,998$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ser \max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19972,4}{348 \times 0,998 \times 18} = 3,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### c) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \min}$$

### d) Choix des barres

Donc  $A_s > \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{min})$

$$D'où : A_s = 4,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T12 ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

### e) Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T8 ( $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

### f) Vérification de l'effort tranchant

$$V_{u \max} = q_u \cdot l + W_{pu} = 1244,55 \times 1,5 + 903,47 = 2770,29 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{d \times b} = \frac{2770,29 \times 10}{1000 \times 180} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \limite} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \tau_{u \limite} = 1,16 \text{ MPa}$$

- Pas de reprise de bétonnage
- Les dispositions constructives sont supposées respectées
- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

## g) Vérification de la flèche

$$f = f_1 + f_2 = \frac{q_{ser} \times l^4}{8 \times E \times I} + \frac{w_p \times l}{3 \times E \times I}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times 5,65 \times (18 - 10)^2 = 72090,67 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{l^3}{E \times I} \times \left(\frac{q_{ser} \times l}{8} + \frac{w_p}{3}\right)$$

$$f = \frac{1,5^3 \times 10^2}{32164 \times 10^{-5} \times 72090,67} \times \left(\frac{883 \times 1,5}{8} + \frac{669,24}{3}\right) = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,6 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0,6 \text{ cm} > f_{cal} = 0,06 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

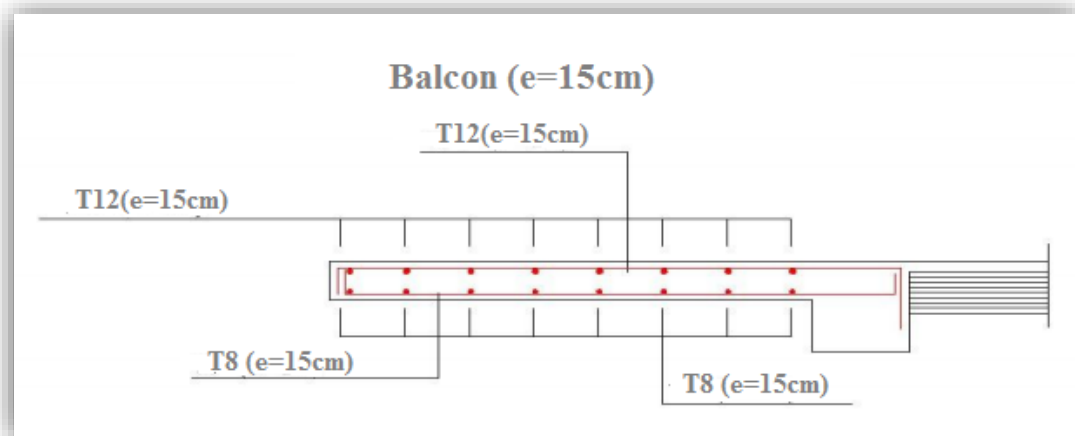
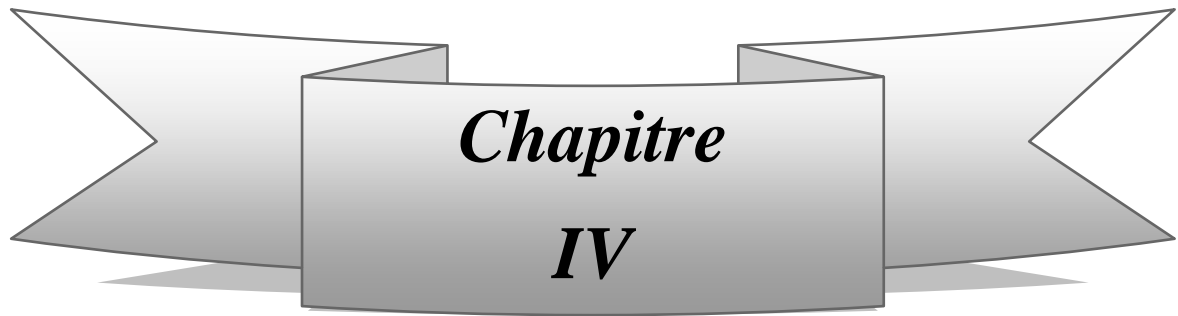


Figure III.21 : schéma de ferrailage du balcon



# *Etude dynamique*

## **IV.1.Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

## **IV.2.Présentation du Logiciel ROBOT**

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques.

Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

- ❖ Saisie graphique 2D et 3D -Calcul de structure (RDM)
- ❖ Neige et vent, combinaisons automatique
- ❖ Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

## **IV.3.Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## **IV.4.Méthode de calcul**

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- ❖ Méthode statique équivalente.

### IV.4.1. Méthode statique équivalente

#### IV.4.1.1. Définition

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ❖ majeures une ductilité suffisante ;
- ❖ une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques.

#### IV.4.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- ❖ **Zone I**

Tous groupes.

- ❖ **Zone IIa**

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

- ❖ **Zone IIb et III**

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

### IV.4.2. Les Méthodes d'analyse 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 permise.

### IV.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- On utilise **la Méthode Statique Equivalente** car notre structure répond aux conditions de cette méthode exigées par RPA99 version 2003 car :  $h = 33,66\text{m} < 65\text{m}$  (zone IIa).
  - La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage} relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Mostaganem (Zone IIa), Sera classé en groupe d'usage 2.

## IV.5. La Méthode Statique Equivalente

### IV.5.1. 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.

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

### IV.5.2. Calcul de la Force Sismique Totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement 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
- ❖  $D$  : Coefficient d'amplification dynamique moyen
- ❖  $Q$  : facteur de qualité
- ❖  $R$  : Coefficient de comportement global de la structure
- ❖  $W$  : poids total de la structure

#### IV.5.2.1. Classification du Site

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ❖ Catégorie S1 (site rocheux).
- ❖ Catégorie S2 (site ferme).
- ❖ Catégorie S3 (site meuble).
- ❖ Catégorie S4 (site très meuble).

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1 (sec)</b>	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T2 (sec)</b>	0,3	0,4	0,5	0,7

**Tableau IV.1 : Classification du Site**

Notre structure est située dans un site de catégorie S2.

**IV.5.2.2. Coefficient d’Accélération de Zone A**

Le coefficient d’accélération de zone, A, est donné par le (Tableau IV.2) des RPA 99/Ver.2003 suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment Pour un ouvrage du groupe usage 2 en Zone IIa

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau IV.2 : Coefficient d’Accélération de Zone A**

On a : A = 0,15.

**IV.5.2.3. facteur d’amplification dynamique moyen (D)**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

❖ T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau IV.1)

**1. Périodes Caractéristiques T1; T2**

On a pour un site ferme (S2)

$$\begin{cases} T_1=0,15s \\ T_2=0,4s \end{cases}$$

**2. Calcule de η**

❖ η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV.3 : Valeurs de ξ (%)**

Où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Quant : ξ = 10%, pour Ouvrage en B.A. avec voiles, Remplissage léger

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \implies \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$$

#### IV.5.2.4. Coefficient de Comportement Global de la Structure R

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau IV.4 des RPA99/version 2003, pour un système de **contreventement Mixte portiques/voiles avec interaction R=5**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
<b>4a</b>	<b>Mixte portiques/voiles avec interaction</b>	<b>5</b>
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV.4 : valeurs du coefficient de comportement R

#### IV.5.2.5. facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ❖ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- ❖ La régularité en plan et en élévation
- ❖ La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau IV.5

##### ➤ Les critères de qualité "q" à vérifier sont

##### 1. Conditions minimales sur les files de contreventement

- ❖ Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois(03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- ❖ Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un(01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou deux(02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0.

Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

2. Redondance en plan Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.
3. Régularité en plan La structure est classée régulière en plan. (cf. 3.5 1a)
4. Régularité en élévation La structure est classée régulière en élévation. (cf. 3.5 1b)
5. Contrôle de la qualité des matériaux Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.
6. Contrôle de la qualité de l'exécution Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier.

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	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	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau IV.5: valeurs des pénalités Pq

### Les conditions suivantes non vérifiées sur notre structure

- ❖ Contrôle de la qualité des matériaux
- ❖ Contrôle de la qualité de l'exécution

Donc :  $Pq = 0.05 + 0.1 = 0,15 \implies Q = Pq + 1 = 1,15$

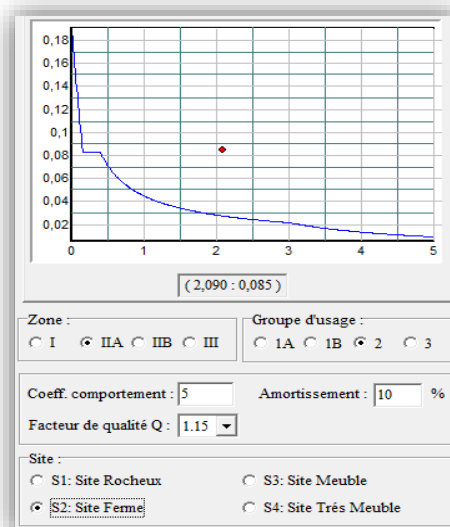


Figure IV.1: Diagramme spectre de réponse

### IV.5.2.6. Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \left[ C_T h_N^{3/4} ; T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

- ❖  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- ❖  $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau IV.6.

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau IV.6 : valeurs du coefficient  $C_T$

#### 1. Estimation de la période fondamentale : $T = C_T h_N^{3/4}$

- ❖  $h_N$  : hauteur de notre structure  $h_N = 33,66$  m
- ❖  $C_T$  : notre structure assuré partiellement par des voiles en béton armé :  $C_T = 0,05$

$$T_{\text{Théorique}} = 0,05 \times 33,66^{3/4} = 0,69 \text{ sec}$$

#### 2. Périodes: $T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$

##### a) Sens-x

$$h_N = 33,66 \text{ m} ; D_x = 21,65 \text{ m}$$

$$T(x) = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{21,65}} = 0,65 \text{ sec}$$

##### b) Sens-y

$$h_N = 33,66 \text{ m} ; D_y = 20,95 \text{ m}$$

$$T(y) = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{20,95}} = 0,66 \text{ sec}$$

Selon RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$1,3 \times T_{\text{Théorique}} \geq T_{\text{Calculé}}$$

$$T_{\text{Théorique}} = 0,05 \times 33,66^{3/4} = 0,69 \text{ sec}$$

$$T_{\text{Calculé}} = 0,66 \text{ sec}$$

$$1,3 \times T_{\text{Théorique}} = 1,3 \times 0,69 = 0,897 \text{ sec.}$$

**Donc :**  $0,897 \text{ sec} \geq 0,66 \text{ sec}$  La condition est vérifiée.

#### IV.5.2.7. Facteur d'Amplification D

**On adopte :**  $D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s$

##### a) Sens-x

$$D(x) = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 \times (0,4/0,65)^{2/3} = 1,382$$

##### b) Sens-y

$$D(y) = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,764 \times (0,4/0,66)^{2/3} = 1,368$$

#### IV.5.2.8. Poids Total de la Structure

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT MILLÉNIUM  
D'après la formule (4.5) du RPA03 :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- ❖  $W_{G(i)}$  : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).
- ❖  $W_{Q(i)}$  : Charges d'exploitation au niveau (i).
- ❖  $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et donné par le tableau VI .7 ; On adopte :  $\beta = 0,2$ .

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, des ports, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

**Tableau IV.7 :  $\beta$ valeurs du coefficient de pondération**

	Charges permanentes $G(t/m^2)$	Surcharges d'exploitation $Q (t/m^2)$
Plancher terrasse	651	0,100
Plancher courant	538	0,150

**Tableau IV.8: Les charges de Plancher**

S : Surface de la structure

$$S = (18,3 \times 21,35) - (8,85 \times 6,55) = 332,74 \text{ m}^2$$

Niv	W <sub>Gi</sub> (G)	W <sub>Qi</sub> (Q×S)	βW <sub>Qi</sub>	W <sub>i</sub> (t)
11	651	33,274	6,65	657,65
10	538	49,91	9,98	547,98
$\sum W_i = W_{11+11} \times W_{10}$				6685,43

Tableau IV.9: Poids des différents niveaux

Donc : W<sub>i</sub> = 6685,43t

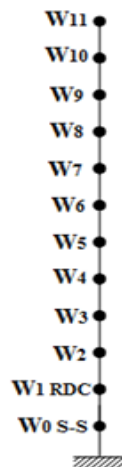


Figure IV.2: Poids dans chaque niveau

#### IV.5.2.8.1. Calcul de la Force sismique totale

##### 1. Sens-x

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W_i = \frac{0,15 \times 1,382 \times 1,15}{5} \times 6685,43 = 318,75 \text{ t}$$

##### 2. Sens-y

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W_i = \frac{0,15 \times 1,368 \times 1,15}{5} \times 6685,43 = 315,53 \text{ t}$$

#### IV.5.2.8.2. Force concentrée au sommet de la structure F<sub>t</sub>

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure

Selon les formules suivantes (art 4, 2,5 RPA 99)

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

$$\begin{cases} F_t = 0,07 TV & \text{Si : } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si : } T < 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x) = 0,65 \text{ s} < 0,7 \text{ sec} \\ T(y) = 0,66 \text{ s} < 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc :  $F_t = 0$

On a :  $V_x = 318,75 \text{ t}$  ;  $V_y = 315,53 \text{ t}$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression

$$F_i = \frac{(V - F_t) w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

- ❖  $F_i$ : force horizontale revenant au niveau  $i$ .
- ❖  $h_i$ : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niv	$W_i(t)$	$h_i(m)$	$w_i h_i$	$\frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$	$F_x (t.m)$	$F_y (t.m)$	$V_x (t)$	$V_y (t)$
9 <sup>ème</sup> étage	657,65	33,66	22136,499	0,19356595 2	61,6991471 8	61,0758648 1	61,6991471 8	61,07586481
8 <sup>ème</sup> étage	547,98	30,6	16768,188	0,14662437 2	46,7365186 9	46,2643882 2	108,435665 9	107,340253
7 <sup>ème</sup> étage	547,98	27,54	15091,369	0,13196193 5	42,0628668 3	41,6379493 9	150,498532 7	148,9782024
6 <sup>ème</sup> étage	547,98	24,48	13414,550	0,11729949 8	37,3892149 6	37,0115105 7	187,887747 7	185,989713
5 <sup>ème</sup> étage	547,98	21,42	11737,731	0,10263706 1	32,7155630 9	32,3850717 5	220,603310 7	218,3747847
4 <sup>ème</sup> étage	547,98	18,36	10060,912	0,08797462 3	28,0419112 2	27,7586329 3	248,645222	246,1334177
3 <sup>ème</sup> étage	547,98	15,3	8384,094	0,07331218 6	23,3682593 5	23,1321941 1	272,013481 3	269,2656118
2 <sup>ème</sup> étage	547,98	12,24	6707,2752	0,05864974 9	18,6946074 8	18,5057552 9	290,708088 8	287,7713671
1 <sup>ème</sup> étage	547,98	9,18	5030,4564	0,04398731 2	14,0209556 1	13,8793164 6	304,729044 4	301,6506835
RDC	547,98	6,12	3353,6376	0,02932487 4	9,34730373 9	9,25287764 3	314,076348 1	310,9035612
Sous-sol	547,98	3,06	1676,8188	0,01466243 7	4,67365186 9	4,62643882 2	318,75	315,53
$\Sigma$	6685,4		114361,53 3					

Tableau IV.10: distribution des forces sismiques

## IV.6. Résultats de l'analyse dynamique par Robot millenium

CasMode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mes UX [kg]	Tot.mes UY [kg]	Tot.mes UZ [kg]
1/ 1	1.03	0.97	0.60	63.43	0.0	0.60	63.43	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 2	1.22	0.82	67.23	63.91	0.0	56.63	0.48	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 3	1.60	0.62	69.24	63.98	0.0	6.01	0.07	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 4	3.09	0.32	69.98	79.94	0.0	0.13	14.96	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 5	5.00	0.20	79.94	79.11	0.0	16.27	0.16	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 6	6.26	0.16	79.94	79.27	0.0	0.30	0.17	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 7	8.37	0.12	80.00	84.88	0.0	0.06	5.61	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 8	11.16	0.09	89.51	84.93	0.0	6.51	0.05	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 9	13.53	0.07	89.52	85.29	0.0	0.01	0.36	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 10	13.71	0.07	89.53	87.88	0.0	0.01	2.58	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 11	17.55	0.06	89.54	87.88	0.0	0.01	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 12	18.41	0.05	89.60	87.88	0.0	2.46	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 13	18.44	0.05	90.08	87.88	0.0	1.08	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 14	18.60	0.05	90.08	89.51	0.0	0.00	1.62	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 15	20.20	0.05	90.08	89.51	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 16	20.68	0.05	90.08	89.51	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 17	20.81	0.05	90.08	89.51	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 18	21.17	0.05	90.08	89.51	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 19	21.34	0.05	90.11	89.51	0.0	0.02	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 20	21.35	0.05	90.11	89.51	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 21	21.40	0.05	90.11	89.51	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 22	21.70	0.05	90.11	89.51	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 23	21.92	0.05	90.11	89.60	0.0	0.00	0.08	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 24	21.97	0.05	90.11	89.60	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 25	21.99	0.05	90.12	89.60	0.0	0.01	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 26	22.14	0.05	90.12	89.60	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 27	22.38	0.04	90.13	89.60	0.0	0.01	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 28	22.42	0.04	90.13	89.51	0.0	0.00	0.00	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0
1/ 29	22.68	0.04	90.13	90.00	0.0	0.00	0.40	0.0	4451728.02	4451728.02	0.0

Tableau IV.11 : ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode

## IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Cas	4 - VX					
Mode CQC						
Somme totale	3499,96	1696,40	20018,46	491,05	786,77	6,79
Somme réactions	2523,68	260,83	0,00	5732,48	55596,09	20186,84
Somme efforts	2523,68	260,82	0,0	5732,54	55596,66	20187,14
Vérification	5047,36	521,65	0,00	11465,02	111192,75	40373,98
Précision	3,33498e-001	1,15586e-001				
Cas	5 - VY					
Mode CQC						
Somme totale	1008,21	4805,99	18225,80	962,20	357,35	6,28
Somme réactions	260,81	2409,74	0,00	53249,23	5650,12	25227,91
Somme efforts	260,82	2409,75	0,0	53249,85	5650,19	25228,25
Vérification	521,63	4819,49	0,00	106499,08	11300,31	50456,16
Précision	3,33498e-001	1,15586e-001				

Tableau IV.12 : Résultat des Forces Dynamique

❖ D’après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT »

$V_{x \text{ dyn}} = 3499,96 \text{ t}$

$V_{y \text{ dyn}} = 4805,99 \text{ t}$

$0,8 \times V_{x \text{ sta}} = 0,8 \times 318,75 = 255 \text{ t}$

$0,8 \times V_{y \text{ sta}} = 0,8 \times 315,53 = 252,424 \text{ t}$

❖ La condition de l’article 4-3-6 de RPA 99 v 2003

$V \text{ (dynamique)} > 80\% V \text{ (statique)}$

$3499,96 \text{ t} > 255 \text{ t}$  .....La Condition est Vérifiées.

$4805,99 \text{ t} > 252,424 \text{ t}$  .....La Condition est Vérifiées

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	2483,74	114,24	128,58	31,57	127,91	127,57
Barre	443	178	426	83	428	443
Noeud	38	36	4	1609	8	38
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode						
<b>MIN</b>	-1135,60	-115,47	-132,77	-37,39	-123,22	-83,50
Barre	429	156	428	82	426	456
Noeud	10	41	8	1575	4	64
Cas	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV.13:Les réactions à la base

### IV.8. Vérification ART 5.10 RPA 2003

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur de l'étage (3cm).  $\Delta_k < 0,01H_e$

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \delta_{ek}$ .

$\delta_{ek}$  : déplacement due aux forces sismique  $F_i$ . (y compris l'effet de torsion).

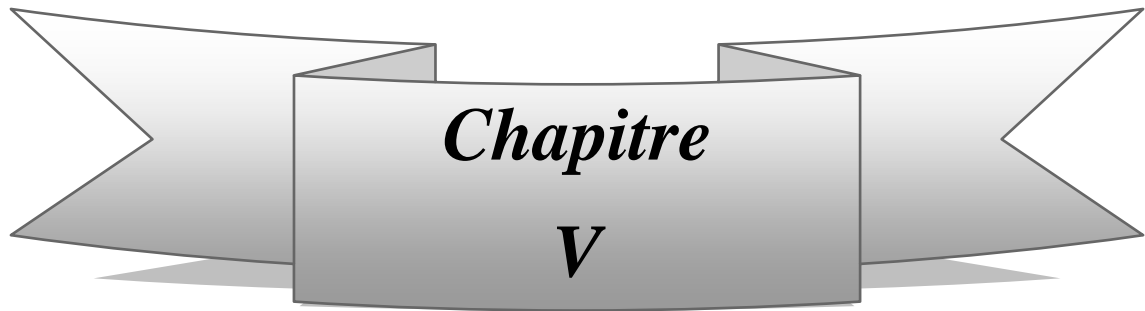
R : coefficient de comportement (R = 4).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Niveau	$\Delta_{kx}$ (cm)	$\Delta_{ky}$ (cm)
1	0,063	0,060
2	0,316	0,468
3	0,494	0,730
4	0,624	0,896
5	0,730	1,024
6	0,815	1,118
7	0,850	1,143
8	0,840	1,113
9	0,862	1,112
10	0,851	1,073
11	0,824	1,011
12	0,851	0,968

**Tableau IV.14 : Valeurs des déplacements inter-étages.**

Le déplacement inter-étage max = 1.143 cm < 1% de la hauteur de l'étage => Condition vérifiée



# *Etude des éléments structuraux*

## V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme.

Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2. Hypothèses de calculs

- ❖ Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.
- ❖ Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- ❖ Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- ❖ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

## V.3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ROBOT dans l'ordre suivant :

- ❖ Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
<b>Situation durable</b>	1,5	1,15	25	14,17	400	348
<b>Situation accidentelle</b>	1,15	1	25	18,48	400	400

Tableau V.1 : Les sens plus défavorables

### V.3.1. Combinaisons des charges

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

- ❖ **Selon BAEL 91**
  - **E.L.U** : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$
  - **E.L.S** : Situation durable :  $G + Q$

❖ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Avec

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

### V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

#### V.3.2.1. Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{\max} = 3\%$  de la section de béton (en zone courante),
- $A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone Iia
- ❖ La distance ou espacement ( $S_i$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

- $l' = 2h$
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$ .
- $(h_1 \times b_1)$  : Section du poteau.
- $h_e$  : hauteur d'étage

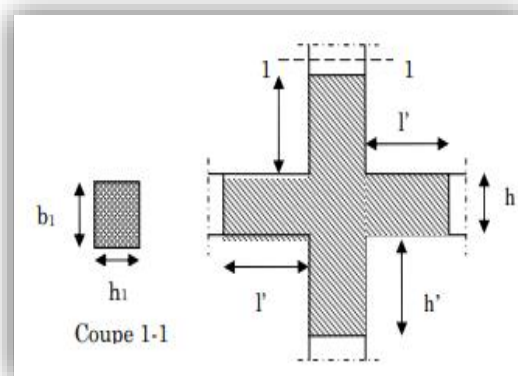


Figure V.1 : Zone nodale

Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version 2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Poteaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
sous sol + RDC + 1 <sup>er</sup> étage	(55×55)	24,20	121	181,50
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> + 4 <sup>ème</sup> étage	(50×50)	20,00	100	150,00
5 <sup>ème</sup> + 6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> étage	(45×45)	16,20	81	121,50
8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup> étage	(40×40)	12,80	64	96,00

Tableau V.2: armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003

### V.3.2.2. Les armatures transversales : (RPA99/2003 Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec

- ❖  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.
- ❖  $h_1$  : Hauteur totale de la section brute
- ❖  $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ❖  $t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :
  - $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm})$  (zone nodale).
  - $t \leq 15 \times \phi_l$  (zone courante).
 ( $\phi_l$  Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).
- ❖  $\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant
  - $\rho = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$
  - $\rho = 3,75$  si  $\lambda_g < 5$  ( $\lambda_g$  élancement géométrique).

#### La quantité d'armatures transversales minimales

- $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :
- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

Si:  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

### V.3.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

#### V.3.3.1. Calcul de ferrailage longitudinal

Soit les poteaux de sous sol et RDC

$$b = 0,55 \text{ m} \quad h = 0,55 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1h = 0,1 \times (55) = 5,5 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times (55) = 49,5 \text{ cm.}$$

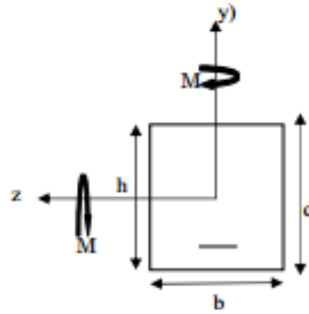


Figure V.2: Section du poteau à étudier

#### a) 1<sup>er</sup> Cas : Combinaison fondamentale

$$\begin{cases} N^{\max} = 1343,6 \text{ KN} \\ M^{\text{cor}} = 3,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul de l'excentricité

$$- e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,04}{1343,6} = 0,00226 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$- e_a = e_0 + \frac{h}{2} - d' = 0,222 \text{ m}$$

#### ❖ Moment fictif $M_{ua}$

$$M_{ua} = N_u \times e_a$$

$$M_{ua} = 1343,60 \times 0,222 = 298,632 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Vérification des conditions

$$b = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$b = 1343,60 \times (0,495 - 0,055) - 298,632 = 0,293$$

$$a = (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$a = (0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,055) \times 0,55 \times 0,55 \times 14,17 = 0,6035$$

$$\text{Donc : } a > b$$

Alors la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

#### ❖ Moment réduit

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{298,632 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,55 \times 0,495^2} = 0,156 < \mu_L = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,213$$

$$\beta = (1-0,4\alpha) = 0,91$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2986,32}{348 \times 0,91 \times 0,495} = 19,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_e} = 19,05 - \frac{13436}{400} = -14,54 \text{ cm}^2 < 0 \implies A_s = 0$$

### b) 2<sup>eme</sup> Cas : Combinaison accidentelle

$$\begin{cases} N^{\text{cor}} = 1584,55 \text{ KN} \\ M^{\text{max}} = 20,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul de l'excentricité

$$- e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{20,20}{1584,55} = 0,0127 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$- e_a = e_0 + \frac{h}{2} - d' = 0,233 \text{ m}$$

#### ❖ Moment fictif $M_a$

$$M_{ua} = N_u \times e_a$$

$$M_{ua} = 1584,55 \times 0,233 = 368,801 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Vérification des conditions

$$b = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$b = 1584,55 \times (0,495 - 0,055) - 368,801 = 0,328$$

$$a = (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$a = (0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,055) \times 0,55 \times 0,55 \times 14,17 = 0,6035$$

**Donc :**  $a > b$

Alors la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

#### ❖ Moment réduit

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{368,801 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,55 \times 0,495^2} = 0,193 < \mu_L = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,271$$

$$\beta = (1-0,4\alpha) = 0,89$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3688,01}{348 \times 0,89 \times 0,495} = 24,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_e} = 24,06 - \frac{15845,5}{400} = -15,55 \text{ cm}^2 < 0 \implies A_s = 0$$

### Remarque

On remarque que dans les combinaisons d'actions, la section des armatures longitudinales est nulle, c'est dû que la sollicitation exercée sur les poteaux est la compression simple, donc le ferrailage sera calculé en utilisant le logiciel REBOOT d'un côté, et en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l'autre.

### Section minimale

Selon l'RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$A_{st \min} = 0,8\% \times B = 55 \times 55 \times 0,008 = 24,2 \text{ cm}^2$$

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Section obtenu par ROBOT (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinal	
				Choix	Section (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	(55×55)	24,20	28,32	4T20+8T16	28,65
RDC	(55×55)	24,20	28,32	4T20+8T16	28,65
1 <sup>er</sup> étage	(55×55)	24,20	28,32	4T20+8T16	28,65
2 <sup>eme</sup> étage	(50×50)	20,00	23,17	4T16+8T14	20,35
3 <sup>eme</sup> étage	(50×50)	20,00	20,15	4T16+8T14	20,35
4 <sup>eme</sup> étage	(50×50)	20,00	23,17	4T16+8T14	20,35
5 <sup>eme</sup> étage	(45×45)	16,20	17,69	4T14+8T14	18,46
6 <sup>eme</sup> étage	(45×45)	16,20	17,69	4T14+8T14	18,46
7 <sup>eme</sup> étage	(45×45)	16,20	17,69	4T14+8T14	18,46
8 <sup>eme</sup> étage	(40×40)	12,80	15,78	4T14+8T14	18,46
9 <sup>eme</sup> étage	(40×40)	12,80	15,78	4T14+8T14	18,46

Tableau V.3: Ferrailage des poteaux longitudinal

### ❖ Vérification de l'effort tranchant

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$T_{\max} = 103,15 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{103,15 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,495} = 0,379 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

### V.3.3.2. Calcul de ferrailage transversal

Du au risque du flambement des poteaux sous l'effet des charges importantes causant son éclatement, les armatures longitudinales sont maintenues et assisté par des armatures transversales :

Selon l'RPA99v2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

- $f_c = 400 \text{ MPa}$
- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \longrightarrow t = 10 \text{ cm}$
- $t \leq (15 \times \phi_l) \longrightarrow t = 15 \text{ cm}$

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa) RPA99 version 2003 pages 49

- $\phi = 2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- $\phi = 1,6 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$
- $\phi = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$

La longueur des zones nodales :

- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_l, h_1, 60 \text{ cm}\right)$ .
- $h' = 60 \text{ cm}$  pour tous les étages.

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T (KN)	a (cm)	$\lambda_g$	$\rho a$	$A_{\text{calculé}}$ (cm <sup>2</sup> )	Fer choisie	t (cm)	t' (cm)
Sous-sol	(55×55)	95,43	55	4,23	3,75	1,49	Ø8	10	15
RDC	(55×55)	84,58	55	4,23	3,75	1,32	Ø8	10	15
1 <sup>er</sup> étage	(55×55)	86,52	55	4,23	3,75	1,47	Ø8	10	15
2 <sup>eme</sup> étage	(50×50)	113,13	55	4,28	3,75	1,92	Ø8	10	15
3 <sup>eme</sup> étage	(50×50)	83,52	50	4,28	3,75	1,56	Ø8	10	15
4 <sup>eme</sup> étage	(50×50)	86,59	50	4,28	3,75	1,62	Ø8	10	15
5 <sup>eme</sup> étage	(45×45)	82,33	45	4,76	3,75	1,71	Ø8	10	15
6 <sup>eme</sup> étage	(45×45)	80,25	45	4,76	3,75	1,67	Ø8	10	15
7 <sup>eme</sup> étage	(45×45)	77,23	40	4,76	3,75	1,20	Ø8	10	15
8 <sup>eme</sup> étage	(40×40)	69,17	40	5,35	2,5	1,08	Ø8	10	15
9 <sup>eme</sup> étage	(40×40)	40,08	40	5,35	2,5	0,89	Ø8	10	15

Tableau V.4: Ferrailage des poteaux transversal.

## V.3.4. Schéma de ferrailage des poteaux

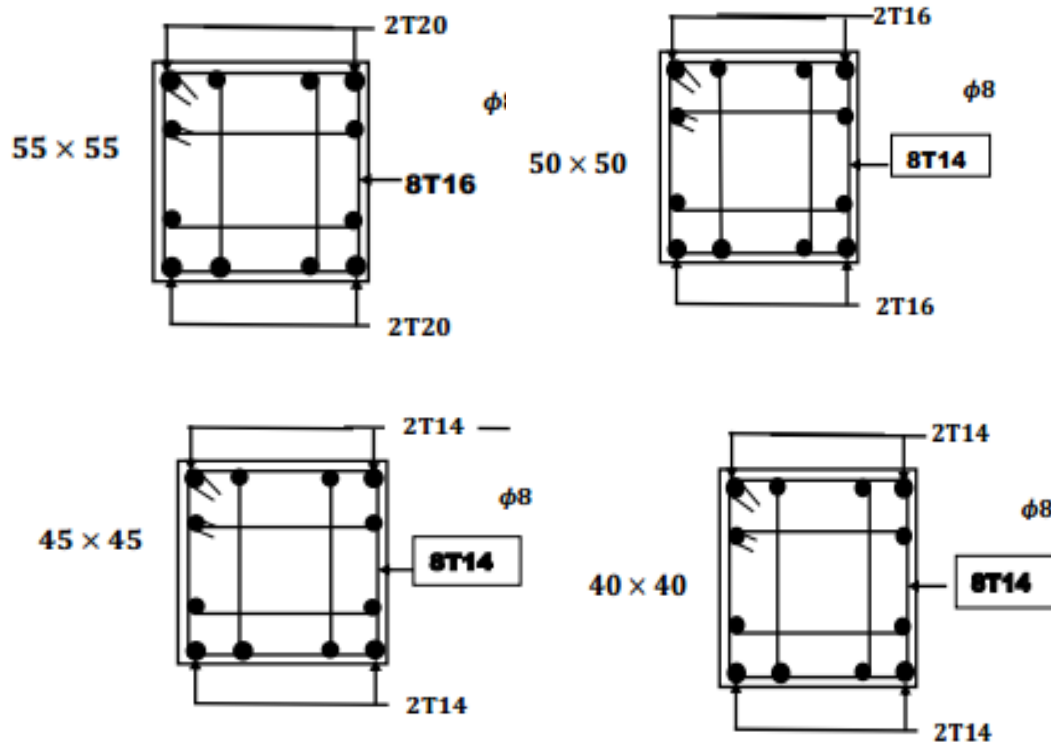


Figure V.3: Ferrailage des poteaux.

## V.4. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables.

On a deux types de poutres à étudier :

- ❖ Poutres principales → P.P. ( $40 \times 30$ )  $\text{cm}^2$
- ❖ Poutres secondaires → P.S. ( $30 \times 30$ )  $\text{cm}^2$

## V.4.1. Combinaisons spécifiques de calcul

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

## ❖ Selon BAEL 91

- E.L.U : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$
- E.L.S : Situation durable :  $G + Q$

## ❖ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Avec

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

#### V.4.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

##### V.4.2.1. Armatures longitudinales : (RPA99-2003 Art 7.5.2.1)

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$

##### V.4.2.2. Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_{1\min})$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

$\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### V.4.3. Poutre Principale

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Le calcul effectuée à la flexion simple	Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			Effort tranchant KN
	$M_t^u$	$M_t^s$	$M_t^{acc}$	$M_a^u$	$M_a^s$	$M_a^{acc}$	$T_{max}$
<b>P.P. (30X40) cm<sup>2</sup></b>	45,76	33,39	73,74	-87,69	-64,08	-105,99	142,10

Tableau V.5: Récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant pour les poutres principales

**V.4.3.1. Exemple de calcul**

On va prendre comme un exemple de calcul la poutre principale de l'étage courant

**V.4.3.1.1. Calcul des armatures longitudinales**

$h = 0,40\text{m}$  ;  $b = 0,30\text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 0,36\text{ m}$  ;  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

**1. E.L.U****a) En travée**

$$M_t^u = 45,76\text{ KN.m}$$

**❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \implies \mu = \frac{45,76 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times 0,36^2} = 0,083 < \mu_L = 0,186 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,109$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,96$$

**❖ Détermination des armatures**

$$\varepsilon = 10\text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{457,6}{348 \times 0,96 \times 0,36} = 3,80\text{cm}^2$$

**b) En Appuis**

$$M_a^u = 87,69\text{ KN.m}$$

**❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \implies \mu = \frac{87,69 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times 0,36^2} = 0,159 < \mu_L = 0,186 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,218$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,91$$

**❖ Détermination des armatures**

$$\varepsilon = 10\text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{876,9}{348 \times 0,91 \times 0,36} = 7,69\text{cm}^2$$

## 2. E.L.A

$$\text{On a: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

	M (KN.m)	M	Pivot	A <sub>u</sub> '	α	β	A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En Travée</b>	73,74	0.133	A	0	0,179	0,928	6,34
<b>En Appui</b>	-105.99	0.191	B	0	0,259	1,058	7,99

**Tableau V.6: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales a ELA**

### Section d'armature minimale

Selon l'Rpa99v2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

Pour résumer les calculs, on a :

#### a) En travée

$$A_{st} = \max (A_u ; A_a) = 6,34 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: 3T14+3T12 ( $A_{\text{adopte}} = 8,01 \text{ cm}^2$ )

#### b) En appuis

$$A_{st} = \max (A_u ; A_a) = 7,99 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: 3T14+3T12 ( $A_{\text{adopte}} = 8,01 \text{ cm}^2$ )

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,3 \times 0,36 = 1,304 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

## 3. E.L.S

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée

#### a) En travée : $M_u = 45,76 \text{ KN.m}$ ; $M_s = 33,39 \text{ KN.m}$

-Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Section rectangulaire sans A'} \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq ? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{45,76}{33,39} = 1,37$$

$$\alpha = 0,109 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Conclusion

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  Les armatures calculée à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

#### b) En appuis : $M_a = 87,69 \text{ KN. m}$ ; $M_s = 64,08 \text{ KN. m}$

-Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Section rectangulaire sans A'} \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq ? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{87,69}{64,08} = 1,37$$

$$\alpha = 0,218 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \implies \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Conclusion

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$   
 Fissuration peu nuisible }  $\implies$  Les armatures calculée à ELS seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{142,1}{0,3 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,32 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

#### V.4.3.1.2.L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 ver 2003 Art 7.5.2.2 page 53

- $S_t < \min \left( \frac{h}{4}; 10 \times \phi_{l \min}; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \implies$  Pour la zone nodale
- $S_t < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \implies$  Pour la zone nodale

Donc on prend :

- $S_t = 10 \text{ cm} \implies$  Pour la zone nodale
- $S_t = 15 \text{ cm} \implies$  Pour la zone nodale

#### ❖ Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min} \right)$$

Donc on prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (min pour RPA)

#### ❖ Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa page 52).

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
Type de plancher	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Travée			Appui			Φ (mm)	St (Zone nodal)	St (Zone courante)
		A <sub>scooter</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choise</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adope</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>scooter</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choise</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adope</sub> (cm <sup>2</sup> )			
Terrasse	6,00	5,08	3T14+ 3T12	8,01	7,27	3T14+ 3T12	8,01	8	10	15
Etage courant	6,00	6,34	3T14+ 3T12	8,01	7,08	3T14+ 3T12	8,01	8	10	15
RDC	6,00	7,48	3T12+ 3T14	8,01	7,99	3T16+ 3T16	8,01	8	10	15
Sous-sol	6,00	3,81	3T14+ 3T12	8,01	7,62	3T14+ 3T12	8,01	8	10	15

Tableau V.7: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

## V.4.3.2. Schéma de ferrailage des poutres principales

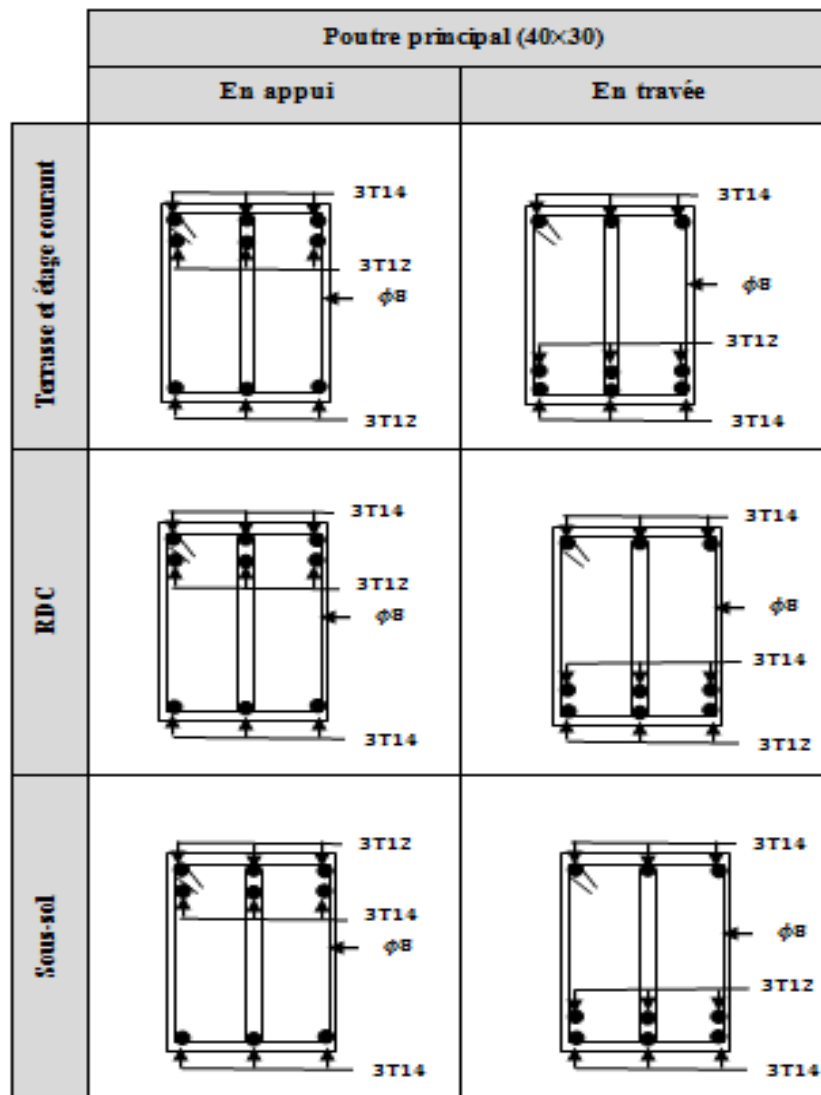


Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales

## V.4.4. Poutre secondaires

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Le calcul effectuée à la flexion simple	Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			Effort tranchant KN
	$M_t^u$	$M_t^s$	$M_t^{acc}$	$M_a^u$	$M_a^s$	$M_a^{acc}$	
P.S (30X30)	40,71	29,51	96,76	-34,76	-25,16	-98,42	126,01

Tableau V.8: Récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant pour les poutres secondaires.

Après calcul des sections de ferrillages des poutres secondaires à l'aide de logiciel SOCOTEC, on a obtenu les résultats traduit dans le tableau ci-dessous

Type de plancher	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Travée			Appui		
		A <sub>scooter</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>scooter</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	5,25	4.01	3T12+3T12	6.78	6.78	3T12+3T12	6.78
Etage courant	5,25	4.24	3T12+3T12	6.78	6.78	3T12+3T12	6.78
RDC	5,25	7.58	3T14+3T14	9.23	9.23	3T16+3T14	10.65
Sous-sol	5,25	5.49	3T14+3T12	8.01	8.01	3T14+3T14	9.23

Tableau V.9: Tableau récapitulatif du ferrillage des poutres secondaires.

V.4.4.1. Schéma de ferrillage des poutres secondaires

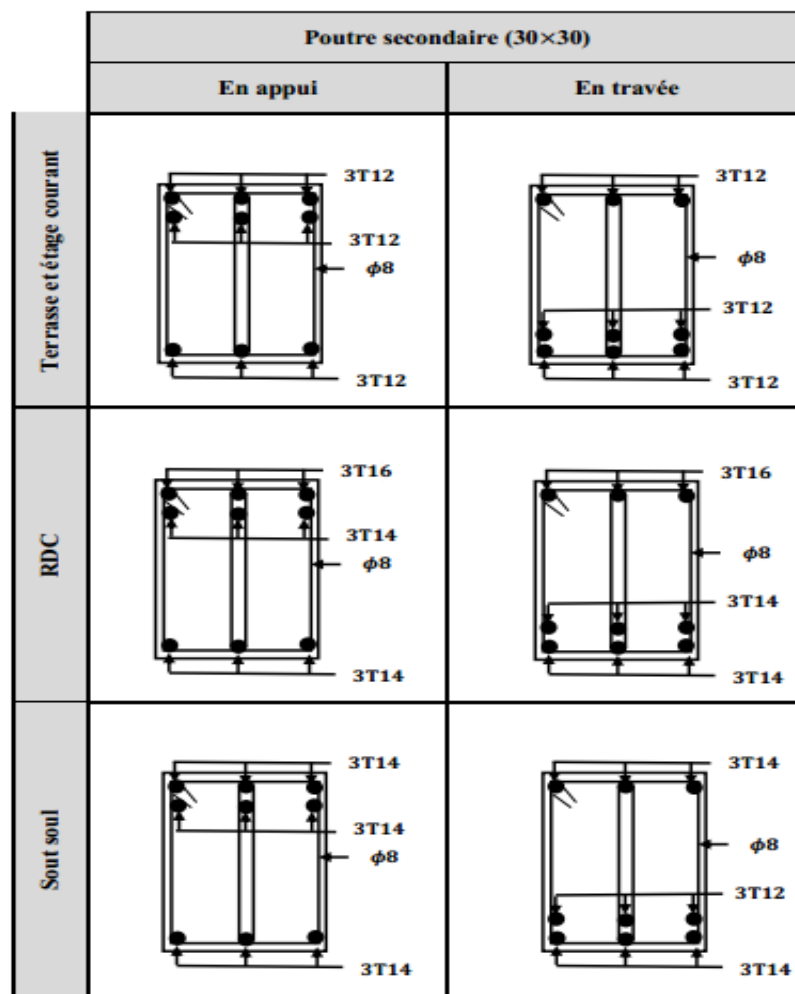


Figure V.5: Schéma de ferrillage des poutres secondaires.

## V.5. Etude des voiles

### V.5.1. Voile de contreventement

#### V.5.1.1. Introduction

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- ❖ Structures auto stables
- ❖ Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

#### V.5.1.2. Rôle de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ❖ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ❖ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

#### V.5.1.3. Sollicitation de calcul

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35 G + 1,5 Q & \text{(E.L.U)} \\ G + Q & \text{(E.L.S)} \\ G + Q \pm E & \\ 0,8G \pm E & \end{array} \right.$$

#### V.5.1.4. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \alpha = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 45,50 \text{ MPa}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

### ❖ On distingue 3 cas

#### 1<sup>er</sup> cas

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

#### 2<sup>ème</sup> cas

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = Ft / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% \times a \times L$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

#### 3<sup>ème</sup> cas

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

##### - Armatures verticales

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

##### - Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

##### - Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire

### V.5.1.5.Exemple de calcul

Notre choix a été porté sur le voile du RDC de l'axe A entre Fille 8 et 9 : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants :

Les voiles les plus sollicités dans notre structure c'est le 166.

Le calcul se effectue horizontale et verticale		VOILE N° : 166			
		TYPE	V(KN)	M(KN.M)	H(KN)
(1)	ELU	ELU	537.12	2.59	2.41
2	G+Q+EX	ACC	367.36	-178.68	72.71
3	G+Q-EX	ACC	409.21	182.30	-69.20
4	G+Q+EY	ACC	-130.11	-9.08	13.10
(5)	G+Q-EY	ACC	906.69	12.70	-9.59
6	0.8G+EX	ACC	220.75	-179.82	72.17
7	0.8G-EX	ACC	262.59	181.16	-69.74
8	0.8G+EY	ACC	-276.73	-10.22	12.56
9	0.8G-EY	ACC	760.07	11.56	-10.13

Tableau V.10: Les résultats de Voile des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant.

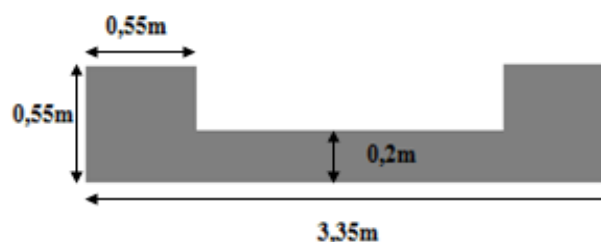


Figure V.6: Section du Voile étudié

- Longueur :  $L = 3.35 \text{ m}$
- Epaisseur :  $e_p = 0,20 \text{ m}$
- La section :  $A = (3,35 - 0,55) \times 0,2 = 0,56 \text{ m}^2$
- Moment d'inertie :  $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,06^3}{12} = 0,4775 \text{ m}^4$

### 1. Détermination des contraintes

$$N = 906,69 \text{ KN.}$$

$$M = 2,59 \text{ KN.m.}$$

$$V = 2,41 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{906,69 \times 10^{-3}}{0,56} + \frac{2,59 \times 2,41 \times 10^{-3}}{0,4775} = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{906,69 \times 10^{-3}}{0,56} - \frac{2,59 \times 2,41 \times 10^{-3}}{0,4775} = 1,61 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

### 2. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15 \% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 3. Le diamètre

$$D \leq 1/10 \times a$$

$$D \leq (1/10) \times 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

### 4. L'espacement

- Selon le BAEL 91, on a

$$S_t \leq \min \{2a; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a

$$S_t \leq \min \{1,5a; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min \{S_t \text{ BAEL}; S_t \text{ R.P.A99}\}$$

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

On adopte un espacement égal à :  $15 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures verticales est de 7T12 soit :  $A_{st} = 7,91 \text{ cm}^2$

### 5. Détermination des armatures horizontales

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec

$A_v$  : est la section des armatures verticales

$$A_h = \frac{2}{3} \times 12 = 8 \text{ mm}^2$$

On prend:  $A_h = 10 \text{ mm}^2$

Soit : 7T10 de section  $A_{st} = 5,5 \text{ cm}^2$

## 6. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times l}$$

Avec :

$\bar{T} = 1,4T$  (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

l : longueur du voile

$$\text{Donc : } \tau_b = \frac{1,4 \times 0,81 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4,67} = 0,0012 \text{ MPa}$$

$$0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,0012 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 7. Schéma de ferrailage



Figure V.7: Schéma de ferrailage du voile.

### V.5.2. Voile périphérique

#### V.5.2.1. Introduction

Selon le RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $40\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles

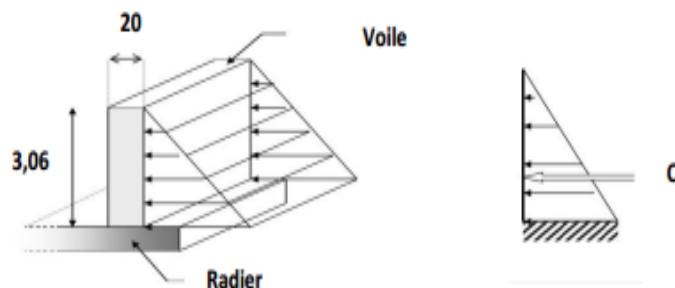


Figure V.8: schéma du voile périphérique.

### V.5.2.2. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 3,4 \text{ m} ; L_y = 5,27 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm.}$$

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$q = 1,35 \times \gamma \times h \times A \quad ; \quad A = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

Avec

$$\gamma : \text{Poids volumique des terres } \gamma = 19 \text{ KN/m}^3$$

A : Coefficient de poussée.

h : Hauteur du mur voile ( $h = 3,40 \text{ m}$ )

$\varphi$  : Angle de frottement ( $\varphi = 30^\circ$ )

#### a) La poussée des terres

$$Q = 0,33 \times 19 \times 3,06 = 21,32 \text{ KN/ml}$$

#### b) Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$p = 10 \times 0,33 = 3,3 \text{ KN/ml}$$

### V.5.2.3. Calcul de sollicitation

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{306}{335} = 0,91 > 0,4 \text{ (La dalle travaille dans les 2 sens).}$$

$$\rho = 0,65 \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

#### 1. E.L.U

$$q_u = 1,35Q + 1,5p = 36,23 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 0,0751 \times 36,23 \times 3,35^2 = 31,45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,3613 \times 31,45 = 14,36 \text{ KN.m}$$

## ❖ En travée

$$M_{Tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 31,45 = 26,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 14,36 = 12,21 \text{ KN.m}$$

## ❖ En appui

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 0,5 \times 31,45 = 15,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 0,5 \times 14,36 = 7,18 \text{ KN.m}$$

On a :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm.}$$

	position	M (KN/m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Ast adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix	Esp (cm)
Sense X	Travée	26,73	0,058	0,074	0,97	4,39	2	5,65	5T12	15
	Appuis	15,73	0,034	0,043	0,98	2,56	2	4,52	4T12	15
Sense Y	Travée	12,21	0,026	0,032	0,98	1,98	2	3,93	5T10	15
	Appuis	7,18	0,016	0,020	0,99	1,15	2	3,14	4T10	15

Tableau V.11: Calcul du ferrailage du voile périphérique.

## ❖ Condition de non fragilité

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 18 = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

## ❖ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{73,75}{1 \times 0,18} \times 10^{-3} = 0,41 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

## 2. E.L.S

$$q_{ser} = p + q = 24,62 \text{ KN/ml}$$

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée

-Flexion simple  
 -Section rectangulaire sans A'  
 -Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

		$M_s$ (KN/m)	$M_u$ (KN/m)	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens XX	Travées	19.47	26.73	1.37	0.074	0.435	C.V
	Appuis	11.45	15.73	1.37	0.043	0.435	C.V
Sens YY	Travées	10.19	12.21	1.19	0.032	0.345	C.V
	Appuis	5.99	7.18	1.19	0.020	0.345	C.V

Tableau V.12: vérification de voile périphérique pour le béton à l'ELS.

❖ Conclusion

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$   
 Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  Les armatures calculée à ELU convient pour l'ELS

3. Schéma de ferrailage

Sens XX et YY

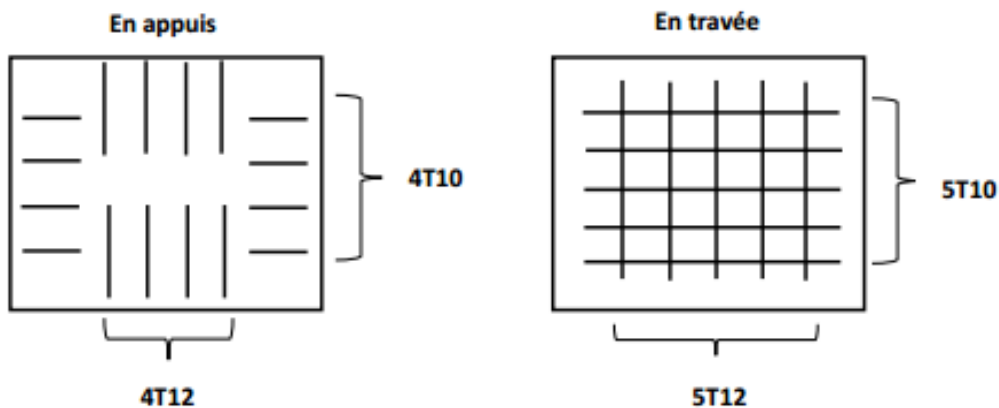
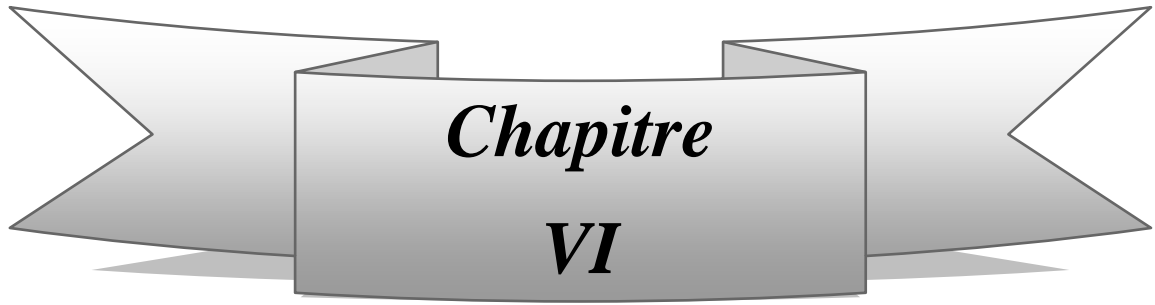


Figure V.9: Ferrailage du voile périphérique.



# *Les fondations*

## **VI.1. Introduction**

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité.
- ❖ La capacité portance de terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

## **VI.2. Stabilité des fondations**

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- ❖ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- ❖ Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

## **VI.3. Choix du type de fondation**

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à 1,50 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évidé.
- ❖ Radier général.

## Le choix du type de fondation dépend du

- ❖ Type d'ouvrage construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portance de terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le pré dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour **un radier général** a fin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

## Dispositions du Radier général

### ❖ Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

### ❖ Charge admissible au sol

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résultant : de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

### ❖ Combinaisons d'action à considérer

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

### ❖ Sollicitations

Les calculs des fondations sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique s'effectue à (E.L.U).

## VI.4. Pré dimensionnement du radier général

### VI.4.1. La Condition de coffrage

La portée la plus grande entre axes des appuis  $L_{\max} = 5,05\text{m}$ .

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{505}{10} = 50,5\text{cm} \rightarrow \text{Soit } h_t = 60\text{cm}$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = 25,25\text{cm} \rightarrow \text{Soit } h_0 = 30\text{cm}$$

### VI.4.2. Vérification de condition de rigidité

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

- ❖ E : module d'élasticité du béton E = 32164200 KPa.
- ❖ I : inertie de la section du radier.
- ❖ K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc K = 4×10<sup>3</sup>KN/m<sup>3</sup>).
- ❖ b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,58\text{m}$$

On prend :  $h_t = 60\text{cm}$

A partir de ces conditions précédentes on prend :

- La dalle :  $h_d = 30\text{ cm}$
- La nervure :  $(b \times h) = (50 \times 60)\text{ cm}^2$

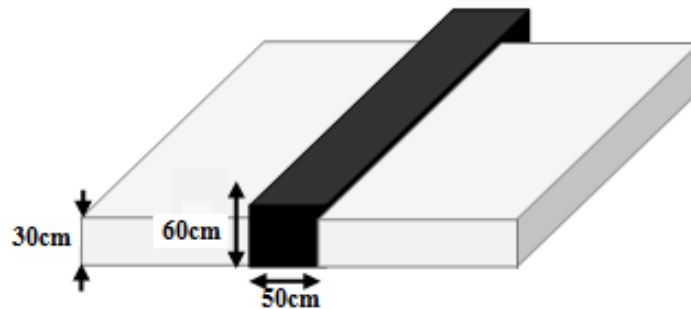


Figure VI.1: Dimensions du radier

### VI.4.3. La surface du radier

$$S_{\text{rad}} > \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

N: Effort transmis de la super structure + poids du radier + poids des terres.

#### ❖ Poids du radier

$$P_{\text{rad}} = S_{\text{structure}} \times h_0 \times \gamma_b = 453,57 \times 0,3 \times 25 = 3401,76\text{KN}$$

#### ❖ Poids des terres

$$P_{\text{terres}} = S_{\text{structure}} \times (D - h_t) \times \gamma_h = 453,57 \times (1,5 - 0,8) \times 19 = 6032,481\text{KN}$$

D : Ancrage du radier.

Alors

$$N_u = 3401,76 + 6032,48 + 43316,44 = 52750,68\text{KN}$$

$$S_{\text{rad}} > \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{52,75068}{0,2} = 263,8\text{m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 453,57\text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 263,8\text{m}^2 \rightarrow S_{\text{batiment}} = S_{\text{rad}} = 453,57\text{ m}^2$$

#### VI.4.4. Les différentes sollicitations

Après une modélisation du radier avec le logiciel ROBOT, "Elément plaque Sur sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	Combinaison	M <sub>11</sub> [KN.m]	M <sub>12</sub> [KN.m]
Appuis	ELU	567	530
	ELS	466	436
Travée	ELU	370	269
	ELS	254	214

Tableau VI.1: sollicitations du radier

#### VI.4.5. Calcul des armatures

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de (1x 1) m<sup>2</sup> et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

La partie la plus sollicitée est la partie d'extrême de bâtiment.

##### a) En travée

##### a) ELU

##### - Ferrailage suivant L<sub>x</sub>

$$d=0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = 0,54\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{370 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,089$$

$\mu = 0,089 < 0,392$  (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,12$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,95$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3700}{0,95 \times 0,54 \times 348} = 20,73\text{cm}^2$$

Ferrailage choisi est de 8T20 de section 25,13cm<sup>2</sup>.

##### - Ferrailage suivant L<sub>y</sub>

$$d=0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = 0,54\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{12}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{269 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,065$$

$\mu = 0,065 < 0,392$  (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,08$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,97$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2690}{0,97 \times 0,54 \times 348} = 14,76 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de 6T20 de section 18,85cm<sup>2</sup>

❖ **Armatures minimales (min RPA)**

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 100 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ calculé}} \geq A_{st \text{ min}}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (6 \text{ cm}^2 ; 6,52 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$$

**b) ELS**

-Flexion simple  
 -Section rectangulaire sans A'  
 -Acier FeE400

}  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

**Le moment maximum en travée:  $M_s = 254 \text{ KN.m}$**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{370}{254} = 1,46 \implies \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,46-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48$$

$\alpha = 0,08 < 0,48 \rightarrow$  condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**b) En appuis**

**a) ELU**

- **Ferrailage suivant  $L_x$**

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{567 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,137$$

$\mu = 0,137 < 0,392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,185$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,93$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5670}{0,93 \times 0,54 \times 348} = 32,44 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de 12T20 de section 37,7cm<sup>2</sup>.

Espacement :  $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Ferraillage suivant  $L_y$**

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{12}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{530 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,128$$

$\mu = 0,128 < 0,392$  (Acier FeE400)  $\rightarrow$  pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,172$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,93$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5300}{0,93 \times 0,54 \times 348} = 30,33 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de 10T20 de section 31,42 cm<sup>2</sup>

❖ **Armatures minimales (min RPA)**

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 100 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ calculé}} \geq A_{st \text{ min}}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (6 \text{ cm}^2 ; 6,52 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$$

**b) ELS**

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A'  $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \end{array} \right.$

-Acier FeE400

Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.

Le moment maximum en travée:  $M_s = 466 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{567}{466} = 1,21 \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36$$

$\alpha = 0,172 < 0,36 \rightarrow$  condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**VI.4.6. Vérification de l'effort tranchant**

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 5 \text{ MPa} \right) = \min (2,25 ; 5) = 2,25 \text{ MPa}$$

Fissuration très nuisible

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{bati}}} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{52750,68}{453,57} \times \frac{5,05}{2} \times 1 = 293,7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{293,7 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 0,54 \text{ MPa} < 2,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$   $\Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

#### VI.4.7. Ferrailage transversale

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (Fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

##### ❖ Selon le CBA 93 (page 40)

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right) \quad [3] \text{ (page 49)}$$

##### ❖ Selon le RPA 99 [2] (page 53)

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

$\phi_l$  : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t$  : diamètre minimum des armatures transversales.

##### ❖ Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,021 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1,54 \text{ cm} ; 2 \text{ cm} ; 6 \text{ cm}) = 1,54 \text{ cm}$$

❖ Selon le « RPA 99 version 2003 »

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

On adopte :  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

### Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min (20; 15 \Phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (20; 30) \text{ cm}$$

On adopté pour :  $S_t = 8 \text{ cm}$

### VI.4.8. Schéma de ferrailage

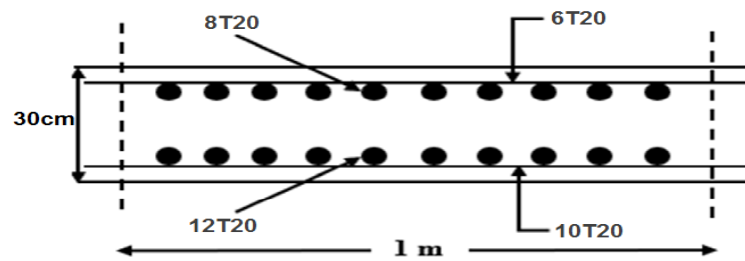


Figure VI.2: Ferrailage de la dalle du radier.

### VI.4.9. Les vérifications nécessaires du radier

#### a) Vérification au poinçonnement (B.A.E.L99modifié99)

La condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_x \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité (KN).

$$N_u = 1845,483 \text{ MN}$$

$Q_u$  : Charge de calcul du poteau (KN)

$$\mu_x : \text{Périmètre d'impact de la charge (m)} : \mu_x = 2 [2(a + b) + 2 h]$$

- a, b: Dimension du poteau (m).

- h : Épaisseur du radier.

$$\mu_x = 2 [(0,55 + 0,55) + 2 \times 0,6] = 6,8 \text{ m}$$

$$Q_u = 0,045 \times 6,8 \times 0,6 \times \frac{25}{1,5} = 3,06 \text{ MN}$$

$N_u = 1,84 \text{ MN} \leq Q_u = 3,06 \text{ MN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### b) Vérification de la contrainte du sol

A l'absence de rapport géotechnique nous avons considéré que le sol est meuble avec

$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars}$

#### 1. La condition qu'on doit vérifier est la suivante

$\sigma_b < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec :  $\sigma_b = \frac{Q_s}{A}$

$A = 453,57 \text{ m}^2$  (surface du bâtiment)

$Q_s = 55492 \text{ KN}$  (la somme de forces verticales)

$\sigma_b = 1,22 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars}$

#### 2. On doit vérifier que

$\sigma_{\text{ELS}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

$\sigma_{\text{ELS}} = k \times Z_{\text{max}}$

Coefficient de BALLASTE K est estimé à  $2\bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow K = 30000 \text{ KN/m}^3$

Après la modélisation du radier par le ROBOT on a obtenu un déplacement maximum égale à  $Z_{\text{max}} = 2,4 \times 10^{-3} \text{ m}$

$\sigma_{\text{ELS}} = 30000 \times 2,4 \times 10^{-3} = 72 \text{ KN/m}^2 = 0,72 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{CV}$

### Conclusion

Après avoir fait toutes ces vérifications on récapitule que :

> L'épaisseur du radier qu'on a choisi (0.6m) est suffisante

## VI.5. Calcul de Ferrailage de la nervure

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

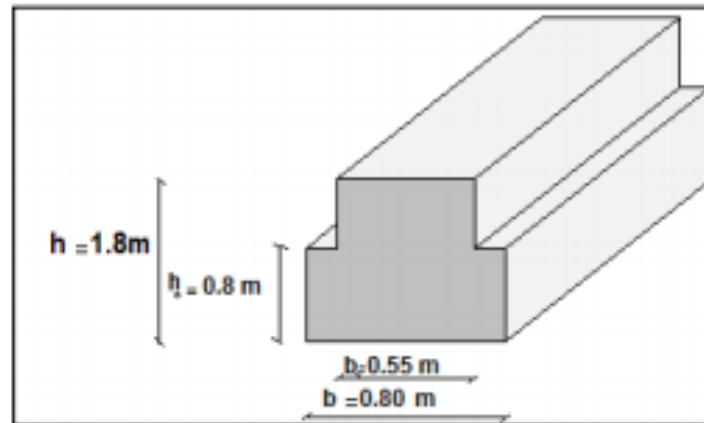


Figure VI.3: dimension de la nervure

### VI.5.1. Ferrailage longitudinal

#### 1. ELU

##### a) En travée

Le moment maximum en travée  $M_{t \max} = 402,93 \text{ KN.m}$ .

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d - h_0/2).$$

On a:  $b = 0,80 \text{ m}$  ;  $h_0 = 0,80 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 1,62 \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,80 \times 0,8 \times 14,17 \times (1,62 - 0,80/2) = 11,06 \text{ MN.m.}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$  : l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section était rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{402,93 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,80 \times 1,62^2} = 0,013 < \mu_L = 0,187 \Rightarrow \text{donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,99$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4029,3}{348 \times 0,99 \times 1,62} = 7,23 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 4T16$  » de section 8,04 cm<sup>2</sup>/ml

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (1,4 \text{ cm}^2 ; 1,7 \text{ cm}^2)$$

Donc : 7,23 cm<sup>2</sup> > 1,7 cm<sup>2</sup> .....CV

**b) En appui**

Le moment maximum en travée  $M_{t \max} = 440,35 \text{ KN.m}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{440,35 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,55 \times 1,62^2} = 0,021 < \mu_L = 0,187 \Rightarrow \text{donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,99$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4403,5}{348 \times 0,99 \times 1,62} = 7,9 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 4T16$  » de section 8,04 cm<sup>2</sup>/ml

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b_0 \times h}{1000} ; 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (6,91 \text{ cm}^2 ; 4,18 \text{ cm}^2)$$

Donc : 7,9 cm<sup>2</sup> > 6,91 cm<sup>2</sup> .....CV

**2. ELS**

**a) Le moment en travée :  $M_{t \max} = 324,83 \text{ KN.m}$**

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A' }  $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{402,93}{324,83} = 1,24$$

$$\alpha = 0,017 \leq \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,370 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## ❖ Conclusion

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$   
 Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  Les armatures calculée à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

**b) Le moment sur appui:**  $M_{a \max} = 245.36 \text{ KN.m}$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A' }  $\Rightarrow \alpha \leq ? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{440,35}{245,36} = 1,794$$

$$\alpha = 0,027 \leq \frac{1,794-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,647 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## ❖ Conclusion

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$   
 Fissuration peu nuisible }  $\Rightarrow$  Les armatures calculée à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

**VI.5.2.Ferrailage transversales**

## ❖ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{337,34 \times 10^{-3}}{0,55 \times 1,62} = 0,37 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement.

## ❖ Calcul du diamètre des armatures transversales

$$\emptyset \leq \min \left( \frac{h}{35}; \emptyset; \frac{b_0}{10} \right) \text{ cm}$$

Avec

$\emptyset_i = 1,4 \text{ cm}$  (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\Rightarrow \emptyset_i \leq \min \left( \frac{180}{35}; 1,4; \frac{55}{10} \right) \text{ cm} \Rightarrow \emptyset_i \leq 1,4 \text{ cm}$$

Alors on adopte un choix de :  $\emptyset 10$ .

## ❖ Calcul de l'espacement

Vérification RPA :

- Dans la zone nodale :  $S \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\emptyset_1; 30 \right) \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $S' \leq \frac{h}{2}$

$\emptyset_1$ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée

Alors

- $S \leq \min\left(\frac{180}{4}; 12 \times 1,4; 30\right) \text{cm} = 16,8 \text{cm} \longrightarrow S = 15 \text{cm}$
- $S' \leq \frac{180}{2} = 90 \text{cm} \longrightarrow S' = 20 \text{cm}$

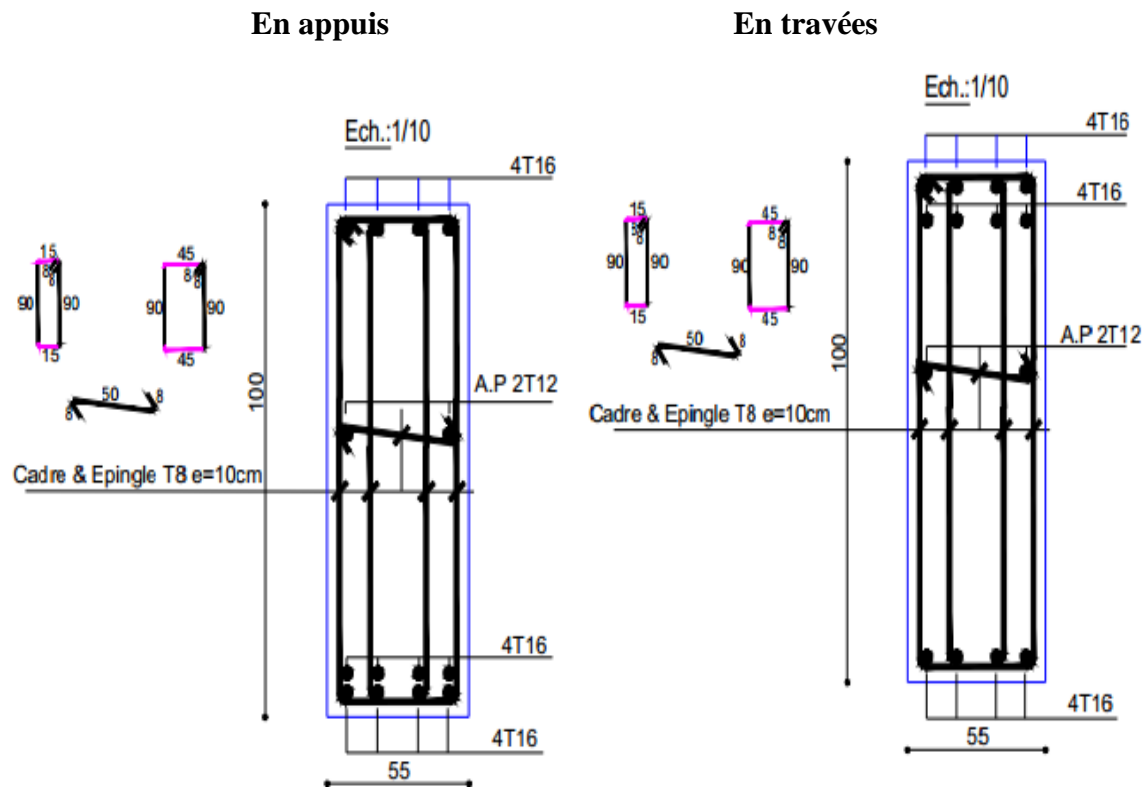


Figure VI.4: Schéma de ferrailage des nervures.

## VI.6. Etude des longrines

### VI.6.1. Introduction

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Site de catégorie S2, S3

$(30 \times 35) \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Site de catégorie S4

Donc on va adopter une longrine de  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{KN}$$

Avec

$N = 1845,483 \text{ MN}$  (effort normal maximal du poteau)

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone II ; site 3  $\rightarrow \alpha = 12$

$$F = \frac{1845,483}{12} = 153,79 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### VI.6.2. Calcul du ferrailage

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{1537,9}{348} = 4,42 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de non fragilité

En prend la section minimale

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times 2,1/400 = 1,14 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Armatures minimales (min RPA)

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ calculé}} = 4,42 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 5,25 \text{ cm}^2$$

D'où le ferrailage choisi :  $A_{st} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

#### ❖ L'espacement des cadres

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\varnothing)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 1,4) = (20 \text{ cm}; 21 \text{ cm})$$

On adopt:  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### ❖ Les armatures transversals

On choisit forfaitairement :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

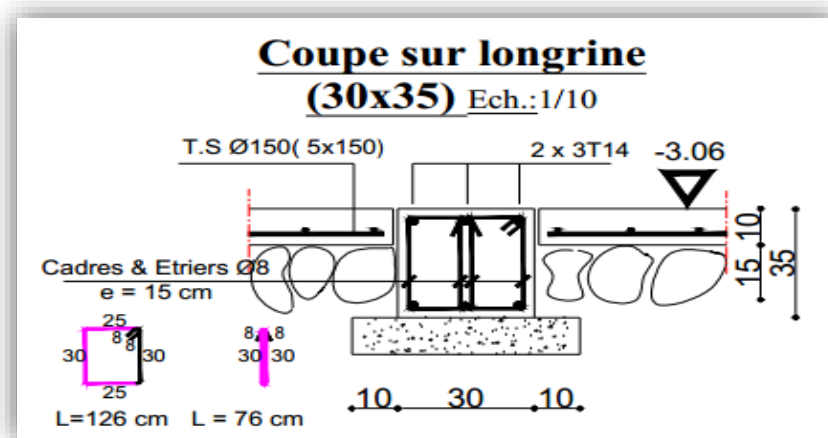


Figure VI.5: ferrailage de la longrine.



***Conclusion  
Générale***

## Conclusion générale

---

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré-dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des logiciels ROBOT permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour moi. Il m'a fourni les moyens nécessaires qui m'aident à affronter la vie professionnelle.

En espérant que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants chercheurs.



***Bibliographie***



## REGLEMENT

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- ❖ RNV99 : Règlement Neige et Vent 99

## LIVRES

- ❖ Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- ❖ Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre – Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

## COURS

- ❖ Résistance des matériaux
- ❖ Béton armé
- ❖ Dynamique des structures
- ❖ Cours de bâtiment
- ❖ Génie sismique

## THESE

- ❖ Etude d'un bâtiment en R+9+sous-sol contreventement mixte...UBMA
- ❖ Etude d'un bâtiment en béton armé (RDC+ 9 étages +s/sol).....USDB

## LOGICIELS

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ROBOT v 2014
- ❖ Logiciel de ferrailage EXPERT 2010
- ❖ EXCEL 2007
- ❖ WORD 2007
- ❖ AUTO CAD 2013
- ❖ SOCOTEC



## ANNEXE I

### Sections réelles d'armature

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

φ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## ANNEXE II

## Dalles rectangulaires uniformément charge articulées sur leur contour

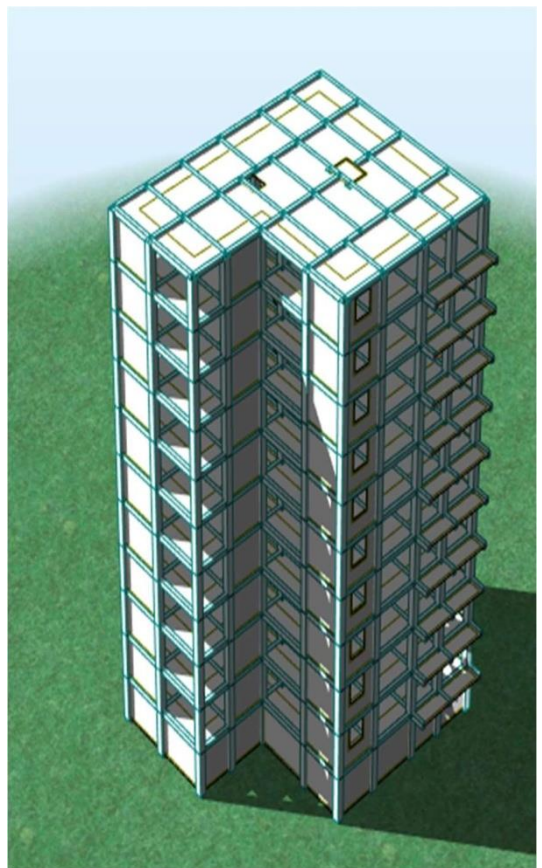
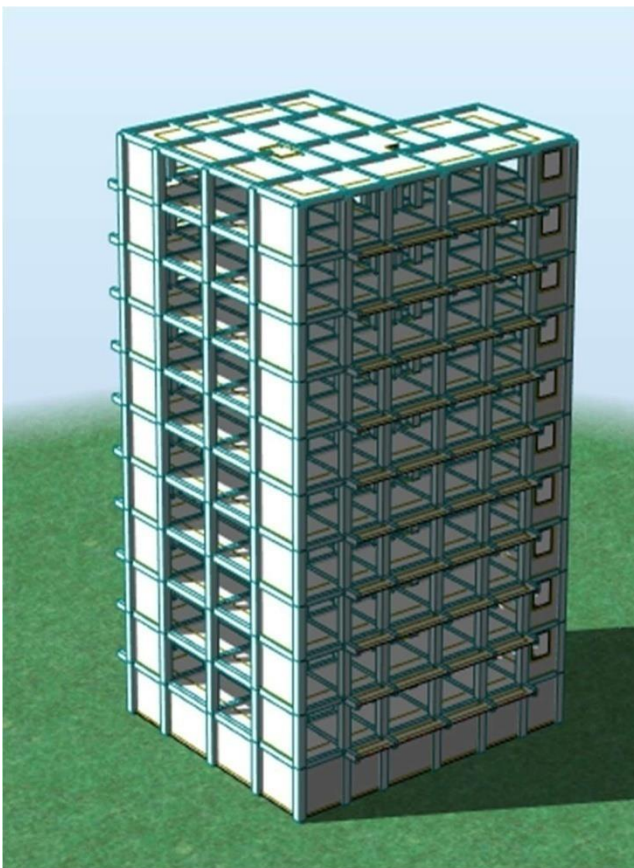
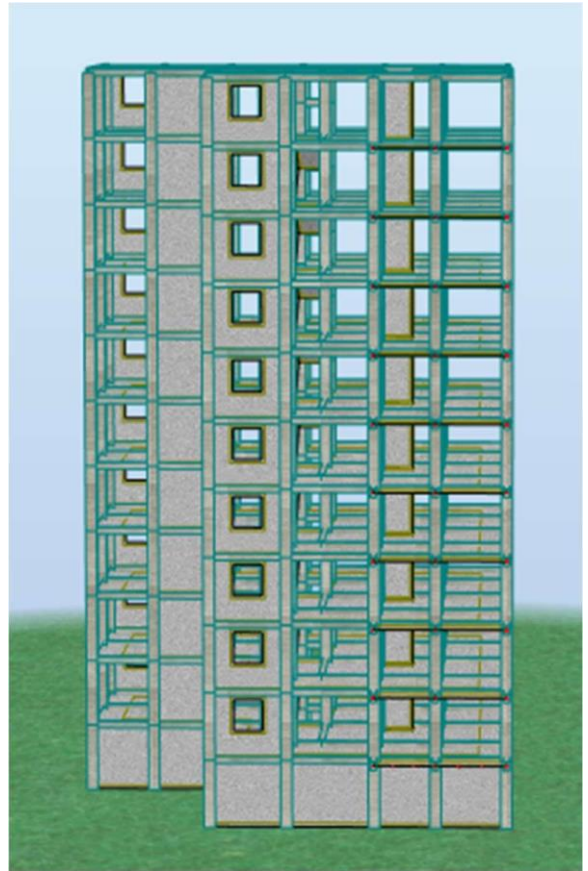
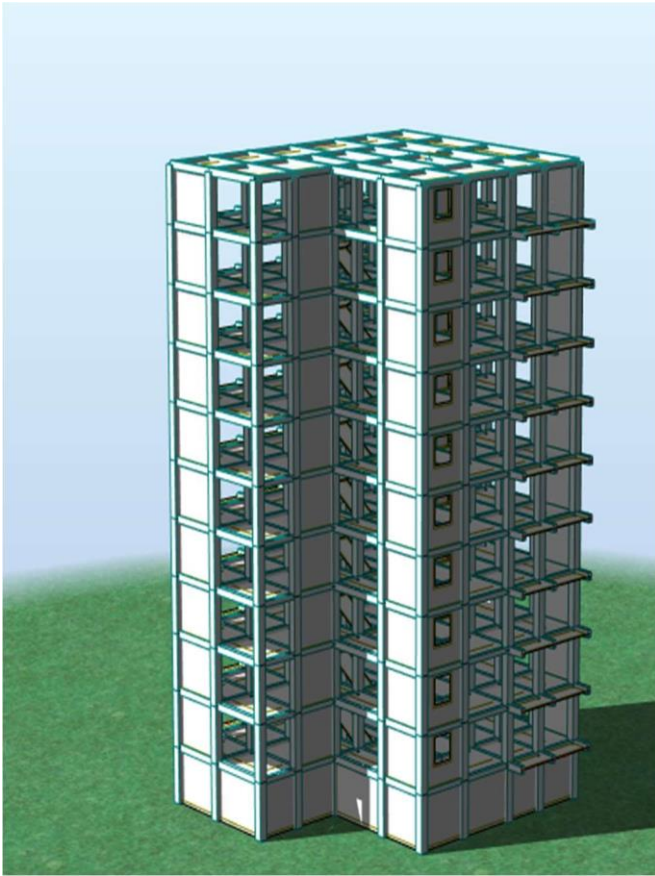
$\alpha = \frac{L_y}{L_x}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

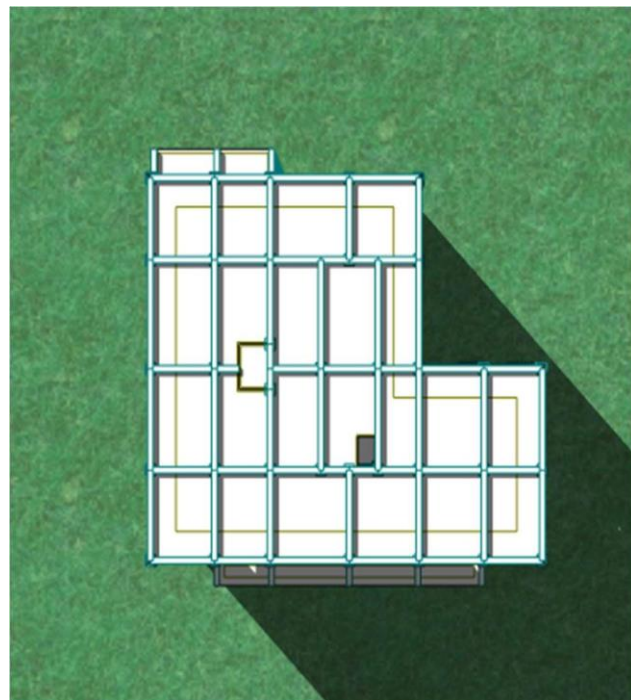
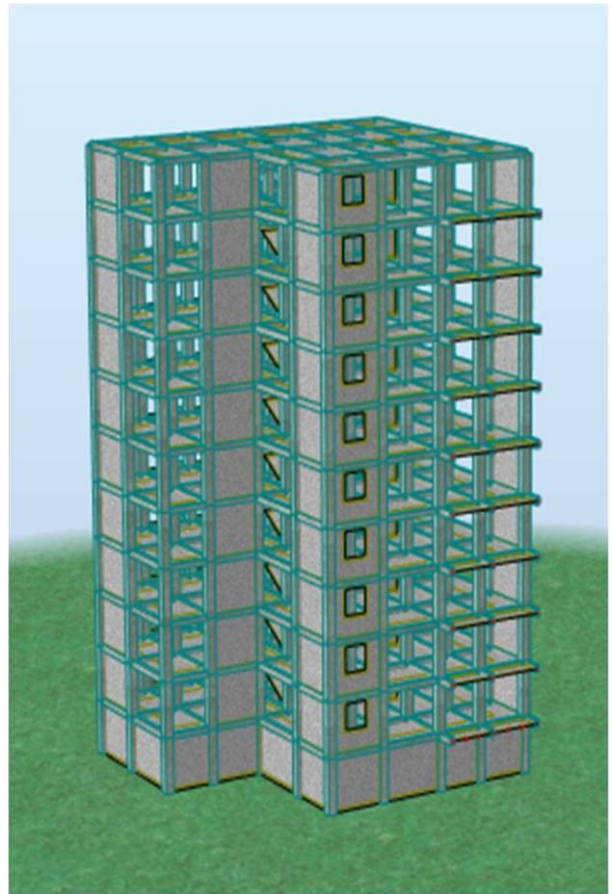
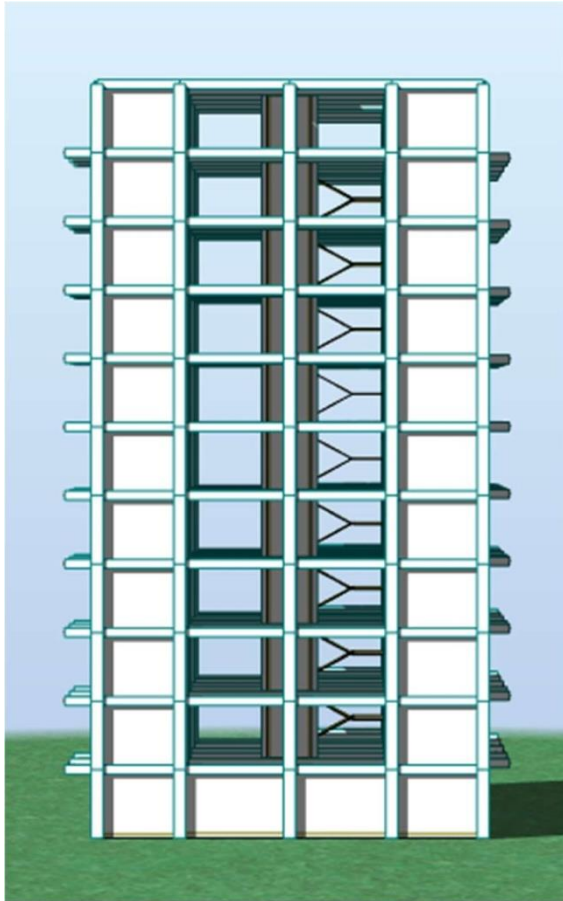


***Plan de la  
structure***



# Vue le plan par logiciel ROBOT





# Notation

$A'$ ,  $A_{ser}$  : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

$A_t$  : Section d'un cours d'armature transversal.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$e$  : Epaisseur.

$\alpha$  : Coefficient de la fibre neutre

$B$  : Aire d'une section de béton.

$B_r$  : Section réduite.

$B, b$  : la largeur (m).

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

$C_u$  : La cohésion du sol ( $\text{KN/m}^2$ ).

$D$  : Diamètre, dalle

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

$E_i$  : Module d'élasticité instantanée.

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

$E_d, E_c$  : Sont les modules de déformation.

$e_v$  : épaisseur du voile.

$F$  : Force ou action générale.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

$f_{ji}$  : la flèche correspondant à  $j$ .

$f_{gi}$  : la flèche correspondant à  $g$ .

$f_{qi}$  : la flèche correspondant à  $q$ .

$f_{gv}$  : la flèche correspondant à  $v$ .

$\Delta f_i$  : la flèche totale.

$\Delta f_{\text{adm}}$  : la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie ( $m^4$ ).

$I_{ji}$  : Moment d'inertie correspondant à j.

$I_{gi}$  : Moment d'inertie correspondant à g.

$I_{qi}$  : Moment d'inertie correspondant à q.

$I_{gv}$  : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

$q_u$  : charge ultime.

$q_s$  : charge de service..

L : Longueur ou portée.

$L_{\text{max}}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

$L_x$  : distance entre nus de poutrelles.

$L_y$  : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$l'$  : longueur fictive.

$l'_g$  et  $l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

$M_a$  : Moment sur appui.

$M_u$  : Moment de calcul ultime.

$M_{\text{ser}}$  : Moment de calcul de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_0$  : moment isostatique.

$M_i$  : Moment à l'appui i

$M_g$  et  $M_d$ : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$M_j$  : Moment correspondant à j.

$M_g$  : Moment correspondant à g.

$M_q$  : Moment correspondant à q.

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

$n$ : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

$N_{Tot}$ : Poids total transmis par la superstructure (KN).

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

$P_g$  et  $P_d$ : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

$R$  : coefficient de comportement global.

$S$  : Section, surface

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

$S_t$  : Espacement des armatures.

$T$  : Effort tranchant.

$T_2$ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$  : Effort tranchant.

$W$ : poids propre de la structure.

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

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

$X, Y$  et  $Z$  : Coordonnées en général.

$Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.

$Z$  : Coordonnée, bras de levier

$Z$  : profondeur au-dessous de la fondation (m).

$b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

$d$  : Hauteur utile.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$f$  : Flèche.

$f_{bu}$  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

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

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

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_j$  : Contrainte correspondant à j.

$\sigma_g$  : Contrainte correspondant à g.

$\sigma_q$  : Contrainte correspondant à q.

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $t/m^3$ ).

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

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

$\eta$ : Facteur d'amortissement.

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

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané.

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

# Sommaire

**Remerciement**

**Dédicaces**

**Résumé**

**Introduction générale .....1**

## **Chapitre I: Généralité**

I.1.Introduction.....2

I.2. Implantation du projet.....2

I.3. Description du projet .....3

I.4. Objectif du travail .....3

I.5. Caractéristiques géométriques du bâtiment .....3

I.6. Caractéristiques structurales .....4

I.6.1. Ossature de l'ouvrage.....4

I.6.2. Plancher .....4

I.6.3. Escalier .....5

I.6.4. La Maçonnerie .....5

I.6.5. Revêtement .....6

I.6.6. contreventement .....6

I.6.7. L'acrotère .....6

I.6.8. Terrasse .....7

I.6.9. balcon .....7

I.6.10. Fondation.....7

I.6.11. Ascenseur .....7

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	7
I.7.1. Le béton.....	7
I.7.2. Acier .....	11

## **Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente des charges**

II.1. Pré-dimensionnement .....	13
II.1.1. Pré-dimensionnement des poutres.....	13
II.1.1.1. Critère de flèche .....	13
II.1.1.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003.....	13
II.1.1.3. Les poutres principales .....	13
II.1.1.4. Les poutres secondaires (Chaînages) .....	14
II.1.1.5. Evaluation de la charge des Poutres .....	15
II.1.2. Pré-dimensionnement des poteaux .....	16
II.1.2.1. On adopte préalablement la section .....	16
II.1.2.2. Vérification (conditions minimales) .....	16
II.1.2.3. Evaluation des charges des poteaux.....	17
II.1.3. Pré-dimensionnement des planchers .....	18
II.1.3.1. Plancher à corps creux .....	18
II.1.3.2. Plancher dalle pleine .....	19
II.1.4. Pré-dimensionnement des poutrelles .....	20
II.1.5. Pré-dimensionnement des balcons .....	21
II.1.6. Pré-dimensionnement des escaliers.....	21
II.1.6.1. Définition .....	21
II.1.6.2. Dimensionnement .....	22
II.1.7 Pré-dimensionnement de l'acrotère .....	23
II.1.7.1. Définition .....	23
II.1.7.2. Pour la terrasse inaccessible .....	23

II.1.8. Pré-dimensionnement des voiles .....	24
II.1.8.1. Epaisseur du voile .....	25
II.1.8.2. Longueur minimale .....	25
II.1.8.3. Type de voile.....	25
II.1.8.4. Voile périphérique de sous- sol.....	26
II.1.9. Pré-dimensionnement d'ascenseur .....	26
II.1.9.1. Définition.....	26
II.1.9.2. Caractéristiques d'ascenseur .....	26
II.1.9.3. Pré dimensionnement .....	27
II.1.9.4. Evaluation des charges et surcharges .....	27
II.2. Descente des charges .....	28
II.2.1. Introduction .....	28
II.2.2. Descente de charges des dalles.....	29
II.2.2.1. Plancher de la terrasse inaccessible .....	29
II.2.2.2. Plancher étage courant corps creux .....	29
II.2.2.3. Balcon.....	30
II.2.3. Murs.....	31
II.2.3.1.Murs extérieurs (double parois) .....	31
II.2.3.2. Murs intérieurs (simple paroi).....	32
II.2.4. Escaliers.....	32
II.2.4.1. Palier .....	32
II.2.4.2. Paillasse .....	32
II.2.5. Voile.....	33

II.2.6. Descente de charge pour Poteaux le plus sollicité.....	33
II.2.6.1. La surface complète.....	35
II.2.6.2. Calcul des poids des éléments.....	36
II.2.6.3. Loi de dégression.....	36
II.2.6.4. Vérification de pré dimensionnement.....	38
II.2.6.5. Critère de stabilité de forme.....	39
II.2.6.6. Calcul de la section suivant RPA 99 .....	40
II.2.6.7. Vérification du poteau au flambement.....	40
II.2.6.8. Détail des étapes précédent sous forme de tableau.....	41

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

III.1. Introduction.....	45
III.2.Étude du plancher.....	45
III.2.1. Introduction .....	45
III.2.2. Etude du Plancher à corps creux .....	45
III.2.3. Vérification des conditions.....	45
III.2.4. Types de poutrelles.....	46
III.2.5. Les charge des poutrelles .....	48
III.2.6. Détermination des efforts internes.....	48
III.2.7. Ferrailage des poutrelles .....	57
III.2.8. Ferrailage de la dalle de compression.....	62
III.2.9. La dalle pleine.....	63
III.3. Étude du l'acrotère .....	66
III.3.1. Définition .....	66

III.3.2. Les hypothèses de calcul .....	66
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges .....	67
III.3.4. Calcul de la force sismique (Fp) .....	67
III.3.5. Calculs des sollicitations .....	67
III.3.6. Ferrailage.....	68
III.4. Étude des escaliers .....	72
III.4.1. Introduction.....	72
III.4.2. Type d'escalier .....	72
III.4.3. Calculs des réactions.....	73
III.4.4. Ferrailage.....	74
III.4.5. Etude de La poutre palière.....	77
III.5. Étude des Balcons.....	81
III.5.1. L'épaisseur est conditionnée par .....	81
III.5.2. Evaluation des charges .....	81
III.5.3. Combinaison des charges.....	82
III.5.4. Ferrailage.....	82

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1.Introduction .....	86
IV.2.Présentation du Logiciel ROBOT.....	86
IV.3.Objectif de l'étude dynamique.....	86
IV.4.Méthode de calcul .....	86
IV.4.1. Méthode statique équivalente.....	87
IV.4.2. Les Méthodes d'analyse modale spectrale.....	87

IV.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	87
IV.5. La Méthode Statique Equivalente.....	88
IV.5.1. Principe.....	88
IV.5.2.Calcul de la Force Sismique Totale.....	88
IV.6. Résultats de l'Analyse Dynamique par Robot Millenium. ....	96
IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques .....	96
IV.8. Vérification ART 5.10 RPA 2003 .....	98

## **Chapitre V: Etude des éléments structuraux**

V.1. Introduction .....	100
V.2.Hypothèses de calculs.....	100
V.3. Etude des poteaux .....	100
V.3.1. Combinaisons des charges .....	100
V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003).....	101
V.3.3. Calcul du ferrailage.....	103
V.3.4. Schéma de ferrailage des poteaux.....	107
V.4. Etude des poutres .....	107
V.4.1. Combinaisons spécifiques de calcul .....	107
V.4.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) .....	108
V.4.3. Poutre Principale .....	108
V.4.4. Poutre secondaires .....	112
V.5. Etude des voiles .....	114
V.5.1. Voile de contreventement .....	114
V.5.2. Voile périphérique .....	118

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1. Introduction .....	124
VI.2. Stabilité des fondations .....	124
VI.3. Choix du type de fondation.....	124
VI.4. Pré dimensionnement du radier général .....	125
VI.4.1. La Condition de coffrage.....	125
VI.4.2. Vérification de condition de rigidité.....	125
VI.4.3. La surface du radier.....	126
VI.4.4. Les différentes sollicitations .....	127
VI.4.5. Calcul des armatures .....	127
VI.4.6. Vérification de l'effort tranchant .....	129
VI.4.7. Ferrailage transversale.....	130
VI.4.8. Schéma de ferrailage .....	131
VI.4.9. Les vérifications nécessaires du radier .....	131
VI.5. Calcul de Ferrailage de la nervure.....	133
VI.5.1. Ferrailage longitudinal .....	133
VI.5.2. Ferrailage transversales.....	135
VI.6. Etude des longrines.....	136
VI.6.1. Introduction .....	136
VI.6.2. Calcul du ferrailage.....	137
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>139</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>142</b>
<b>Annexe I .....</b>	<b>143</b>

**Annexe II.....144**

**Vue le plan d'étage courant par logiciel AUTO CAD**

**Vue le plan par logiciel ROBOT**

**Notation**

# Liste des figures

## Chapitre I

Figure I.1: localisation du projet.....	2
Figure I.2: Dimension de la structure.....	3
Figure I.3: Plancher à corps creux.....	4
Figure I.4: Planchers dalle pleine.....	5
Figure I.5: Escalier à paillasse porteuse.....	5
Figure I.6: Mur extérieur.....	6
Figure I.7: Mur intérieur.....	6
Figure I.8: Diagrammes déformations contraintes de béton.....	9
Figure I.9: Diagramme contraintes Déformations à l'ELU.....	10
Figure I.10: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS. ....	12

## Chapitre II

Figure II.1 : Dimensions d'une poutre.....	13
Figure II.2 : Section transversal d'une poutre principale.....	14
Figure II.3 : Section transversal d'une poutre secondaire .....	14
Figure II.4 : Hauteur libre d'étage.....	16
Figure II.5: Plancher à corps creux.....	18
Figure II.6: Compositions d'une dalle pleine.....	20
Figure II.7: Schéma des poutrelles.....	20
Figure II.8: Dimension de poutrelle.....	20
Figure II.9: l'escalier .....	22
Figure II.10: schéma statique de l'escalier.....	22
Figure II.11: schéma statique à une volée.....	22
Figure II.12: Schéma statique à deux volées.....	22
Figure II.13: de l'acrotère.....	23
Figure II.14: Schéma statique de Terrasse inaccessible.....	23
Figure II.15: Coupe de voile en élévation.....	24

Figurer II.16 : Coupe sur voile type 1 ascenseur.....	25
Figurer II.17 : Coupe en plan d'un voile type 2.....	25
Figure II.18: Ascenseur.....	27
Figure II.19: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....	29
Figure II.20: Détail des constituants du plancher étage courant.....	29
Figure II.21: Exemple de disposition en pied de murs.....	31
Figure II.22: Cloisons extérieure.....	31
Figure II.23: Schéma de dégression des surcharges.....	33
Figure II.24: Vue en plan d'identification des poteaux .....	34
Figure II.25: Surface du plancher revenant au poteau.....	35
Figure II.26:Poteau « P1 » de la descente de charges.....	35

### **Chapitre III**

Figure III.1: Coupe transversale du plancher.....	45
Figure III.2: Vue en plan des types de poutrelle .....	47
Figure III.3: Ferrailage des poutrelles.....	62
Figure III.4: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	63
Figure III.5: Dalle portante sur 4 cotés.....	64
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.....	66
Figure III.7 : Schéma de l'acrotère.....	67
Figure III.8: Schéma statique.....	68
Figure III.9 : section de calcul d'acrotère.....	68
Figure III.10: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	71
Figure III.11: Vue en plan.....	72
Figure III.12: Vue en élévation.....	72
Figure III.13 : Schéma statique d'un escalier .....	73
Figure III.14: Diagramme des efforts internes.....	74

Figure III.15 : Ferrailage de l'escalier.....	77
Figure III.16 : de la poutre de palière.....	78
Figure III.17: Coupe de la poutre.....	78
Figure III.18 : Schéma de ferrailage.....	81
Figure III.19 : Schéma statique du balcon.....	81
Figure III.20 : Section transversale du balcon.....	82
Figure III.21 : schéma de ferrailage du balcon.....	84

## **Chapitre IV**

Figure IV.1: Diagramme spectre de réponse.....	91
Figure IV.2:Poids dans chaque niveau .....	94

## **Chapitre V**

Figure V.1 : Zone nodale.....	101
Figure V.2: Section du poteau à étudié.....	103
Figure V.3: Ferrailage des poteaux.....	107
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales.....	112
Figure V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	113
Figure V.6: Section du Voile étudié.....	116
Figure V.7: Schéma de ferrailage du voile.....	118
Figure V.8: schéma du voile périphérique.....	118
Figure V.9: Ferrailage du voile périphérique.....	121

## **Chapitre VI**

Figure VI.1: Dimensions du radier.....	126
Figure VI.2: Ferrailage de la dalle du radier.....	131
Figure VI.3: dimension de la nervure.....	133
Figure VI.4: Schéma de ferrailage des nervures.....	136
Figure VI.5: ferrailage de la longrine.....	137

# Liste des tableaux

## Chapitre II

Tableau II.1 : Les sections des poutres.....	15
Tableau II.2 : La section des Poteaux .....	16
Tableau II.3 : épaisseur des voiles.....	26
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher de la terrasse inaccessible.....	29
Tableau II.5 : Charge permanente du plancher corps creux.....	30
Tableau II.6 : Évaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	30
Tableau II.7 : Charge permanente due aux murs (double parois).....	31
Tableau II.8 : Charge permanente due aux murs (simple paroi).....	32
Tableau II.9 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	32
Tableau II.10 : Evaluation des charges pour la paillasse.....	32
Tableau II.11 : Évaluation des charges permanentes de dalle de Voile.....	33
Tableau II.12 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau.....	36
Tableau II.13 : Dégression des surcharges.....	37
Tableau II.14 : Résultat de vérification pour le poteau .....	38
Tableau II.15 : Les calculs nécessaires des poteaux.....	41
Tableau II. 16 : Récapitulation des charges et surcharges.....	41
Tableau II.17: Récapitulation des efforts normal .....	42
Tableau II.18 : Récapitulation des sections des poteaux.....	42
Tableau II.19 : Récapitulation des conditions de RPA (version 2003) et le flambement.....	43

## Chapitre III

Tableau III.1 : Les méthodes utilisées.....	48
Tableau III.2 : Charges supporté par Les poutrelles.....	48
Tableau III.3 : différents efforts à l' ELU pour type 1.....	48
Tableau III.4: Les résultats de l'étage courant pour 1 <sup>ère</sup> type.....	49
Tableau III.5: Les résultats de terrasse pour 1 <sup>ère</sup> type.....	49
Tableau III.6: différents efforts à l' ELU pour type 2.....	50
Tableau III.7 : Les résultats obtenus par Excel de l'étage courant pour 2 <sup>ème</sup> type.....	50
Tableau III.8 : Les résultats obtenus par Excel de terrasse pour 2 <sup>ème</sup> type.....	51
Tableau III.9 : différents efforts à l' ELU pour type 3.....	51
Tableau III.10 : Les résultats de l'étage courant pour 3 <sup>ème</sup> type.....	52
Tableau III.11 : Les résultats de terrasse pour 3 <sup>ème</sup> type.....	52
Tableau III.12 : différents efforts à l' ELU pour type 3'.....	53
Tableau III.13 : Les résultats de l'étage courant pour 3 <sup>'ème</sup> type.....	53
Tableau III.14 : Les résultats de terrasse pour 3 <sup>'ème</sup> type.....	54
Tableau III.15 : différents efforts à l' ELU et ELS pour type 4.....	54
Tableau III.16 : Les résultats de l'étage courant pour 4 <sup>ème</sup> type.....	55
Tableau III.17 : Les résultats de terrasse pour 4 <sup>ème</sup> type.....	55
Tableau III.18 : différents efforts à l' ELU et ELS pour type 4'.....	56
Tableau III.19 : Les résultats de l'étage courant pour 4 <sup>'ème</sup> type.....	56
Tableau III.20 : Les résultats de terrasse pour 4 <sup>'ème</sup> type.....	57
Tableau III.21 : Les valeurs des efforts maximums.....	57
Tableau III.22 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.....	61
Tableau III.23 : les efforts appliqués sur la dalle pleine.....	65
Tableau III.24: Récapitulatif du ferrailage de la dalle en ELU suivant le sens x et y.....	65
Tableau III.25: Vérification des contraintes à l'E.L.S suivant les sens xx et yy.....	65
Tableau III.26 : Charge permanente revenant à l'acrotère.....	67
Tableau III.27: Charges à l'ELU et l'ELS des escaliers.....	73

Tableau III.28: les efforts internes pour les d'escaliers.....	73
--	----

## **Chapitre IV**

Tableau VI.1 : Classification du Site.....	88
Tableau VI.2 : Coefficient d'Accélération de Zone A.....	89
Tableau VI.3 : Valeurs de $\xi$ (%).....	89
Tableau VI.4 : valeurs du coefficient de comportement R.....	90
Tableau VI.5: valeurs des pénalités $P_q$ .....	91
Tableau VI.6 : valeurs du coefficient $C_T$ .....	92
Tableau VI.7 : $\beta$ valeurs du coefficient de pondération.....	93
Tableau VI.8: Les charges de Plancher.....	93
Tableau VI.9: Poids des différents niveaux.....	94
Tableau VI .10: distribution des forces sismiques.....	95
Tableau VI.11 : ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mo...96	96
Tableau VI.12 : Résultat des Forces Dynamique.....	97
Tableau VI.13: Les réactions à la base.....	97
Tableau VI.14 : Valeurs des déplacements inter-étages.....	98

## **Chapitre V**

Tableau V.1 : Les sens plus défavorables.....	100
Tableau V.2: armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003.....	102
Tableau V.3: Ferrailage des poteaux longitudinal .....	105
Tableau V.4: Ferrailage des poteaux transversal.....	106
Tableau V.5: Récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant pour les poutres principales.....	108
Tableau V.6: Calcul des armatures longitudinales des poutres principales a ELA.....	110
Tableau V.7: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	111
Tableau V.8: Récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant pour les poutres secondaires.....	112
Tableau V.9: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	113

Tableau V.10: Les résultats de Voile des efforts normaux ; tranchants et moments  
fléchissant.....116

Tableau V.11: Calcul du ferrailage du voile périphérique.....120

Tableau V.12: vérification de voile périphérique pour le béton à l'ELS.....121

## **Chapitre VI**

Tableau VI.1: sollicitations du radier.....127