



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 ابن باديس مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



N° d'ordre : M/GC/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil.

Spécialité : Structures.

Thème
**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ À USAGE
D'HABITATION & COMMERCIAL (RDC + 11 ETAGES) À
MOSTAGENEM**

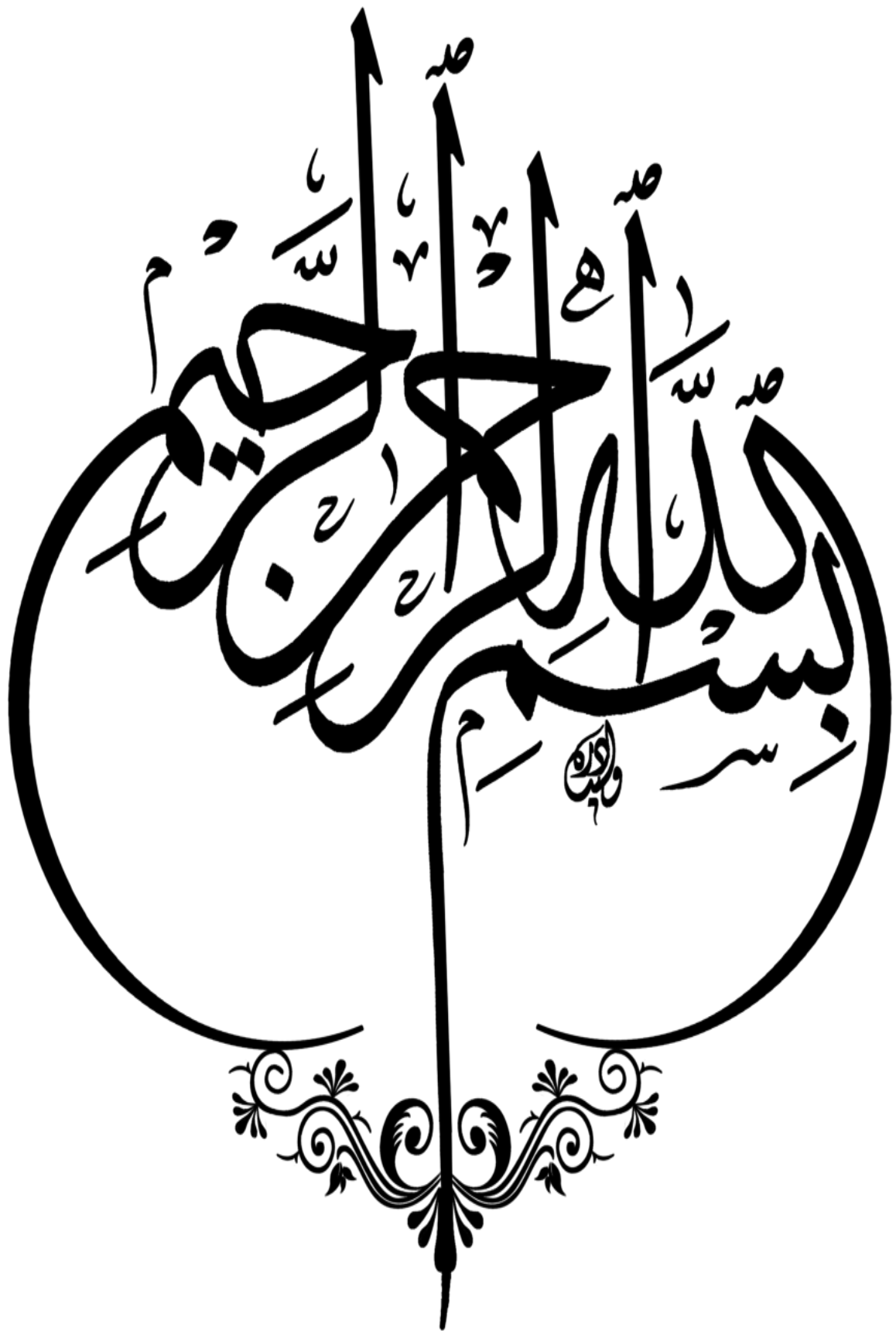
Présenté par :

- TAHLAITI Mohamed Ilyes
- KHENTAR Ahmed Allaa Eddine

Soutenu le 25/06/2023 devant le jury composé de :

- Président : Mr. Moussaoui Salah Eddine MAA UMAB
- Examineur : Mr. Mehala Tewfik MCB UMAB
- Encadrant : Mr. Bensoula Mohamed MCA UMAB

Année Universitaire : 2022/2023



Remerciements

Avant tout, nous tenons à exprimer notre sincère gratitude envers Dieu le tout-puissant pour nous avoir dotés de la force et de la patience nécessaires pour mener à bien ce travail. Nous souhaitons également exprimer notre profonde reconnaissance envers nos familles qui ont toujours été présentes pour nous encourager et nous soutenir tout au long de notre parcours académique.

Nos remerciements les plus chaleureux vont à notre encadreur, Monsieur Bensoula, qui a généreusement accepté de nous guider sur le chemin de la réussite. Sa présence et ses conseils précieux, ainsi que ceux de l'Union Royal Grands Travaux (URGT), ont été d'une aide inestimable dans la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude envers les membres du jury qui ont accepté de consacrer leur temps à l'évaluation de notre travail. Leurs commentaires et critiques constructives ont grandement contribué à enrichir nos connaissances et à améliorer la qualité de notre mémoire. Nous souhaitons également adresser nos remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation académique, leur expertise et leur dévouement ont été des sources d'inspiration pour nous.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire. Leur collaboration, leur soutien et leurs encouragements ont été des éléments essentiels qui ont alimenté notre motivation et nous ont permis de mener à bien ce projet.

Dédicaces :

Rien n'est aussi gratifiant que d'offrir le fruit de son travail avec dévouement et reconnaissance à ceux que l'on aime et que l'on remercie tout au long de notre vie.

Je dédie humblement ce travail à :

- Mes très chers parents, qui ont consacré leur vie à mon éducation et à mes études, et qui ont été un modèle de travail acharné et de persévérance. Je leur souhaite tout le bonheur du monde.***
- Mon frère unique, Saïd, dont la présence a toujours été précieuse dans ma vie.***
- Mes regrettés grands-pères, Tahlaiti Makhlouf et Ouldali Youcef, ainsi que ma grand-mère défunte, Benguedda Tata. Leur héritage et leur amour continuent de m'inspirer chaque jour.***
- Ma grand-mère bien-aimée, Besikri Fatiha, qui est toujours présente dans ma vie et qui est une source inépuisable de soutien et d'affection.***
 - Mon binôme, Allaa, et sa famille..***
- Tous mes amis, sans exception, qui ont été présents à mes côtés, me soutenant et partageant des moments de joie et d'entraide.***
- À toute la promotion Génie Civil 2022/2023, une communauté soudée et engagée qui a partagé cette aventure avec moi.***

Que ce travail puisse témoigner de ma gratitude et de ma reconnaissance envers tous ceux qui ont contribué à ma vie et à mon parcours académique.

TAHLAITI Mohamed Ilyes.

Dédicaces :

Je dédie humblement ce travail à :

- Mes très chers parents, qui ont consacré leur vie à mon éducation et à mes études, et qui ont été un modèle de travail acharné et de persévérance. Je leur souhaite tout le bonheur du monde.

- Mes frères et sœurs dont la présence a toujours été précieuse dans ma vie.

- Mon binôme, Ilyes, et sa famille.

- Tous mes amis, sans exception, qui ont été présents à mes côtés, me soutenant et partageant des moments de joie et d'entraide.

- À toute la promotion Génie Civil 2022/2023, une communauté soudée et engagée qui a partagé cette aventure avec moi.

Que ce travail puisse témoigner de ma gratitude et de ma reconnaissance envers tous ceux qui ont contribué à ma vie et à mon parcours académique.

KHENTAR AHAMED ALLAA EDDINE

Résumé :

Ce mémoire modeste porte sur l'étude technique d'un bâtiment en R+11 en béton armé. Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Mostaganem, en Algérie. La région est classée en zone sismique IIa selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003).

Avant la réalisation de ce projet, une étude géotechnique a été menée pour évaluer les caractéristiques du sol, la contrainte admissible et la profondeur d'ancrage requise.

Après une analyse sismique approfondie. Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que l'infrastructure, ont été réalisés en respectant les prescriptions du RPA 99 version 2003 et du CBA 93.

Mots clés : Sols, armatures, stabilité, béton.

Abstract:

This modest thesis focuses on the technical study of an 11-story reinforced concrete building. The building is located in the Mostaganem province in Algeria. The region is classified as seismic zone IIa according to the Algerian Seismic Code (RPA99/V2003).

Prior to the execution of this project, a geotechnical study was conducted to evaluate the soil characteristics, allowable stress, and required anchorage depth.

After a thorough seismic analysis. The sizing and reinforcement of the structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, were carried out in accordance with the provisions of RPA 99 version 2003 and CBA 93.

Keywords: Soils, reinforcements, stability, concrete.

ملخص

هذه المذكرة المتواضعة تتناول دراسة فنية لمبنى مكون من 11 طابقاً بالخرسانة المسلحة. يقع هذا المبنى في ولاية مستغانم في (RPA99/V2003) وفقاً لمعايير اللانحة الزلزالية الجزائرية IIa الجزائر. تصنف المنطقة في المنطقة الزلزالية

قبل تنفيذ هذا المشروع، تم إجراء دراسة جيوتقنية لتقييم خصائص التربة والإجهاد المسموح به والعمق المطلوب للتثبيت

بعد تحليل زلزالي متعمق، تم توصية بتعزيز الهيكل باستخدام حوائط داعمة لضمان الاستقرار، تم تصميم وتسليح العناصر الهيكلية CBA 93 الإصدار 2003 و RPA 99 وغير الهيكلية، بالإضافة إلى البنية التحتية، وفقاً للمواصفات الواردة في

كلمات مفتاحية: تربة، تسليح، استقرار، خرسانة

Symboles et notations :

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanents

Q ; P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

qu : Chargement ultime

qs : Chargement de service

Mf : Moment fléchissant

Mt : Moment de flexion en travée

Ma : Moment de flexion en appui

Md : Moment en appui droite

Mg : Moment en appui gauche

N : Effort normal

Td : Effort tranchant à droit du point considéré

Tg : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h₀ : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

σ̄_b : Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

σ̄_s : Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

τ̄_u : Contrainte tangentielle limite

Φ_t : Diamètre des armatures

S : Espacement entre armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELUR

A_s : Armatures calculées à ELS

A_a : Armatures en appuis

A_t : Armatures en travées

I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses

I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées

M_{zz} : Inertie massique

L_f : Longueur de flambement

Br : Section réduite

L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine

L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène

I_f : Moment d'inertie fictif

f : Flèche due à une charge considérée (*g*; *j*; *p*)

Δ_{ft} : Flèche total

ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)

λ : Elancement

W : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

Sommaire

Introduction générale.....	13
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	15
1. Introduction :	16
2. Description de l'ouvrage :	16
3. Caractéristiques géométriques :.....	16
4. Plans :	17
5. Description technique du bâtiment :.....	20
Structure principale :	20
Structure secondaire :	21
Maçonnerie :	22
Revêtement :	23
Les fondations :	23
6. Règles de calcul :.....	23
7. Caractéristiques des matériaux :.....	23
Le béton :.....	24
L'acier :.....	25
Caractéristiques mécaniques :	25
Chapitre II : Prédimensionnement et décente des charges	26
1. Introduction :	27
2. Prédimensionnement des éléments secondaires :.....	27
2.1. Les planchers :	27
2.2. Les balcons :	30
2.3. Acrotère :	30
2.4. Les escaliers :.....	31
2.5. Les poutres :	31
4.5. Les voiles :.....	33
3. Calcul des charges	34
3.1. Plancher terrasse inaccessible :.....	34
3.2. Plancher étage courant :	35
3.3. Plancher du RDC (Usage commercial) :.....	35
3.4. Les charges du palier :	35
3.5. Les charges du balcon (dalle pleine) :.....	36
3.6. Les charges des murs extérieurs :	36

3.7. Les charges de la paillasse :	36
3.8. Les charges de l'acrotère :	37
4. Prédimensionnement des poteaux :	37
5. Conclusion	37
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	38
1. Étude de l'acrotère :	39
1.1. Hypothèse de calcul :	39
1.2. Évaluation des charges :	39
1.3. Calcul des sollicitations :	40
2. Étude des planchers :	43
2.1. Plancher à corps creux :	43
3. Étude du balcon :	53
3.1. Détermination des efforts :	53
3.2. Ferrailage du balcon :	55
4. Étude de la dalle pleine :	59
4.1. Dimensionnement :	59
4.2. Les sollicitations :	59
Chapitre IV : Étude séismique et dynamique de la structure	64
1. Introduction :	65
2. Étude dynamique :	65
2.1. Objectif de cette étude :	65
2.2. Présentation du Logiciel Robot structural Analysis :	65
2.3. La modélisation de notre structure :	66
2.4. Détermination des séquences propres :	66
2.5. La modélisation de notre structure :	67
2.6. Caractéristique géométrique de notre structure :	69
2.7. Résultats :	71
3. Étude séismique :	71
3.1. Généralité :	71
3.2. Les différentes méthodes de calcul :	72
3.3. Choix de la méthode de calcul :	72
Chapitre V : Étude ferrailage des éléments structuraux	78
1. Introduction :	79
2. Ferrailage des poteaux (Longitudinale) :	79
2.1. Caractéristiques des matériaux :	80

2.2. Combinaison de charges :	80
2.3. Calcul des armatures longitudinale :	82
2.4. Calcul des armatures transversales :	84
2.5. Vérification des contraintes :	86
2.6. Justification de l'effort ultime :	87
2.7. Vérification du flambement :	87
2.8. Schéma de ferrailage des poteaux :	88
3. Ferrailage des poutres :	90
3.1. Prescriptions données par le RPA99/V2003 :	90
3.2. Prescriptions données par BAEL 91 :	90
3.3. Ferrailage des poutres :	93
a. Vérifications :	97
b. Ferrailage des poutres :	98
c. Schéma de ferrailage des poutres :	100
4. Ferrailage des voiles :	101
4.1. Introduction :	101
4.2 Les combinaisons d'action :	101
4.3. Recommandation du RPA :	101
4.4. Ferrailage :	103
4.5. Vérifications :	105
4.6. Exemple de calcul :	106
Chapitre VI : Étude de l'infrastructure	110
1. Introduction :	111
3. Etude des fondations	112
4. Pré dimensionnement	113
5. Ferrailage	116
5.1. La dalle du radier	116
5.2. Calcul des sollicitations à l'ELU	117
5.4. Vérification de la condition de non fragilité	117
5.3. Vérification de l'effort tranchant :	118
6. Calcul des nervures :	120
6.1. Les sollicitations des nervures :	120
6.1. Calcul des sollicitations :	120
6.3. Ferrailage :	122
6.4. Etude du voile périphérique :	125

7. Conclusion :.....	130
Conclusion générale	131
Bibliographie.....	133
Annexes.....	134
Figures :.....	134
Tableaux	135

Introduction générale

Le Génie civil englobe toutes les techniques liées aux constructions civiles et industrielles. Les ingénieurs civils sont responsables de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Leur gestion vise à répondre aux besoins de la société tout en garantissant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est vaste et comprend à la fois les travaux publics et le secteur du bâtiment.

Afin de récapituler les connaissances acquises au cours de notre formation, approfondir nos compétences dans le calcul des structures et nous familiariser avec les réglementations en vigueur, nous avons entrepris le calcul d'un bâtiment (R+11+sous-sol) à usage d'habitation et commercial, qui est contreventé par un système de voile porteur en béton armé.

Pour ce faire, nous avons divisé notre travail en six chapitres, à savoir :

- ✓ Chapitre I : Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés
- ✓ Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges.
- ✓ Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.
- ✓ Chapitre IV : Etude sismique et dynamique
- ✓ Chapitre V : Calcul des éléments structuraux.
- ✓ Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Pour faciliter l'étude on a fait appel à des logiciels comme :

- ✓ Robot Structural Analysis : pour la modélisation de la structure.
- ✓ Microsoft office 2016 : Pour la rédaction & les calculs.
- ✓ AUTOCAD : pour le dessin de ferrailage.
- ✓ RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).

Chapitre I :

Présentation de

l'ouvrage

1. Introduction :

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

2. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à réaliser une étude détaillée des éléments structuraux d'un bâtiment de 11 étages. Ce dernier comprend un rez-de-chaussée destiné à un usage commercial, sous-sol qui sert de parking ainsi qu'un premier étage dédié à des bureaux. Les étages allant de 2 à 11 sont destinés à un usage résidentiel avec une terrasse inaccessible.

L'ouvrage est implanté dans la ville de Mostaganem. Selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité de classe IIa. Cela signifie que le bâtiment doit être conçu et construit en prenant en compte cette caractéristique sismique, avec des structures résistantes et adaptées aux contraintes sismiques de la région.

3. Caractéristiques géométriques :

Le projet que nous étudions concerne une structure de dimensions imposantes, avec :

Structure :

- Dimensions :

- Longueur : 29 m
- Largueur : 14.56 m
- Hauteur (sans l'acrotère) : 37.73m

- Hauteur RDC : 4.1m

- Hauteur étage courant : 3.06m

- Sous-sol à -5.20m et -2.40m



Figure 5 Plan coupes :



Figure 6 Plan Façade :

5. Description technique du bâtiment :

Structure principale :

Les normes parasismiques algériennes, RPA 99/Version2003, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour la structure des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur en zone IIa.

Les voiles :

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversale et longitudinale. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure.

Les portiques :

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres, et doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

Structure secondaire :

Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites telles que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Dans notre bâtiment, il existe deux types de planchers : le plancher en corps creux et le plancher en dalle pleine :

- **Le plancher en corps creux** : Il est supporté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

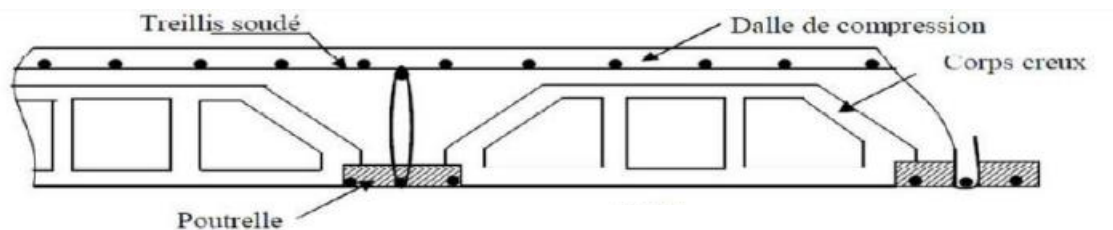


Figure 7 Les éléments d'un plancher

- **Le plancher en dalle pleine** : il est réalisé en béton armé et coulé sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

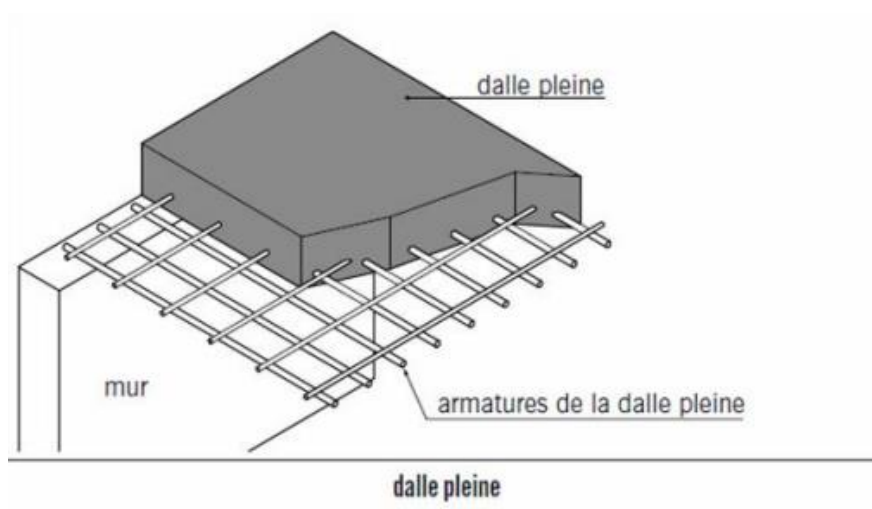


Figure 8 Une dalle pleine

Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans le bâtiment. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

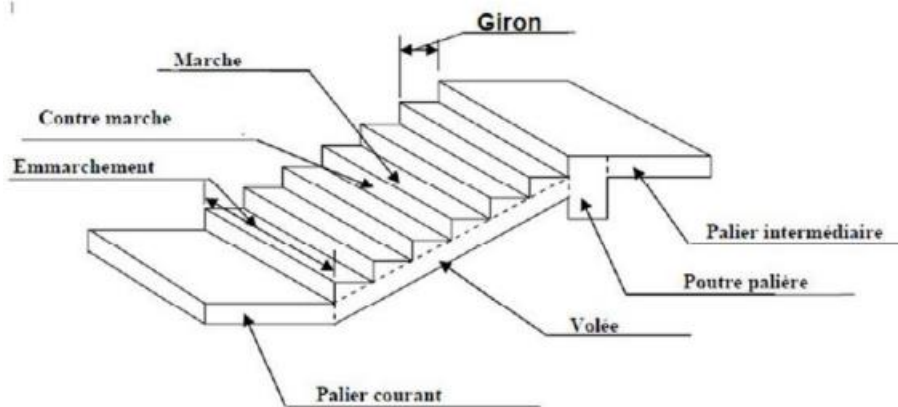


Figure 9 Les composants d'un escalier

Balcons :

Les balcons sont des zones aménagées au niveau de chaque étage, elles seront construites en utilisant des dalles pleines.

Maçonnerie :

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de briques creuses en double paroi de 30 cm (15+5+10).

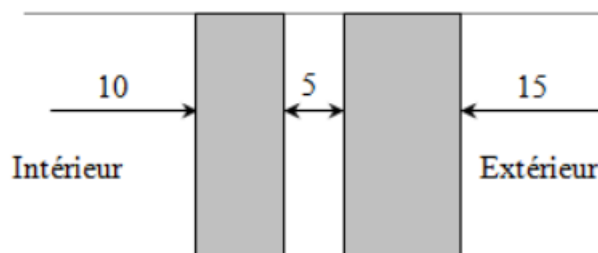


Figure 10 Les murs intérieurs et extérieurs

Revêtement :

- Les planchers et escaliers seront recouverts de carrelage.
- Les salles d'eau et cuisines seront équipées de revêtements en céramique.
- Les murs de façade et les cages d'escaliers seront enduits de ciment.
- Les cloisons intérieures et les plafonds seront réalisés en plâtre.

Les fondations :

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol les charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières différentes : soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte la résistance et le tassement. Il y a trois types de fondations possibles :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

6. Règles de calcul :

Les règlements suivants sont utilisés pour le calcul du projet :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC.2.2).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL91).

7. Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction de cet ouvrage, à savoir le béton et l'acier, seront sélectionnés en conformité avec les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91) ainsi que les normes du règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Le béton :

Le béton est un matériau obtenu par le mélange de ciment, de granulats et d'eau dans des proportions précises. En général, la composition standard d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de type CPJ 425
- 400 kg de sable avec un diamètre maximal de 5 mm
- 800 kg de gravillons de taille 7/15 et 15/25
- 175 litres d'eau de gâchage.

7.1.1. La résistance du béton (Traction) :

La résistance à la traction du béton pour une contrainte de compression inférieure à 40 MPa est établie selon la formule suivante :

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

Ainsi, pour une résistance à la compression de 28 MPa, la résistance à la traction est de 2.1 MPa.

7.1.2. La résistance du béton (Compression) :

La résistance du béton est évaluée à l'âge de 28 jours, en effectuant des tests sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Cette contrainte est notée f_{c28} . Dans notre projet, nous prendrons une valeur de f_{c28} égale à 25 MPa.

7.1.3. La contrainte limite :

- **La contrainte limite à la compression** (selon l'Article 4-3.41 de la norme BAEL91) est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b \theta$$

Avec :

- f_{c28} : la contrainte à 28 jours d'âge du béton (25 MPa dans notre cas)
 - γ_b : le coefficient de sécurité, qui vaut 1,50 en situation courante ($f_{bc} = 14,20$ MPa) et 1,15 en situation accidentelle ($f_{bc} = 18,48$ MPa)
 - θ : le coefficient qui dépend de la durée d'application des actions. θ vaut 1 si la durée d'application est supérieure à 24 heures, 0,9 si elle est entre 1 heure et 24 heures, et 0,85 si elle est inférieure à 1 heure.
- **Selon l'article A-5.1.21 de la norme BAEL91, la contrainte limite de cisaillement est définie comme suit** : pour une fissuration peu nuisible, la valeur minimale est de 0,13 fois la contrainte à 28 jours d'âge du béton (f_{c28}), avec une limite de 5 MPa. En revanche, pour une fissuration préjudiciable, la valeur minimale est de 0,10 fois f_{c28} , avec une limite de 4 MPa.
 - **Contrainte de service à la compression** :
 $\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28}$ MPa
 $\sigma_{bc} = 15$ MPa

L'acier :

Définition :

L'acier est un alliage composé principalement de fer et de faibles pourcentages de carbone. Il présente une résistance élevée tant en traction qu'en compression et sa bonne adhérence au béton en fait un matériau homogène. Les aciers utilisés pour le béton armé sont classés en :

- **Acier rond lisse RL :**

- L'acier pour le béton armé est un alliage de fer et de carbone qui présente une bonne résistance en traction et en compression, ainsi qu'une bonne adhérence au béton, ce qui en fait un matériau homogène.
- Deux types d'acier naturel sont couramment utilisés pour le béton armé :
- L'acier feE24, qui a une limite élastique de 235 MPa, une contrainte de rupture de 410 à 490 MPa et un allongement de l'ordre de 1,175%.
- L'acier feE22, qui a une limite élastique de 215 MPa et une contrainte de rupture de 380 à 490 MPa.
- L'allongement est de l'ordre : 1.075%

- **Acier de haute adhérence HA :**

Il s'agit d'aciers de type 1 de nuance feE40 qui ont les caractéristiques suivantes :

- Limite élastique : 400 MPa
- Contrainte de rupture : 480 MPa
- Allongement : environ 1%

Les treillis soudés se présentent sous forme de rouleaux si le diamètre de fil est inférieur ou égal à 5 mm, ou sous forme de panneaux en mailles rectangulaires de taille pouvant aller de 75 à 300.

Caractéristiques mécaniques :

Le critère mécanique utilisé pour les justifications est la limite d'élasticité garantie, notée $\langle f_e \rangle$. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est de $E_s = 200\ 000$ MPa.

Chapitre II :

Prédimensionnement

et descente des charges

1. Introduction :

L'objectif du prédimensionnement consiste à déterminer les dimensions des différents éléments constituant la structure, en se basant sur les recommandations du RPA99/Version 2003, du CBA93. Toutefois, ces dimensions ne sont pas finales et peuvent être sujettes à des modifications après des vérifications ultérieures lors de la phase de dimensionnement.

2. Prédimensionnement des éléments secondaires :

2.1. Les planchers :

2.1.1. Les planchers à corps creux :

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux. Lors du prédimensionnement pour déterminer la hauteur des poutrelles, une formule empirique sera utilisée :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

La distance maximale entre les appuis nus, représentée par l , est déterminée par la formule suivante : $l = \min(Lx \max, Ly \max)$, où $Lx \max$ et $Ly \max$ sont les longueurs maximales dans les directions x et y , respectivement. De plus, on sait que $l = \min(495, 490)$, où 495 et 490 sont les valeurs maximales de Lx et Ly , respectivement. Enfin, e représente l'épaisseur du plancher.

$$e \geq \frac{490}{22,5} = 21,1 \text{ cm}$$

Une épaisseur de plancher de 20 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 16 cm.

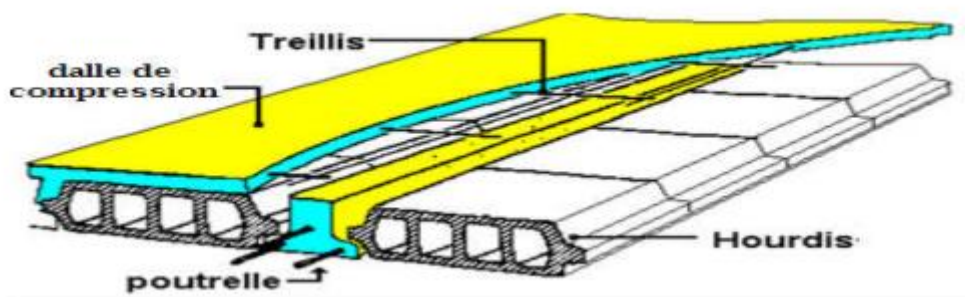


Figure 11 Shéma dalle corps creux

➤ **Prédimensionnement des poutrelles :**

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- La hauteur totale du plancher est de 20 cm ($h_t = 20$ cm).
- La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles est de 55 cm ($L_0 = 55$ cm).
- La longueur de la plus grande travée est de 495 cm ($L = 495$ cm).
- La largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12$ cm).
- L'épaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4$ cm).
- La largeur de la dalle de compression est de 2 fois la largeur des corps creux ajoutée à la largeur de la nervure ($b = 2b_1 + b_0$).

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{2} \\ \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

$$b = 26.5 \text{ cm}$$

Donc : **$b = 27.5$ cm**

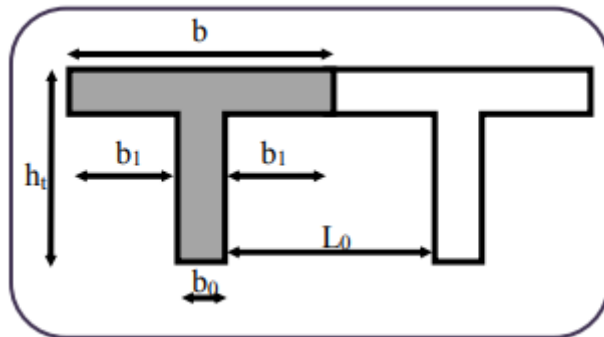


Figure 12 Schéma d'une poutrelle

2.1.2. Les planchers à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles est généralement déterminée en fonction de leurs conditions de résistance, telles que la résistance au feu. Selon les normes en vigueur, une épaisseur de 7 cm est recommandée pour une résistance au feu d'une heure, tandis qu'une épaisseur de 11 cm est recommandée pour une résistance de deux heures. Dans ce cas précis, il est admis que l'épaisseur des dalles est de 11 cm, conformément aux exigences de résistance au feu. ($e = 11$)

➤ **Condition isolation acoustique :**

Conformément aux normes en vigueur, l'épaisseur minimale recommandée pour un plancher permettant d'assurer une bonne isolation acoustique est de 13 cm. Dans ce projet, pour garantir une telle isolation acoustique adéquate, l'épaisseur du plancher sera limitée à une valeur légèrement supérieure, soit 14 cm. (**$e = 14$ cm**)

➤ **Résistance à la flexion :**

Selon les normes BAEL 91, le calcul de l'épaisseur du plancher doit être effectué en fonction du critère de rigidité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \begin{cases} 0.4 \leq \alpha \leq 1 & \text{plancher porter sur 2 sens} \\ \alpha \leq 0.4 & \text{plancher porter sur 1 seul sens} \end{cases}$$

Pour les dalles reposant sur deux appuis, l'épaisseur e doit être comprise entre $L_x / 35$ et $L_x / 30$, tandis que pour les dalles reposant sur trois ou quatre appuis, elle doit être comprise entre $L_x / 50$ et $L_x / 40$.

$$\alpha = L_x/L_y = 490/495 = 0.99 \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ plancher porter sur 2 sens.}$$

La valeur de L_x correspond à la petite portée du panneau le plus sollicité dans le cas défavorable. Pour la dalle en question, qui repose sur quatre appuis, sa portée est égale à :

$$L_x = 490 \text{ m ceci engendre donc : } 495 / 50 \leq e \leq 495 \Rightarrow 9.9 \text{ cm} \leq e \leq 12.25 \text{ cm}$$

On prend : $e = 10 \text{ cm}$

➤ **Condition de flèche (CBA93 : B65.3) :**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$ (\bar{F} : flèche admissible)

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} \quad \text{Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m.}$$
$$\text{Si } \bar{F} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{la portée } L \text{ est supérieure à } 5 \text{ m.}$$

Afin d'accomplir cela, nous prenons en compte une bande rectangulaire de dalle ayant une largeur $b = 1 \text{ m}$ et une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ (qui a été déterminée préalablement).

Si l'on considère une poutre isostatique soumise à une charge uniformément répartie, la valeur maximale de la flèche est déterminée par l'équation suivante :

$$F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Voici les éléments à considérer :

- F_{\max} : la flèche maximale du plancher
- L : la portée du panneau, égale à 4.90 m
- e : l'épaisseur du plancher
- q : la charge uniformément répartie, déterminée à l'ELS (Etat Limite de Service)
- E : le module d'élasticité différée du béton.
- I : Moment d'inertie de la section $I = \frac{be^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2.8125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} = 0.98 \text{ cm} ; E = 321642 \cdot 10^4 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges qui s'appliquent à cette dernière sont les suivantes (il s'agit du plancher qui subit la plus grande charge).

Charge permanente : $G = 517 \text{ Kg/m}^2$; Charge d'exploitation : $Q = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$q = (G + Q) \times b \Rightarrow q = 1017 \text{ Kg/m}$$

$$F_{max} = \frac{5 q L^4}{384 E I} = 0.7 \text{ cm} \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow e = \sqrt[3]{\frac{30000 q L^3}{384 E b}} \geq 14.87 \text{ cm}$$

En fin de compte, l'épaisseur retenue doit répondre à la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (11\text{cm}, 14\text{cm}, 10\text{cm}, 14.87 \text{ cm})$$

On prend donc : **e= 15 cm**

2.2. Les balcons :

➤ Balcon (dalle pleine) :

La dalle du balcon est encastree comme une console au niveau de la poutre de rive et son épaisseur est déterminée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L: \text{ largeur de balcon}$$

On a trois types de balcons :

$$L = 140 \text{ cm } e \geq 140 / 10 \text{ on opte pour } e = 15 \text{ cm}$$

➤ Balcon (dalle corps creux) :

La dalle du balcon est de type "corps creux" avec une épaisseur de 20 cm. (**e=20 cm**)

2.3. Acrotère :

Il s'agit d'un composant en béton armé qui est intégré dans le plancher de la terrasse afin de prévenir toute infiltration d'eau de pluie entre la forme inclinée et le plancher lui-même. Les dimensions de ce composant sont spécifiées dans les plans d'architecture.

• Dimensions :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

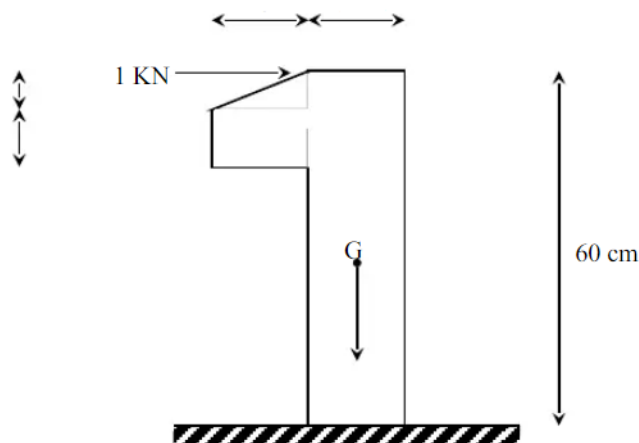


Figure 13 Schéma acrotère

2.4. Les escaliers :

Les marches des escaliers, qui servent à passer d'un niveau à un autre, seront fabriquées en béton armé coulé sur place.

➤ Terminologie :

- (1) e: épaisseur du palier de repos
- (2) L₀: longueur projetée de la paillasse
- (3) g: giron, largeur de la marche
- (4) h: hauteur de la contremarche
- (5) H: hauteur d'une volée
- (6) α: inclinaison de la paillasse
- (7) E: emmarchement, la profondeur de la marche
- (8) L': longueur réelle de l'escalier
- (9) L: longueur réelle de la volée

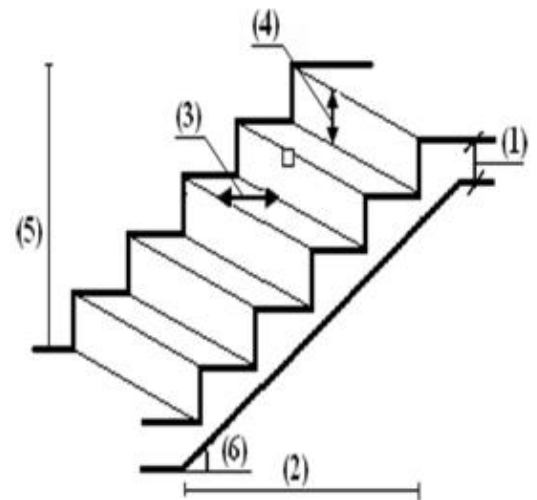


Figure 14 Schéma terminologie escalier

Notre projet ne comporte qu'un seul type d'escalier, à savoir des escaliers de secours à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage. Pour déterminer les dimensions "g" et "h" des marches, nous utiliserons la relation de Blondel suivante :

$$0.60\text{m} \leq g + 2h \leq 0.64\text{m}$$

On prend $g + 2h = 64$ (1)

Or: $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

En remplace dans (1) $64n - 2 - (L + 2H + 64)n + 2H = 0$ (2) n : Nombre de contre marche et n- 1: Nombre de marches

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par : $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$

2.5. Les poutres :

En construction, les poutres peuvent être de différents types de sections. Pour les bâtiments d'habitation, des sections régulières telles que rectangulaires ou carrées sont généralement adoptées. Le prédimensionnement de ces poutres repose sur le critère suivant :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

- L : portée libre de la poutre.
- h : hauteur de la section.
- b: largeur de la section.

- **Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :**

Pour la première condition : $b \geq 20$ cm et $h \geq 30$ cm

Pour la deuxième condition : $h/b \leq 4$

Pour la troisième condition : $b \leq 1,5 h_1 + b_1$, où h_1 et b_1 sont exprimés en centimètres.

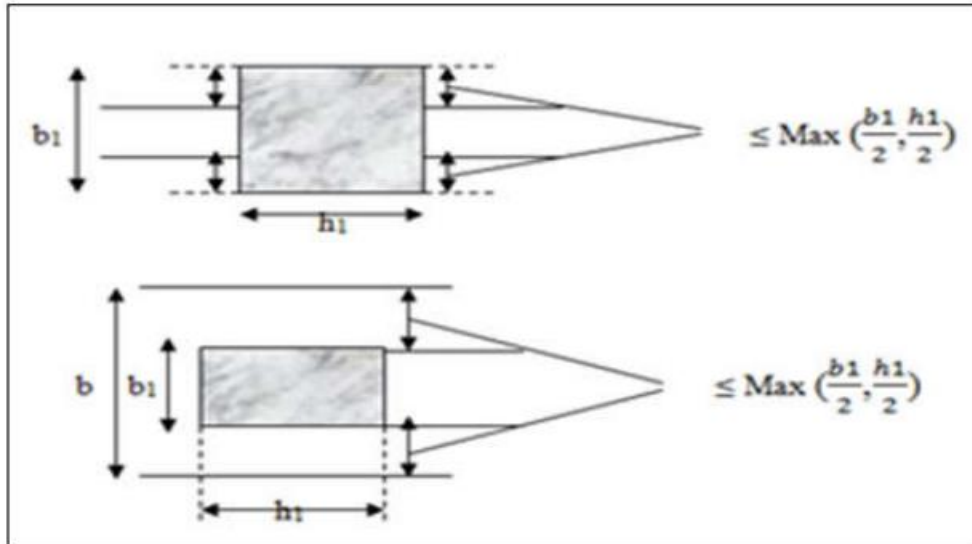


Figure 15 Les dimensions requises pour les poutres doivent être respectées.

- **Condition de rigidité :** $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- **Les poutres principales, qui assurent la charge portante :**

$L = 4.90$ m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32.66 \leq h \leq 49 \text{ on prend } h = 45$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ on prend } b = 30$$

- **Vérifications conformes aux exigences de l'article 7-5-1 du Règlement de prévention des incendies de 1999 (RPA 99) :**

- 45 cm > 30 cm, ce qui est conforme (cv)
- 30 cm > 20 cm, ce qui est conforme (cv)
- $1.6 < 4$, ce qui est conforme (cv)

- **Les poutres secondaires, qui n'ont pas de fonction portante :**

Leur conception permet d'assurer le contreventement du bâtiment ; elles remplissent également une fonction de chaînage.

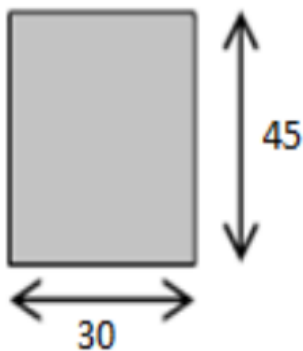
$L = 4.95 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 33 \leq h \leq 49.5 \text{ on prend } h = 45$$

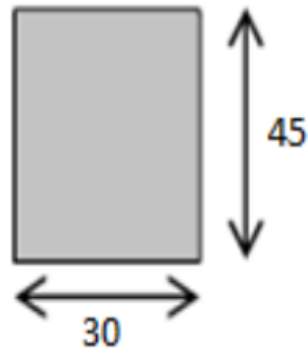
$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq h \leq 31.5 \text{ on prend } b = 30$$

• **Vérifications conformes aux exigences de l'article 7-5-1 du Règlement de prévention des incendies de 1999 (RPA 99) :**

- $45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, ce qui est conforme (cv)
- $30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, ce qui est conforme (cv)
- $1.6 < 4$, ce qui est conforme (cv)



**Figure 17 Poutres
PP (30x45) cm²**



**Figure 16 Poutres
PS (30x45) cm²**

4.5. Les voiles :

4.5.1. Définition :

Les voiles sont des murs en béton armé dont le prédimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils ont deux fonctions principales : d'une part, ils assurent le contreventement du bâtiment en résistant aux efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, ils transmettent les efforts verticaux aux fondations. Selon l'article 7.7.1 du RPA99V2003, les éléments dont la portée est supérieure ou égale à quatre fois leur épaisseur ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, par opposition aux éléments linéaires. De plus, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, comme l'indiquent les figures ci-dessous.

4.5.2. L'épaisseur :

$$e_{min} = 15 \text{ cm}$$

À partir des hauteurs d'étages et des conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

- Sous-sol 1 : $h = 2.8 - 0.2 = 2.6 \text{ m}$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{H_e}{25}, \frac{H_e}{22}, \frac{H_e}{20} \right)$$

$$e \geq \max(e_{min}, 10.4, 11.81, 13) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ Sous-sol 2 : $h = 2.8 - 0.2 = 2.6$ m

$$e \geq \max\left(e_{min}, \frac{He}{25}, \frac{He}{22}, \frac{He}{20}\right)$$

$$e \geq \max(e_{min}, 10.4, 11.81, 13) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ RDC : $h = 4.10 - 0.2 = 3.9$

$$e \geq \max\left(e_{min}, \frac{He}{22}, \frac{He}{20}\right)$$

$$e \geq \max(e_{min}, 17.72, 19.5) \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ Pour l'étage courant : $h = 3.06 - 0.20 = 2.86$

$$e \geq \max\left(e_{min}, \frac{He}{22}, \frac{He}{20}\right)$$

$$e \geq \max(15, 13, 14.3) \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤

3. Calcul des charges

3.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 1 Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Protection gravillon	20	0.05	1
Étanchéité multicouche	12	2	0.24
Forme de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique en Polystyrène	4	0.04	0.16
Dalle corps creux	14	0.16 + 0.04	2.85
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
		Charge permanent G	G = 7.09 (KN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 1 (KN/m ²)

3.2. Plancher étage courant :

Tableau 2 Charges du plancher étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	20	0.2	0.4
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Dalle corps creux	14	0.16 + 0.04	2.85
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons intérieures	10	0,1	1
		Charge permanent G	G = 5.21 (KN/m ²)
		Charge d'exploitation Q (étages courants)	Q = 1.5 (KN/m ²)

3.3. Plancher du RDC (Usage commercial) :

Tableau 3 Charge permanente d'une dalle pleine

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	20	0.2	0.4
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
		Charge permanent G	G = 5.27 (KN/m ²)
		Charge d'exploitation (RDC Commercial) Q	Q = 5 (KN/m ²)

3.4. Les charges du palier :

Tableau 4 Charges du palier

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	20	0.2	0.4
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
		Charge permanent G	G = 5.27 (KN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 2.5 (KN/m ²)

3.5. Les charges du balcon (dalle pleine) :

Tableau 5 Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	22	0.2	0.44
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Lit de sable	18	0.01	0.18
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Garde-corps métallique	/	/	0.15
		Charge permanent G	G = 5.32 (KN/m ²)
		Charge d'exploitation Q (balcon)	Q = 3.5 (KN/m ²)

3.6. Les charges des murs extérieurs :

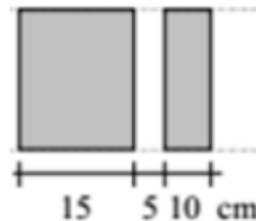


Tableau 6 Charges des murs extérieurs

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	09	0.15	1.35
Ame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	09	0.10	0.9
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
		Charge permanent G	G = 2.81 (KN/m ²)

3.7. Les charges de la paillasse :

Tableau 7 Charges de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement horizontale	20	0.02	0.40
Revêtement verticale	20	0.013	0.26
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	0.16/cos α	4.74
Poids propre des marches	22	0.17 (1/2)	1.87
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		Charge permanent G	G = 7,87 (KN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 2.50 (KN/m ²)

3.8. Les charges de l'acrotère :

Tableau 8 Les charges de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G	Q
0.069	0.069*25=1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

4. Prédimensionnement des poteaux :

Tableau 9 Prédimensionnement des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{supp} [KN]	N _{sup} [KN]	N _{long} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3,06	haut 11 eme etage	7,04	1	22,553	22,326		0,000	266,902	311,781	228,254	203,318	16,259	30	17,445	24,735
3,06	haut 10 eme etage	12,24	2,5	45,107	44,651		7,928	491,746	589,432	429,879	384,378	21,606	30	23,941	24,735
3,06	haut 9 eme etage	17,44	3,85	67,660	66,977		15,856	711,132	861,625	627,865	561,880	25,704	30	28,934	24,735
3,06	haut 8 eme etage	22,64	5,05	90,214	89,303		23,784	925,061	1128,361	822,213	735,823	29,126	30	33,110	24,735
3,06	haut 7 eme etage	27,84	6,1	112,767	111,628		31,712	1133,533	1389,640	1012,923	906,208	32,103	35	36,750	21,201
3,06	haut 6 eme etage	33,04	7	135,321	133,954		42,502	1336,548	1648,324	1202,116	1074,900	34,786	35	40,035	21,201
3,06	haut 5 eme etage	38,24	7,75	157,874	156,279		53,293	1534,104	1901,551	1387,670	1240,033	37,214	40	43,014	18,551
3,06	haut 4 eme etage	43,44	8,5	180,428	178,605		67,387	1731,661	2158,081	1575,671	1407,321	39,514	40	45,836	18,551
3,06	haut 3 eme etage	48,64	9,25	202,981	200,931		81,481	1929,218	2414,611	1763,672	1574,608	41,681	45	48,493	16,490
3,06	haut 2 eme etage	53,84	10	225,534	223,256		99,319	2126,775	2674,885	1954,446	1744,337	43,765	45	51,048	16,490
3,06	haut 1 eme etage	59,04	10,75	248,088	245,582		117,156	2324,332	2935,158	2145,220	1914,066	45,750	45	53,482	16,490
4,1	haut rdc	64,24	11,5	270,641	267,908		134,994	2521,889	3195,432	2335,994	2083,795	47,649	50	55,809	19,885
2,8	Haut sous-sol 1	69,44	12,25	293,195	290,233		157,016	2719,446	3459,890	2529,868	2256,253	49,500	50	58,079	13,580
2,8	Haut sous-sol 2	74,64	13	315,748	312,559		179,038	2917,003	3724,348	2723,741	2428,710	51,282	55	60,263	12,345
	haut semelle	79,84	13	338,302	334,884		216,302	3087,273	3976,761	2910,714	2593,313	52,925	55	62,297	12,345

5. Conclusion

En conclusion partielle, ce chapitre a traité le prédimensionnement et la descente des charges pour un bâtiment R+11. Nous avons examiné les charges verticales (permanentes, d'exploitation, climatiques et accidentelles) ainsi que les charges horizontales (vent et séismes). Ces étapes cruciales permettent d'obtenir des dimensions et des sections initiales appropriées pour les éléments structuraux. Le respect des normes et méthodes de calcul adéquates garantit la stabilité et la sécurité du bâtiment. Le prochain chapitre portera sur la conception détaillée des éléments structuraux, en se basant sur les résultats du prédimensionnement des charges.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé qui entoure les planchers terrasses. Il a pour but de garantir la sécurité des personnes contre les chutes et de prévenir l'écoulement de l'eau sur la façade. De plus, il est également utilisé comme point d'ancrage pour le matériel de maintenance des bâtiments.

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement. Étant exposé aux intempéries, l'acrotère est vulnérable à la fissuration, ce qui peut avoir des conséquences préjudiciables. Par conséquent, le calcul sera effectué à la fois selon les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

1.1. Hypothèse de calcul :

- Une charge combinée de flexion s'applique à l'acrotère.
- La fissuration est considérée comme un inconvénient pour l'acrotère.
- Le calcul sera réalisé sur une section de l'acrotère d'un mètre linéaire.

1.2. Évaluation des charges :

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G	Q
0.069	0.069*25=1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

• Vérification (Séisme) :

Selon l'article 6.2.3 du RPA99V2003, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

- F_p : représente la force horizontale due au séisme.
- A : Le coefficient d'accélération de zone est obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA99 pour la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'utilisation du bâtiment (groupe2).
- C_p : le facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA99.
- W_p : est le poids de l'élément considéré.

$$\text{Dans notre cas : Zone II}_a \left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.085 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.085 = \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$$

1.3. Calcul des sollicitations :

5.1. Centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}, \sum A_i = S$$

Application numérique :

$$x_c = \frac{0.6 \times 0.1 \times \left(\frac{0.1}{2}\right) + 0.07 \times 0.1 \times \left(0.1 + \frac{0.1}{2}\right) + 0.5 \times 0.1 \times 0.03 \times \left(0.1 + \frac{0.1}{3}\right)}{0.069}$$

$$x_c = 0.0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0.327 \text{ m}$$

5.2. Moment des efforts normaux :

$$N_G = 2.085 \frac{KN}{ml} \Rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \frac{KN}{ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1 \times 0.327 \Rightarrow M_{F_p} = 0.327 \text{ KN.m}$$

5.3. Ferrailage :

➤ **ELU** : $h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

Bien que l'acrotère subisse une sollicitation en flexion composée, le calcul sera réalisé en utilisant une approximation de flexion simple, en considérant l'effet d'un moment fictif.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

M_{ua} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

M_{uG} & N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul

$$\Rightarrow M_{ua} = 0.98 \times 2.085 \times \left(0.08 - \frac{0.01}{2}\right) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow FeE400$$

$$\rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0.0143$$

$$z = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} \frac{N_s}{\sigma_s} = 0.3166 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \rightarrow \text{On prend donc } A_s = 4T28 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armature répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

- **Espacement :**

A. Armatures principales : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend donc } S_t = 25 \text{ cm}$

B. Armatures de répartition : $S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend donc } S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de cisaillement :**

Etant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est susceptible d'être préjudiciable.

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_P + Q) = 1,5 * 2 = 3 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **ELS :**

$$d = 0.08 \text{ m} ;$$

Selon le BAEL 91, les contraintes sont vérifiées de la manière suivante :

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_A$$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 \text{ m} < h/2 = 0.3 \text{ m}$$

$c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077\text{m}$ ($C < 0$ et $y_c > 0$) \rightarrow C à l'extérieur de la section.

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 * 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La vérification des contraintes selon le BAEL 91 nécessite une méthode itérative :

$y_c = 0.25\text{m}$; Donc : $y = 0.0423 \text{ m}$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} * y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{Ser}}{\mu_t} * (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

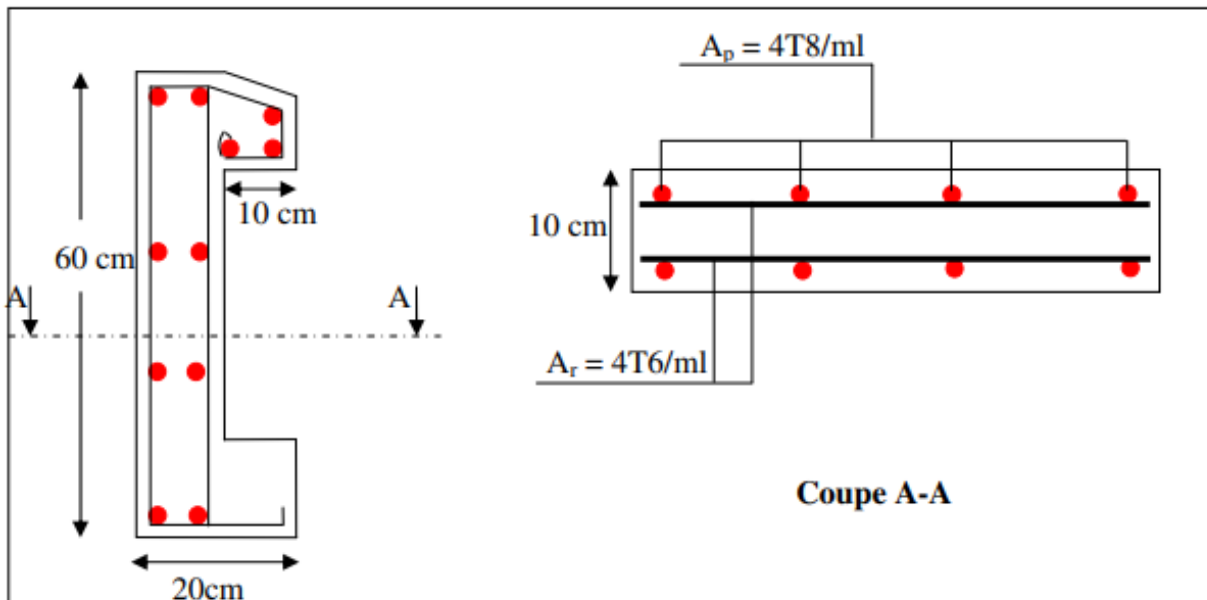


Figure 18 Schéma de ferrailage de l'acrotère

2. Étude des planchers :

2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers sont des éléments horizontaux plats qui assurent la séparation entre les différents niveaux d'un bâtiment, et qui sont également porteurs. Leur rôle est de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et acoustique entre les différents étages.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre projet, il y a deux types de planchers :

- Des planchers en corps creux, composés de poutrelles porteuses et d'éléments de remplissage en corps creux de dimensions (16x20x65) cm³, le tout recouvert d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.
- La dalle de compression est renforcée par un quadrillage d'armatures (treillis soudés), qui ont pour objectif de :
 - Réduire les risques de fissures liées au retrait.
 - Supporter les charges concentrées sur des surfaces restreintes.

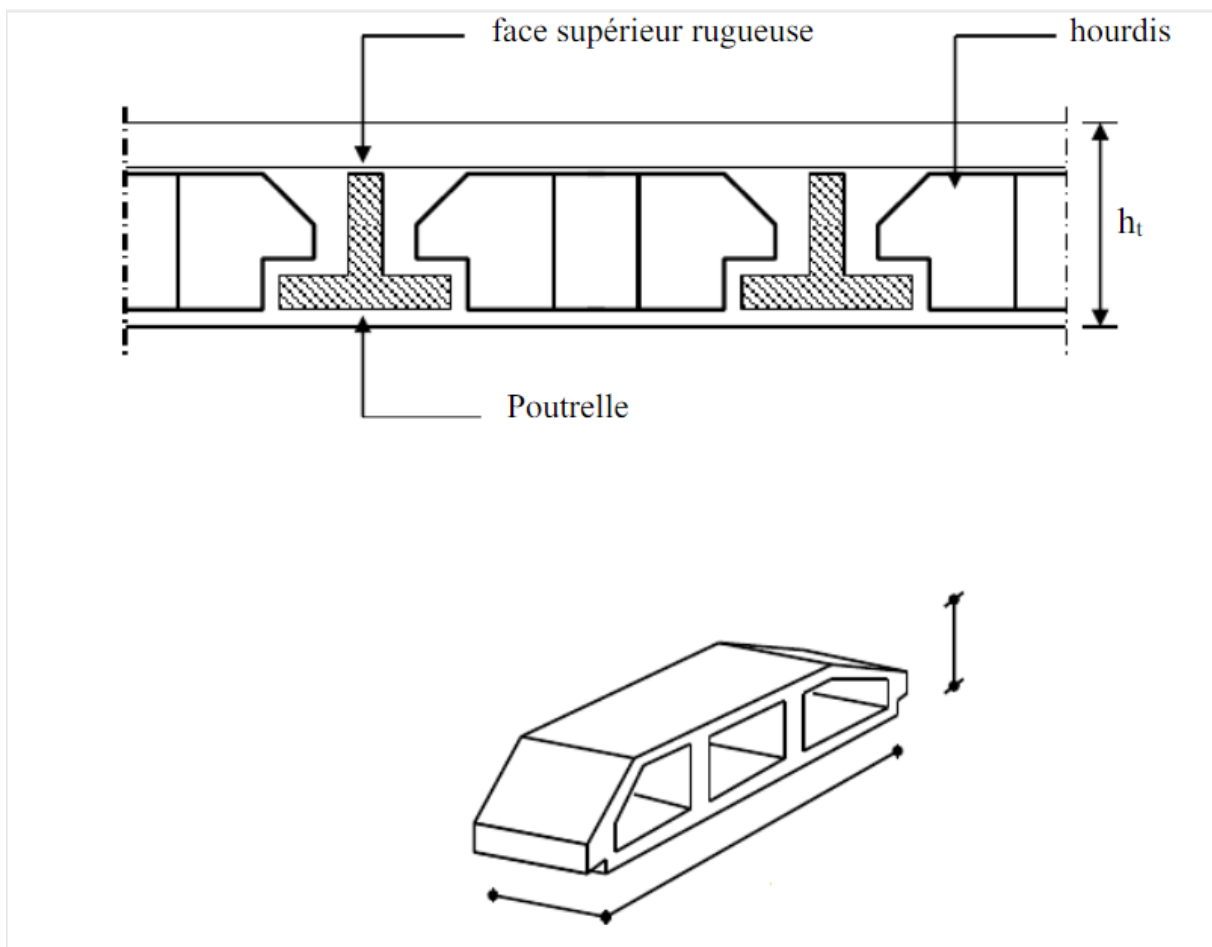


Figure 19 Schéma plancher corps creux

2.1.1. Étude des poutrelles :

Les poutrelles en béton armé en forme de T sont utilisées pour transférer les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

• Charges, surcharges et combinaison de charges :

$$ELU = q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$ELS = q_{ser} = (G + Q) \times 0.65$$

Tableau 10 Charges & surcharges des poutrelles

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q_u (KN/m²)	q_{ser} (KN/m²)	$0.65q_u$ (KN/m)	$0.65q_{ser}$ (KN/m)
Terrasse inaccessible	7.09	1	11.07	8.05	7.19	5.23
Étage courant	5.21	1.5	9.28	6.71	6.03	4.36

Le cas le plus critique (défavorable) correspond à une terrasse inaccessible :

$$q_u = 7.19 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 5.23 \text{ KN/m}$$

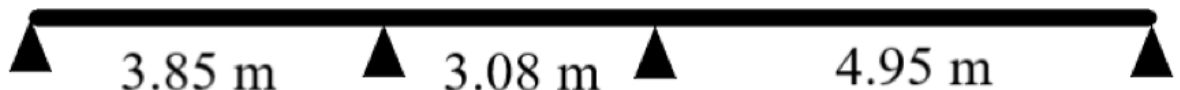
On travaillera donc avec : $G = 7.09 \text{ KN/m}$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

A. Différents types de poutrelles :

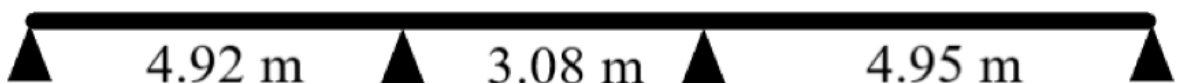
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



✓ **Choix de la méthode de calcul :**

Pour déterminer les efforts internes dans les poutrelles, qui sont considérées comme des poutres continues avec plusieurs appuis, on peut utiliser l'une des deux méthodes simplifiées suivantes :

- La méthode forfaitaire.

- La méthode de Caquot minorée.

○ **La méthode forfaitaire :**

Pour que cette méthode soit applicable, il est nécessaire que les quatre hypothèses suivantes soient vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales doivent être identiques dans toutes les travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit respecter la condition suivante :

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

- 4) Si l'une des conditions n'est pas satisfaite, ce qui rend la fissuration peu préjudiciable, la méthode forfaitaire ne peut pas être utilisée. Dans ce cas, la méthode de Caquot est appliquée.

○ **L'application de la méthode :**

- $\left\{ \begin{array}{l} 1) Q = 5KN/m^2 \leq \max (2 \times 7.09 = 14.18 KN/m^2, 5 KN/m^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 2) \text{ Les moments d'inerties sont les mêmes} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 3) \text{ Les portées ont un rapport compris entre 0.8 et 1.25} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$

Étant donné que toutes les conditions requises ne sont pas vérifiées, la méthode forfaitaire est adoptée pour le calcul de la première travée et la méthode de caquot pour les travées 2 & 3.

○ **Voici l'exposition de la méthode forfaitaire :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

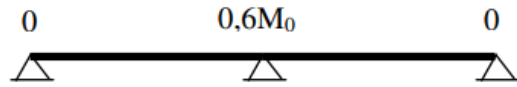
○ **Moments aux appuis :**

Aux appuis de rive, les moments sont nuls, mais on place des armatures (barres d'acier de fissuration) afin d'équilibrer un moment égal à $(-0.15 \times M_0)$

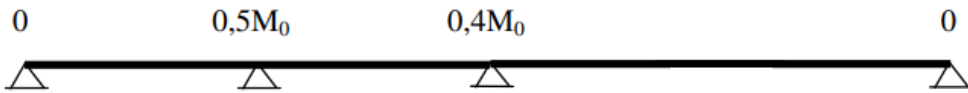
○ **Appuis intermédiaires :**

- **Poutres à deux travées**

Les moments sont de l'ordre de $(-0,6 \times M_0)$



- **Poutres à plus de deux travées**



Ces moments sont de l'ordre de : $(-0,5 \times M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

$(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

$$M_0 = 22.02 ; M_0(\text{ser}) = 16.01$$

• **Moment en Travées**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

• **Effort tranchant**

$$\begin{cases} V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b} \\ V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} b &= \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \\ a &= L - b \end{aligned}$$

○ **La méthode de Caquot :**

La méthode de calcul de Caquot, utilisée en génie civil pour le dimensionnement des poutrelles secondaires, repose sur des équations permettant de déterminer les dimensions de la poutrelle en fonction des charges et des moments fléchissant.

La première étape consiste à calculer la charge totale (Q) qui sera supportée par la poutrelle. Cette charge comprend à la fois les charges permanentes (G) et les charges variables (Qv). Ainsi, $Q = G + Qv$.

Ensuite, on détermine les moments fléchissant maximums (M) que la poutrelle devra supporter. Ces moments résultent de la combinaison des charges et peuvent être calculés à l'aide de l'équation suivante :

$$M = (Q \times L^2) / 8$$

où L représente la portée de la poutrelle.

Une fois les charges totales et les moments fléchissant maximums déterminés, on procède au dimensionnement de la poutrelle. La méthode de Caquot utilise des équations empiriques permettant de déterminer les dimensions de la section transversale de la poutrelle en fonction des contraintes de flexion et de cisaillement.

La contrainte de flexion (σ_f) est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_f = (M \times h) / (b \times d^2)$$

où h et b représentent respectivement la hauteur et la largeur de la poutrelle, et d représente la hauteur utile.

La contrainte de cisaillement (τ) est donnée par l'équation suivante :

$$\tau = (V \times b) / (d \times h)$$

Où V représente l'effort tranchant maximum.

En utilisant ces équations, on peut choisir les dimensions appropriées pour la poutrelle afin de garantir sa résistance et sa rigidité, tout en respectant les contraintes de flexion et de cisaillement.

Dans notre cas on applique la méthode de Caquot minorée étant donné que nous avons un plancher léger.

Tableau 11 Application de la méthode de caquot

Charge qu	11,07	9,57	11,07
CDC	1,50		1,50
	9,57	9,57	9,57
Mt, Appui	-6,70	-23,50	-23,77
M0 = ql ² /8 (Miso Max)	33,50	11,35	33,91
X0=Abscisse relatif Mmax	2,15	1,53	2,78
Mt, Travée Max	18,93	-12,29	19,17
Ef, Tranchant ISO	27,24	14,74	27,40
		27,24	14,74
Ef, Tranchant HYPER	23,82	14,65	30,83
		-30,65	-14,83

B. Calculer ferrailage :

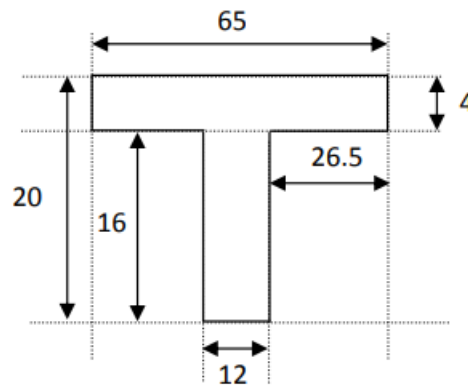


Figure 20 Schéma dimensions poutelle

À l'ELU :

➤ **En travée :**

Le calcul des armatures est réalisé en considérant le moment le plus défavorable dans chaque travée, en traitant la poutre comme une section en T soumise à une flexion simple :

$$M_{ut} = 19.17 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$h = 20 \text{ cm}; b = 65 \text{ cm}; d = 0.9h = 18 \text{ cm}; b_3 = 12 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\text{On a } M_t = \mu_0 b d^2 f_{bu}$$

$$\mu_0 = 0.8 \alpha_0 (1 - 0.4) = 0.16$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$M_t = 47.87 \text{ KN.m} > M_{ut} = 19.17 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre dans la table de compression

On calcule une section rectangulaire ($b = 65\text{cm}$ et $d = 18\text{cm}$)

✓ **Sur appuis :**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 = 12\text{ cm}$, $d = 18\text{ cm}$).

Calcul ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{19170}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.066 < 0.392$$

→ Pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.085$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.966$$

$$A_{\min} = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19170}{0.966 \times 18 \times 348} = 3.26\text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{cj}}{400} = 1.41\text{ cm}^2$$

$$A = \max(3.25\text{ cm}^2 ; 1.30\text{ cm}^2) \rightarrow A = 3.25\text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3\text{ HA}10 = 3.39\text{ cm}^2$

➤ **En appuis :**

$$M_{u\max} = 4,26\text{ KN.m}$$

En raison du moment négatif aux appuis et de la partie tendue située au niveau de la table, les ailettes peuvent être négligées. Ainsi, la section utilisée pour les calculs sera un rectangle de largeur $b_0 = 12\text{ cm}$ et de hauteur $h = 20\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{4260}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.077\text{ cm}^2$$

$\mu = 0,077 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.96$$

$$A_A = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4260}{0.96 \times 18 \times 348} = 0.70\text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{cj}}{400} = 0.26\text{ cm}^2$$

$$A = \max(0,70\text{ cm}^2; 0,26\text{ cm}^2) \rightarrow A = 0,70\text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 1 HA10 + 1 HA 12 = 2,26 cm²

À l'ELS :

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

➤ En travée :

$$M_u = 6.03$$

$$M_{ser} = 4.25$$

$$\gamma = \frac{6.03}{4.25} = 1.41$$

$\alpha = 0.085 < 0.44 \rightarrow$ Condition vérifiée Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS

➤ En appuis :

$$\alpha = 0,085 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

C. Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M.l^2}{10 \times E_v \times I_{Fv}} \text{ (Art : Annexe D CBA 93) et } f < \bar{f} = \frac{l}{500} \text{ (L < 5m. Art B.6.5.3 CBA 93)}$$

$$I_{Fv} = 0,00008213 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.8 \text{ MPa}$$

$$M_{u\max} = 19.77 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10 \times E_v \times I_{Fv}} = \frac{19770 \times 4.95^2}{10818.8 \times 10^6 \times 0,00008213} = 0.55$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{495}{500} = 0.99$$

$f = 0,55 < \bar{f} = 0,99 \rightarrow$ condition vérifiée.

D. Vérification des efforts tranchants :

Lorsqu'il s'agit de fissurations peu préjudiciables, il est nécessaire de procéder à une vérification pour s'assurer que :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} = \min(3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Nous n'avons donc pas besoin d'ajouter des cadres.

E. Ferrailage transversal :

Les armatures transversales utilisées sont des barres rondes lisses de qualité FeE24 ($f_e = 235$ MPa). Le dimensionnement des armatures transversales est effectué conformément aux deux règlements suivants :

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

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{n}{35} ; \phi_l ; \frac{v_o}{10} \right) \quad [3] \text{ (page 49)}$$

❖ 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 :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

$\phi_t \leq \min 5,7, 10, 5,7$ () mm .On adopte $\phi_t = 6$ mm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte $A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Avec : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,57}{10} > 0,036 \text{ cm}$ donc $S_t = 10 \text{ cm}$

F. Ferrailage de la dalle de compression :

- La dalle de compression sera ferrillée dans les deux sens pour éviter les fissurations. Le ferrailage sera réalisé en utilisant des treillis soudés.

- Il est important de respecter les conditions suivantes :

- Les armatures doivent être capables de résister aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Le ferrailage doit produire un effet de répartition entre les nervures voisines pour les charges localisées, notamment celles provenant des cloisons.
- Les dimensions des mailles doivent être conformes aux normes standardisées (ART.B 6.8. 423. CBA 93).

Comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit "A" la section des armatures perpendiculaires aux nervures, exprimée en centimètres carrés (cm²) par mètre de nervures.

- Si l'écartement entre les axes des nervures (L) est inférieur ou égal à 50 cm, alors la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A) doit être supérieure à 200/fe (avec A en cm² par mètre de nervures).
- Si l'écartement entre les axes des nervures se situe entre 50 cm et 80 cm, alors la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A) est égale à 4.L/fe (avec L en cm et fe en MPa).
- Les armatures parallèles aux nervures, à l'exception des armatures supérieures de ces dernières, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à A/2.
- Dans notre cas, nous avons une dalle de compression d'épaisseur 4 cm.
- L'écartement entre les nervures (L) est de 65 cm.
- La valeur de fe est de 400 MPa pour tous les diamètres d'armatures.
- Par conséquent, nous obtenons $A^{\perp} = 4 \times 65 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{m}$. Nous pouvons prendre une section d'armature de 5Φ6, ce qui équivaut à 1,41 cm².
- Pour la section des armatures parallèles aux nervures, nous prenons $A// = A^{\perp} / 2 = 0,325 \text{ cm}^2$. Nous pouvons également utiliser une section d'armature de 5Φ6, soit 1,41 cm².

Ainsi, nous adoptons un treillis soudé de φ6 (200 x 200).

Les résultats des calculs et vérifications ont conduit à l'adoption des armatures qui sont récapitulées dans le tableau suivant :

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée	3 HA10	5 Ø6
Sur appuis	1 HA10 + 1 HA12	5 Ø6

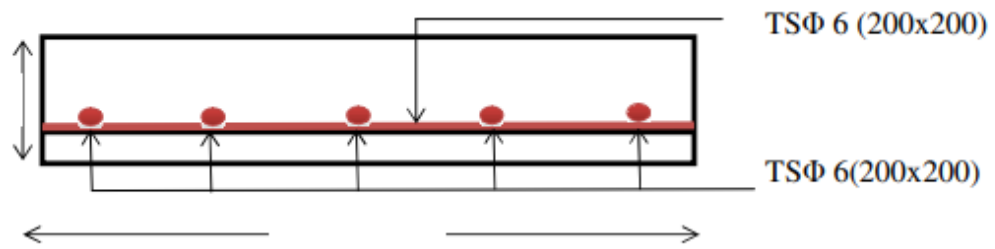


Figure 21 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

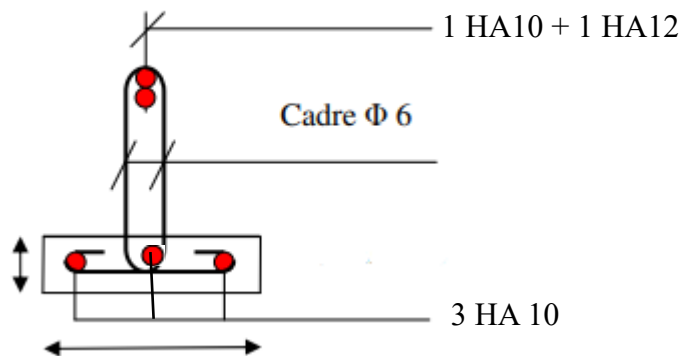


Figure 22 Ferrailage de la poutrelle

3. Étude du balcon :

Le bâtiment est équipé de balcons composés de dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm. Ces dalles sont de type console, ce qui signifie qu'elles sont intégrées et encastées au niveau du plancher.

3.1. Détermination des efforts :

3.1.1. Combinaison de charges :

➤ ELU :

- Charges permanentes : $G_1 = 5,32 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges dues à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ kN/m}^2$
- Charges des garde-corps en maçonnerie : $G_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

3.1.2. Combinaison de charges :

$$P_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 12.432 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.35G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS:

$$P_s = 5.32 + 3.5 = 8.82 \text{ KN/ml}$$

$$P' = 1 + G_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 + Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ Schéma statique de calcul :

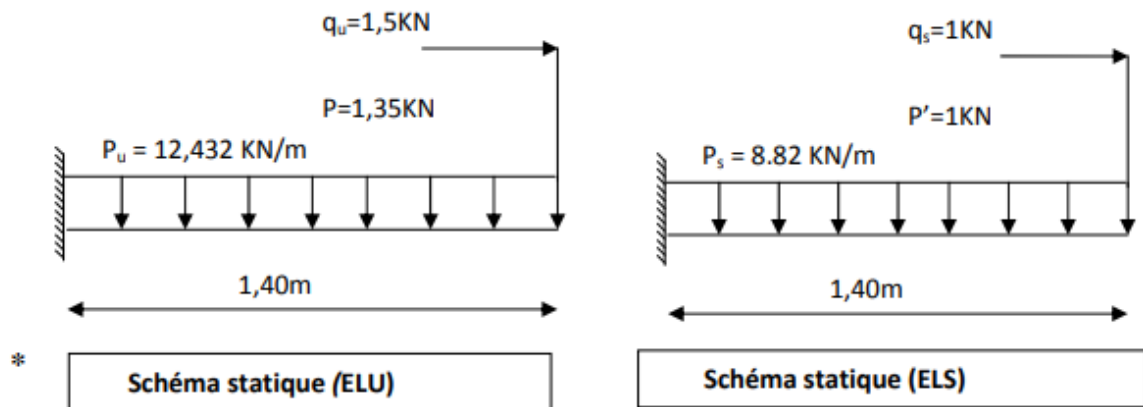


Figure 23 Schéma statique des calculs

3.1.3. Moments & efforts tranchants :

➤ ELU :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times l + q_u = 14.073 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u l + P = 18.754 \text{ KN}$$

➤ ELS :

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + P' l + q_s = 10.043 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s l + P' = 12.348 \text{ KN}$$

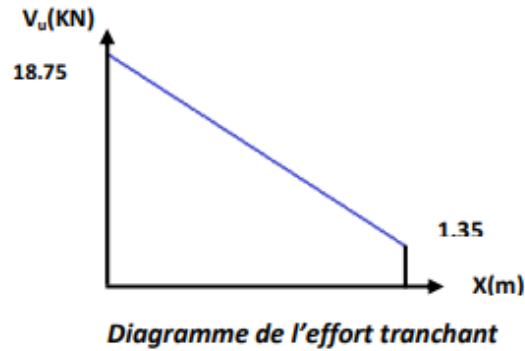


Figure 24 Diagramme des sollicitations à l'ELU

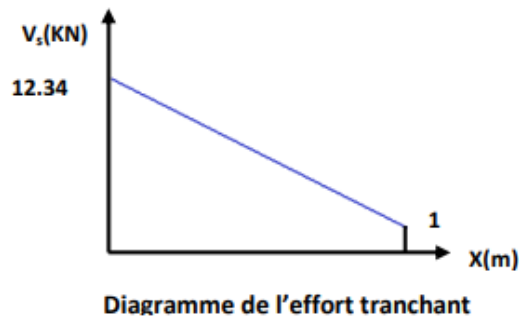


Figure 25 Diagramme des sollicitations à l'ELS

3.2. Ferrailage du balcon :

Le ferrailage est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte de la fissuration qui est considérée comme très préjudiciable. La section considérée pour le ferrailage a une largeur de 1,00 m et une épaisseur de 15 cm.

3.2.1. Les armatures principales :

$b = 1\text{m}$, $h = 15\text{ cm}$, $d = 0.9 h = 13.5\text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.073 \times 10^6}{1000 (135)^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.073}{10.04} = 1.40$$

➤ Calculer μ_{lu} :

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \times 10^4 = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_{lu} = 0.29 \rightarrow (\text{On n'utilise pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < 0.27 \rightarrow \text{On opte pour la méthode simplifiée}$$

➤ Calculer Z_b :

$$Z_b = d \times (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0.6 \times 0.054)$$

$$Z_b = 130.626\text{ mm}$$

➤ **Calculer A_l :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u(\max)}{Z_b \times \sigma_{su}} = \frac{14.073 \times 10^6}{130.626 \times 348} = 309.583 \text{ mm}^2 = 3.09 \text{ cm}^2$$

On prend donc : 5H12 = 6.65 cm² et

3.2.2. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3.09}{4} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On prend alors : 6HA8 = 3.02 cm² et

3.2.3. Vérifications :

➤ **Vérification ELU :**

1) **Condition de fragilité :**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3.02 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) **Vérification de disposition des armatures :**

• **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

h : l'épaisseur du balcon h = 15cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) **Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow V_u = 18.754 \text{ KN}$$

On vérifie que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18.754 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification des Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = Ky ; K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad n : \text{ est le coefficient d'équivalence}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
10.043	5.65	9.782 10 ³	4.01	102.6	4.114	15	Condition vérifiée

5) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

Nous devons vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_{su}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration pour les armatures à haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\{266.67 ; \text{Max}(200 ; 202)\} \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \mathbf{202 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = n K (d - y) = 15 \times 102.6 \times (0.135 - 0.0401) = \mathbf{146.051 \text{ MPa}}$$

Tel que: $n = 15$

$$\sigma_s = \mathbf{146.051 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{su} = \mathbf{202 \text{ MPa}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6) Vérification flèche :

Nous vérifions que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_T}{M_0}$$

$$2) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

- L : la portée entre nus d'appui.
- M = M₀ : moment maximum en travée.
- M₀ : moment isostatique.
- A_s : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{1}{10} \frac{14.073}{14.073} = 0.1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.185 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Étant donné que toutes les conditions requises sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

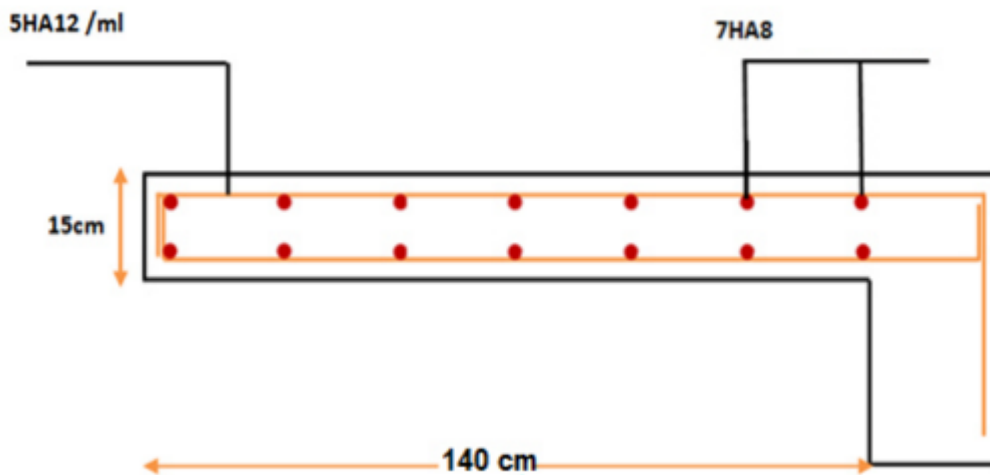


Figure 26 Schéma de ferrailage de balcon

4. Étude de la dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments dont l'épaisseur est relativement faible par rapport à leurs autres dimensions. Elles sont chargées perpendiculairement à leur plan médian et reposent sur deux, trois ou quatre appuis. Dans notre structure, nous avons des dalles pleines de forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis. Pour effectuer les calculs, nous choisirons la dalle qui est la plus sollicitée.

4.1. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{495}{35} = 14.14 \text{ cm}$$

En suivant le RPA qui impose $h_{min} = 12 \text{ cm}$

On prend $h = 15 \text{ cm}$

Avec :

$$l_x = 4.90 \text{ m}$$

$$l_y = 4.95 \text{ m}$$

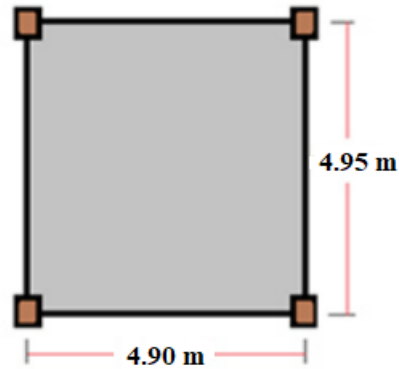


Figure 27 Dimensions de la dalle

4.2. Les sollicitations :

Le tableau ci-dessous récapitule les demandes de calcul pour le panneau de dalle.

La dalle pleine	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$q_u = 1.35G + 1.5Q$ (KN/m ²)	$q_s = G + Q$ (KN/m ²)
Les charges	5.13	5	14.425	10.13

Figure 28 Sollicitations de la dalle pleine

Le ferrailage sera calculé en utilisant les moments isostatiques M_x et M_y au centre de la dalle, qui correspondent respectivement aux directions L_x et L_y . Ces moments seront évalués pour des bandes de 1 mètre de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les surfaces des appuis.

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

- ✓ Si $0.40 < \alpha < 1$: On considère que la dalle supporte des charges dans deux directions.
- ✓ Si $\alpha < 0.4$: La dalle est considérée comme portant exclusivement dans le sens de sa portée la plus courte.

4.2.1. Évaluation des moments :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{490}{495} = 0.99 \rightarrow 0.40 < \alpha = 0.99 < 1$$

La dalle fonctionne dans les deux sens.

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur de 1m, nous aurons :

$$M_x = \mu_x q_u L^2 \quad (\text{Bonde parallèle } L_x).$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bonde parallèle } L_y).$$

• ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \implies \text{à L'ELS} \\ \nu = 0 & \implies \text{à L'ELU} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

1) ELU :

$$\nu = 0$$

Pour:

$$\alpha = 0.8 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0406 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2 = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 10.73 \text{ KN.m}$$

Pour prendre en compte le semi-encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront ajustés en multipliant par des coefficients spécifiques. Ces coefficients sont de 0,85 en travée et de 0,3 aux appuis, tant à l'état limite ultime (ELU) qu'à l'état limite de service (ELS).

$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x & \implies M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x & \implies M_{Y \text{ tra}} = 0,85 M_y \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

L'état	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	Sur appuis	-4.22
		En travée	11.95
	Y-Y	Sur appuis	-3.22
		En travée	9.12

Tableau 12 Moments appliqués à l'ELU

2) ELS :

$v = 0.2$

Pour:

$$\alpha = 0.8 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2 = 18.6 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 15.55 \text{ KN.m}$$

L'état	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELS	X-X	Sur appuis	-5.58
		En travée	15.81
	Y-Y	Sur appuis	-4.66
		En travée	13.22

Tableau 13 Moments appliqués à l'ELS

4.2.2. Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à **L'ELU** pour une bande de **1m**.

$H = 15\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}; \quad d = 13.5\text{cm}; \quad \gamma_b = 1.5; \quad \gamma_s = 1.15; \quad \text{FeE400.}$

$F_{ed} = 348 \text{ MPa}; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; \quad F_{bu} = 14.20 \text{ MPa.} \quad A' = 0$

➤ Dans le sens X-X :

Aux appuis → $M_a = 5.58$

En travée → $M_t = 15.81$

• Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4.22 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\gamma = \frac{M_{a_u}}{M_{a_{ser}}} = \frac{4.22}{5.58} = 0.76$$

$$\mu_{li} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{li} = [3440(0.76) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.78$$

$$\mu_{bu} = 0.016 < \mu_{li} = 0.78 \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.016 < \mu_{li} = 0.78 \rightarrow$ On utilisé la méthode simplifiée

$$Z_b = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0.6 \times 0.016) = 133.70 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Ma_U}{Z_B \cdot f_{ed}}$$

$$A_s = \frac{4.22 \times 10^6}{133.7 \times 384} = 0.67 \text{ cm}^2$$

On prend donc 5HA12

- **Aux travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{11.95 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{11.95}{15.81} = 0.76$$

$$\mu_{li} = [3440(\gamma) + 49(f_c 28) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{li} = [3440(0.76) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.78$$

$$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_{li} = 0.78 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_{li} = 0.78 \rightarrow \text{On utilisé la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0.6 \times 0.046) = 131.27 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Ma_U}{Z_B \cdot f_{ed}}$$

$$A_s = \frac{11.95 \times 10^6}{131.27 \times 384} = 2.37 \text{ cm}^2$$

On prend donc 5HA12

- **Dans le sens Y-Y :**

$$\text{Aux appuis} \rightarrow M_{app \text{ ELU}} = 3.22$$

$$\text{En travée} \rightarrow M_{tra \text{ ELU}} = 9.12$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{3.22 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{3.22}{4.66} = 0.69$$

$$\mu_{li} = 0.052$$

$$\mu_{bu} = 0.012 < \mu_{li} = 0.052 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.012 < \mu_{li} = 0.69 \rightarrow \text{On utilisé la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0.6 \times 0.012) = 134.03 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Ma_U}{Z_B \cdot f_{ed}}$$

$$A_s = \frac{3.22 \times 10^6}{134.03 \times 384} = 0.63 \text{ cm}^2$$

On prend donc 5HA12

- Aux travées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{9.12 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{9.12}{13.22} = 0.69$$

$$\mu_{li} = 0.052$$

$$\mu_{bu} = 0.035 < \mu_{li} = 0.052 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.035 < \mu_{li} = 0.69 \rightarrow \text{On utilisé la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0.6 \times 0.035) = 132.17 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Ma_U}{Z_B \cdot f_{ed}}$$

$$A_s = \frac{9.12 \times 10^6}{132.17 \times 384} = 179.69 \text{ mm}^2 = 1.79 \text{ cm}^2$$

On prend donc 5HA12

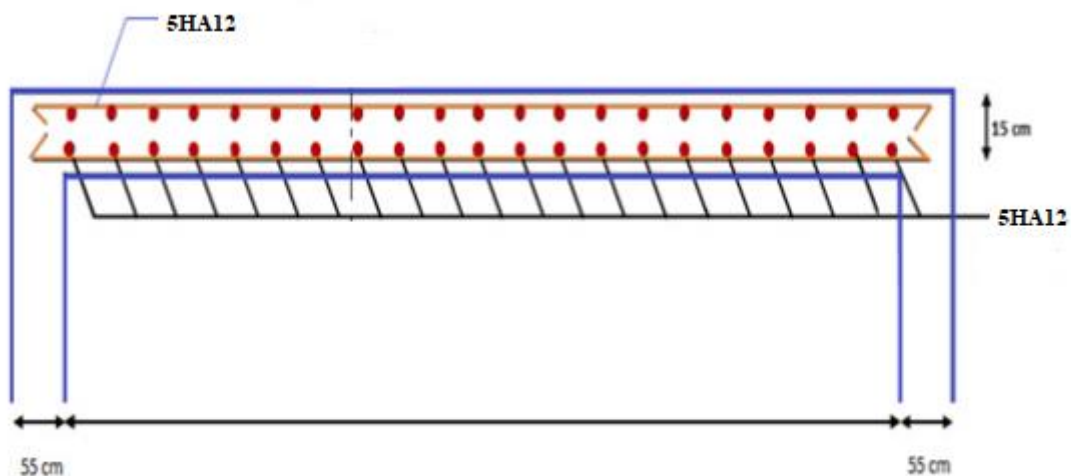


Figure 29 Schéma de ferrailage de la dalle pleine

Chapitre IV : Étude dynamique de la structure

1. Introduction :

Une secousse sismique est provoquée par la libération soudaine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre, entraînant des vibrations du sol. Les effets néfastes du séisme sur les structures sont ce qui le rend dangereux pour la vie humaine. Ainsi, la protection contre les séismes repose sur la conception et la construction d'ouvrages capables de résister à ce phénomène. Pour ce faire, il est nécessaire d'évaluer les charges sismiques qui agissent à chaque niveau de la structure et dans toutes les directions.

2. Étude dynamique :

2.1. Objectif de cette étude :

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Cela nous permet ensuite de calculer les efforts et les déplacements maximums dus à un séisme.

Étudier la dynamique d'une structure telle qu'elle est présentée initialement est souvent très complexe. C'est pourquoi il est courant de recourir à des modélisations qui simplifient suffisamment le problème pour qu'il puisse être analysé de manière plus aisée.

2.2. Présentation du Logiciel Robot structural Analysis :

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'importer des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

Robot Structural Analysis propose une large gamme d'options de chargement, y compris les charges statiques, les charges de vent, les charges sismiques et les charges de température. Il permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité pour évaluer le comportement des structures sous différentes conditions.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées pour la conception et l'optimisation des structures. Il fournit des outils de vérification des sections et des armatures, permettant de s'assurer que les éléments structuraux sont conformes aux normes de conception. De plus, il génère des rapports détaillés et des diagrammes pour faciliter la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un puissant outil d'analyse structurelle qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les performances des structures dans le but d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

2.3. La modélisation de notre structure :

Une structure se compose de poutres flexibles reliées par des nœuds et soutenues par une fondation rigide. Cependant, il est important de souligner que ce modèle est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Dans le cadre de notre calcul, nous avons adopté un modèle dynamique qui consiste en une console verticale fixée à sa base. Les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

2.4. Détermination des séquences propres :

Dans une structure idéale classique, l'absence d'amortissement implique qu'elle peut vibrer indéfiniment sans nécessiter d'apport d'énergie externe. Cependant, il est important de noter que ce comportement est purement théorique en raison des frottements inévitables qui réduisent l'amplitude des vibrations.

L'équation du mouvement d'un système en mouvement libre et sans amortissement peut être exprimée par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où : $\{\ddot{x}\}$, $\{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA) permet d'obtenir les principales caractéristiques dynamiques de ce système, à savoir les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure effectue un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Cela peut être exprimé de la manière suivante :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2\{A\} \sin(\omega t + \phi)$$

En reportant les équations (5-2) et (5-3) dans l'équation (5-1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} \sin(\omega t + \phi) = \{0\}$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\}$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où :

$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

2.5. La modélisation de notre structure :

Nous avons suivi les étapes suivantes pour modéliser notre bâtiment :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle en déterminant la position des nœuds et la connectivité des éléments.
- 2) Spécification et assignation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments du modèle.
- 3) Définition des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et attribution de ces charges aux nœuds et aux éléments du modèle.
- 4) Spécification des conditions aux limites, telles que les appuis ou les diaphragmes, afin de définir les contraintes auxquelles la structure est soumise.
- 5) Lancement de l'analyse du problème et, si nécessaire, apport de corrections au modèle pour assurer sa précision.
- 6) Visualisation des résultats obtenus, que ce soit à l'écran ou enregistrés dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et les comportements de la structure.
- 7) Interprétation des résultats pour évaluer les performances de la structure et en tirer des conclusions pertinentes.

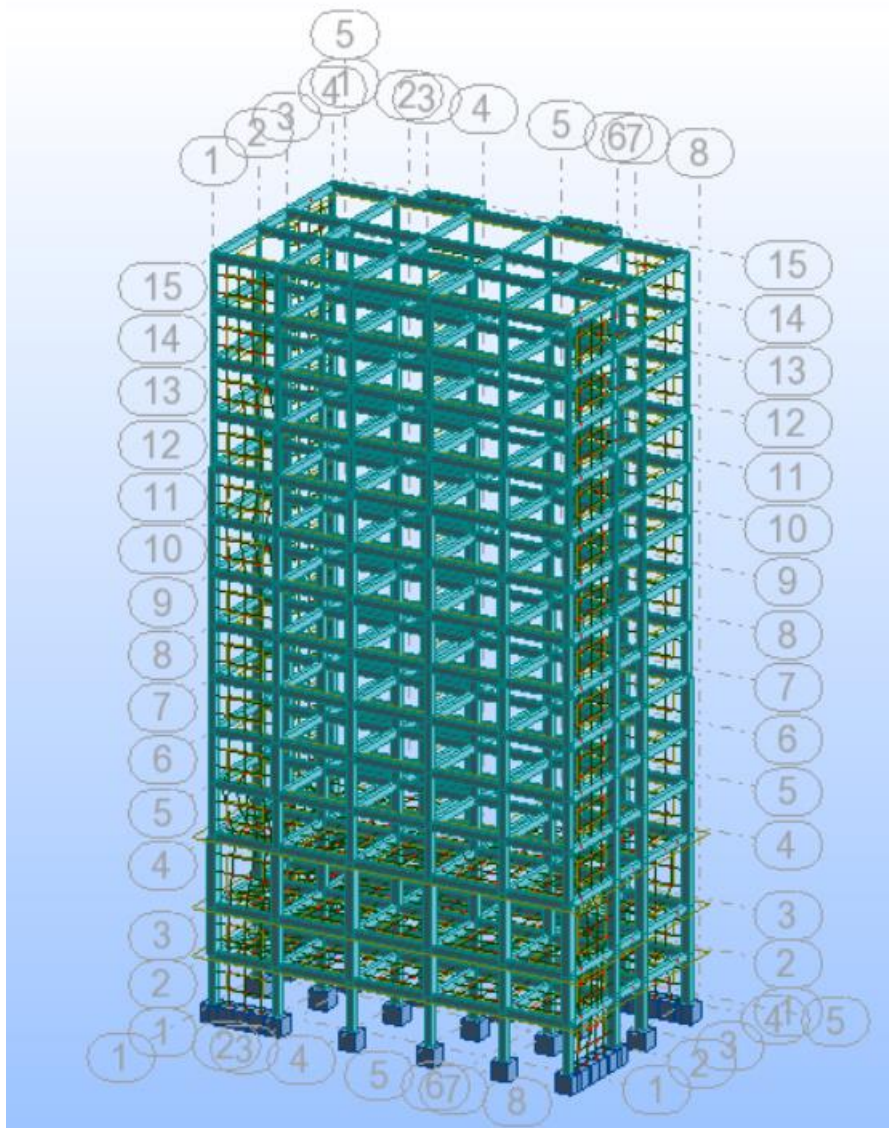


Figure 30 Modélisation structure (3D)

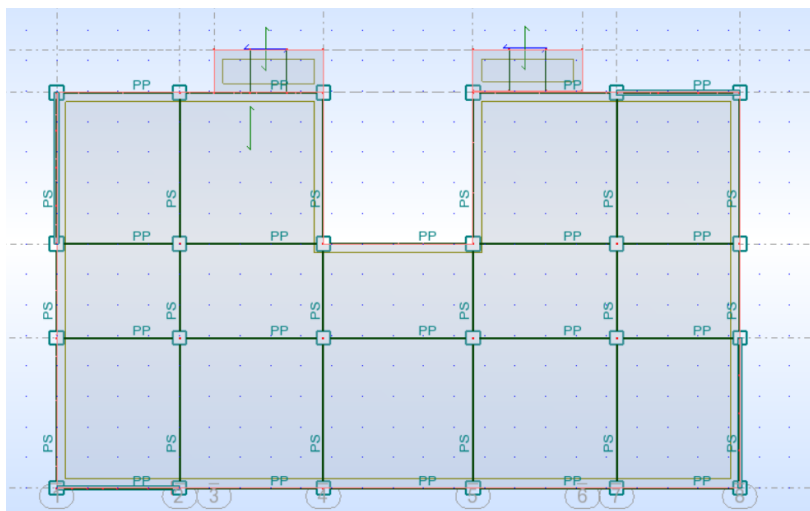


Figure 31 Modélisation de la structure (Vue en Plans)

2.6. Caractéristique géométrique de notre structure :

➤ Centre de masse :

Par définition, le centre de masse représente le point où s'applique la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse peuvent être calculées en utilisant les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

➤ Centre de rigidité :

Le centre de torsion est le point où se trouve le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. C'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux. Deux cas peuvent se présenter :

- ❖ Si le centre de masse et le centre de torsion coïncident, les efforts horizontaux tels que le séisme ou le vent provoquent uniquement une translation de la structure.
- ❖ En revanche, si le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subit à la fois une translation et une rotation.

Lorsqu'une analyse tridimensionnelle est effectuée, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle équivalente à ±0.05L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré, et ce, dans chaque direction.

➤ Excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05$

L : La plus grande dimension de bâtiment

Sens X : $e_a = 0.05 \times 22.36 = 1,118 \text{ m}$

Sens Y : $e_a = 0.05 \times 14.35 = 0,72 \text{ m}$

➤ La période fondamentale :

La période fondamentale (T) de la structure peut être déterminée en utilisant des formules empiriques ou en effectuant des calculs analytiques ou numériques.

Une formule empirique couramment utilisée est la suivante, selon le RPA99/version2003 : (4-6) :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

En prenant en compte les valeurs suivantes :

-h_N : hauteur mesurée en mètres depuis la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$h_N = 37.76 \text{ m}$

- C_T : un coefficient dépendant du système de contreventement et du type de remplissage, dont la valeur est indiquée dans le tableau 4.6 du RPA99/version2003

Dans notre cas, le contreventement est partiellement assuré par des voiles en béton armé :

D'où : $C_T = 0.05$

Donc : $T = 0.05 \times (37.76)^{3/4} = 0.76 \text{ sec}$

$T = 0.76 \text{ sec}$

➤ La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit respecter certaines conditions :

- Il est nécessaire d'avoir un nombre suffisant de voiles pour assurer une rigidité adéquate tout en maintenant un niveau de coût économique.
- Il faut également veiller à ce que la disposition des voiles permette une excentricité minimale.

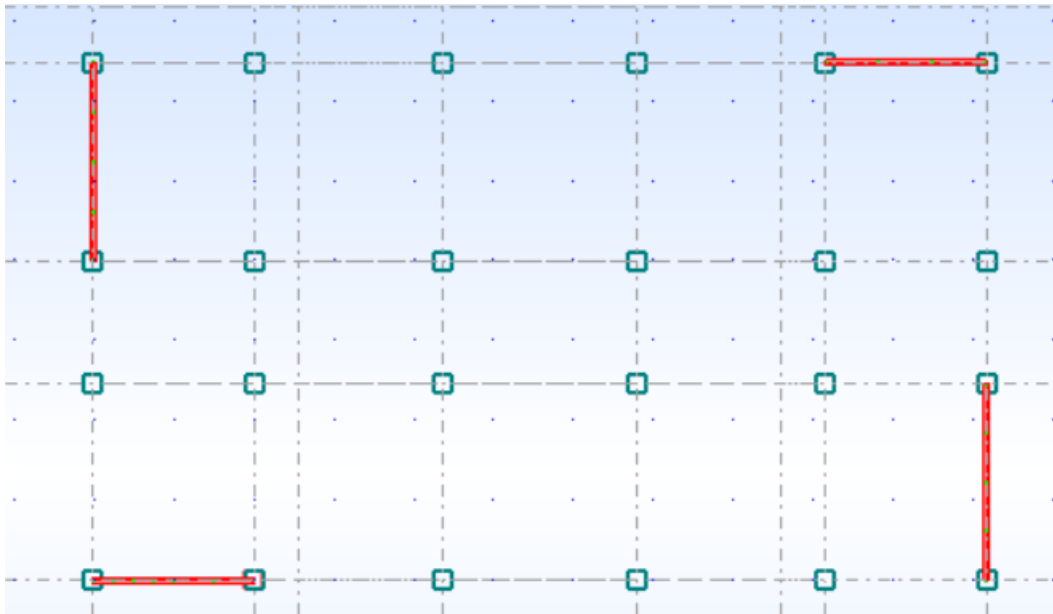


Figure 32 Disposition des voiles du 1er étage au 11ème étage

2.7. Résultats :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
6/ 1	1,20	0,83	54,45	0,08	#ind#	54,45	0,08	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 2	1,37	0,73	54,54	54,23	#ind#	0,09	54,15	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 3	1,67	0,60	54,75	54,24	#ind#	0,21	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 4	4,01	0,25	73,76	54,24	#ind#	19,01	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 5	4,33	0,23	73,76	66,07	#ind#	0,00	11,83	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 6	5,87	0,17	73,77	76,77	#ind#	0,00	10,70	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 7	5,99	0,17	73,79	76,83	#ind#	0,03	0,06	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 8	6,87	0,15	77,44	76,84	#ind#	3,65	0,01	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 9	7,43	0,13	77,64	76,84	#ind#	0,20	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 10	9,33	0,11	86,15	76,85	#ind#	8,51	0,01	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 11	9,75	0,10	86,16	79,81	#ind#	0,01	2,96	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 12	11,58	0,09	86,17	87,41	#ind#	0,01	7,60	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 13	11,75	0,09	86,28	87,78	#ind#	0,11	0,37	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 14	13,69	0,07	86,36	87,78	#ind#	0,08	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
6/ 15	14,83	0,07	88,25	87,78	#ind#	1,89	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 1	1,20	0,83	54,45	0,08	#ind#	54,45	0,08	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 2	1,37	0,73	54,54	54,23	#ind#	0,09	54,15	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 3	1,67	0,60	54,75	54,24	#ind#	0,21	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 4	4,01	0,25	73,76	54,24	#ind#	19,01	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 5	4,33	0,23	73,76	66,07	#ind#	0,00	11,83	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 6	5,87	0,17	73,77	76,77	#ind#	0,00	10,70	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 7	5,99	0,17	73,79	76,83	#ind#	0,03	0,06	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 8	6,87	0,15	77,44	76,84	#ind#	3,65	0,01	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 9	7,43	0,13	77,64	76,84	#ind#	0,20	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 10	9,33	0,11	86,15	76,85	#ind#	8,51	0,01	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 11	9,75	0,10	86,16	79,81	#ind#	0,01	2,96	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 12	11,58	0,09	86,17	87,41	#ind#	0,01	7,60	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 13	11,75	0,09	86,28	87,78	#ind#	0,11	0,37	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 14	13,69	0,07	86,36	87,78	#ind#	0,08	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0
7/ 15	14,83	0,07	88,25	87,78	#ind#	1,89	0,00	#ind#	1796707,21	1796707,21	0,0

Figure 33 Résultats de l'étude dynamique

3. Étude sismique :

3.1. Généralité :

Les séismes ont toujours été l'une des catastrophes les plus graves pour l'humanité. Leur apparition soudaine et souvent imprévisible, la force destructrice qu'ils génèrent et l'ampleur des pertes humaines et matérielles ont laissé une empreinte dans la mémoire des générations. Parfois, les dommages causés peuvent équivaloir au budget annuel d'un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut entraîner une grave crise économique, voire une baisse abrupte du niveau de vie dans une région pendant une période prolongée. Une question cruciale se pose alors : comment limiter les dommages causés aux constructions lors d'un séisme ?

Il est donc essentiel de construire des structures capables de résister aux séismes dans les zones à risque sismique.

La justification du système de contreventement consiste à déterminer la valeur de R :

Conformément aux définitions énoncées dans le RPA99/V2003, lors du choix du système de contreventement et du coefficient de comportement R, il est nécessaire de calculer le pourcentage des charges verticales et horizontales supportées par les portiques et les voiles.

Les résultats de l'analyse d'interaction indiquent que les voiles supportent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal. Par conséquent, pour notre système de contreventement, nous choisissons un coefficient de comportement R égal à 3.5.

3.2. Les différentes méthodes de calcul :

Différentes méthodes approximatives ont été proposées pour évaluer les forces internes générées dans une structure soumise à des sollicitations sismiques. Le calcul de ces forces peut être effectué à l'aide de trois méthodes principales :

- La méthode statique équivalente : Cette méthode utilise une charge statique équivalente pour représenter les effets sismiques. Elle simplifie le problème en convertissant les forces sismiques en forces statiques équivalentes appliquées sur la structure.
- La méthode d'analyse modale spectrale : Cette méthode utilise l'analyse modale pour déterminer les modes de vibration dominants de la structure. Les forces sismiques sont ensuite calculées en utilisant des spectres de réponse spécifiques à chaque mode de vibration.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes : Cette méthode utilise des enregistrements d'accélération réels, appelés accélérogrammes, pour simuler les vibrations sismiques. Les forces sismiques sont calculées en appliquant ces accélérogrammes à la structure et en résolvant les équations du mouvement.

Ces trois méthodes permettent d'obtenir des estimations des efforts internes sismiques dans une structure, chacune présentant des avantages et des limitations spécifiques. Le choix de la méthode appropriée dépend de la complexité de la structure, des données disponibles et des objectifs de l'analyse sismique.

3.3. Choix de la méthode de calcul :

Avant de choisir la méthode à utiliser, il est nécessaire de prendre en compte un certain nombre de conditions conformément aux règles en vigueur en Algérie, telles que spécifiées dans le RPA99/version 2003.

➤ Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

Conformément à l'article 4.2.3 du RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui agit à la base de la structure doit être calculée séparément dans deux directions horizontales orthogonales, en utilisant la formule suivante :

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

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et du période fondamental de la structure (T).

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

$$\begin{array}{llll} A = 0.15 & \eta = 0.882 & R = 3.5 & h_N = 37.76 \text{ m} \\ T_1 = 0.15 \text{ s} & T_2 = 0.5 \text{ s} & Q = 1.1 & \end{array}$$

Dans notre cas, on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{d}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Sens longitudinal : $d_x = 22.36 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.71 \text{ s}$

Sens transversal : $d_y = 14.35 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.9 \text{ s}$

Selon le RPA99/version 2003, il est nécessaire d'utiliser la plus petite valeur parmi les périodes obtenues dans chaque direction.

On prend alors :

$$T_x = 0.71 \text{ s}$$

$$T_y = 0.9 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$0.4 < T_x < 3 \text{ s Donc } D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

D'où :

$$D_x = 2,5 \times 0,816 (0,5 / 0,71)^{2/3} = 1.615$$

$$D_y = 2,5 \times 0,816 (0,5 / 0,9)^{2/3} = 1.378$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 6152.41$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 5249.55$$

La méthode statique équivalente peut être utilisée sous certaines conditions, notamment :

1. La structure doit être régulière en plan et en élévation, avec une hauteur ne dépassant pas 65 m en zones I et II, et 30 m en zone III.

2. Si la structure présente une configuration irrégulière, elle doit encore respecter les conditions supplémentaires suivantes :

- Zone I : Tous les groupes d'usages.

- Zone II : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2 avec une hauteur totale (HT) ≤ 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B avec une hauteur totale (HT) ≤ 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A avec une hauteur totale (HT) ≤ 3 niveaux ou 10 m.

- Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 avec une hauteur totale (HT) ≤ 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B avec une hauteur totale (HT) ≤ 3 niveaux ou 10 m.

Dans notre cas, la structure est implantée en Zone IIa et appartient au groupe d'usage 2, mais elle dépasse la hauteur limite de 23 m. Par conséquent, toutes les conditions requises pour l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites.

Il est donc recommandé d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

➤ Classification de notre ouvrage :

Pour notre cas spécifique :

- La zone sismique est la Zone IIa, correspondant à la wilaya de Mostaganem.
- Le groupe d'usage est le groupe 2, comprenant les bâtiments d'habitation et de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Le site est classé comme "meuble S3".
- Les valeurs de T1 et T2, qui représentent les périodes caractéristiques de la structure, sont respectivement de 0,15 s et 0,50 s.
- Le système structurel adopté est une combinaison de voiles et de portiques.

➤ Condition d'RPA99/Version 2003 :

Selon les recommandations du RPA99/version 2003 (article 4.3.6), une vérification importante concerne la résultante des forces sismiques. En effet, la résultante des forces sismiques à la base V_t , obtenue en combinant les valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si V_t est inférieur à 0.8 V , il sera nécessaire d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans un rapport spécifique :

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

➤ Application la méthode dynamique modale spectrale :

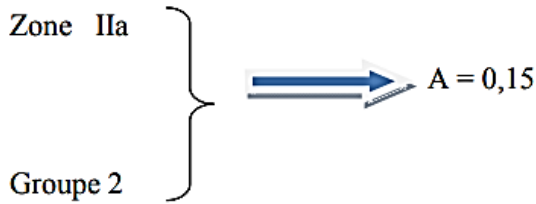
Le spectre de réponse est particulièrement utile car il permet d'obtenir la réponse linéaire d'une structure complexe en combinant les réponses de ses modes propres de vibration. Il représente l'action sismique à travers le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)



η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 8,5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0,816 > 0,7$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0,50$ s

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

La formule suivante donne l'effort tranchant pour chaque mode : $V_t = \frac{sa}{g} \times W_i \times a_i$

Mode	Période	a_i (%)	W_i (KN)	Sa/g	V_t (KN)
1	0.85	55.80	178666.841	0.052	518419.70
2	0.74	0.11	178666.841	0.065	1277.47
3	0.61	0.22	178666.841	0.082	3223.15
4	0.25	19.27	178666.841	0.084	289204.44
5	0.23	0	178666.841	0.084	0
6	0.17	0	178666.841	0.101	0
7	0.17	0.03	178666.841	0.103	541.36
8	0.15	3.71	178666.841	0.131	86833.87
9	0.14	0.19	178666.841	0.136	4616.75
10	0.11	8.13	178666.841	0.144	209168.84

Tableau 15 Effort tranchant sens longitudinal

Mode	Période	a_i (%)	W_i (KN)	Sa/g	V_t (KN)
1	0.85	0.10	178666.841	0.052	929.06
2	0.74	55.42	178666.841	0.065	643611.56
3	0.61	0.01	178666.841	0.082	146.50
4	0.25	0	178666.841	0.084	0
5	0.23	12.48	178666.841	0.084	187300.02
6	0.17	10.18	178666.841	0.101	183701.67
7	0.17	0.09	178666.841	0.103	1656.24
8	0.15	0.01	178666.841	0.131	234.05

9	0.14	0	178666.841	0.136	0
10	0.11	0	178666.841	0.144	0

Tableau 16 Effort tranchant sens transversal

➤ Combinaison des réponses modales (Art 4,3.5 ; RPA 99) :

a) Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$ Sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation

suivante : $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 8,5\%$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec E : effort de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul $K = 12$)

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

➤ Analyses des résultats :

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Conditions d'application de la méthode 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.

❖ **Principe :**

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Concentration des masses au niveau des planchers ;
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;

- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90% ;
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

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

$$K \geq 3\sqrt{N} = 11.61 \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

➤ **Utilisation de La méthode d'analyse modale spectrale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des deux (2) directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20 \text{ s}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=12)

$$K \geq 3\sqrt{12} \cong 10 \text{ modes et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

Condition vérifiée.

Chapitre V : Étude et ferrailage des éléments structuraux

1. Introduction :

Une fois les sollicitations calculées, notre démarche consiste à déterminer les sections d'acier nécessaires pour garantir la résistance et la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le dimensionnement des sections sera réalisé conformément aux règles du calcul du béton armé, notamment les normes CBA 93, BAEL et RPA 99/Ver2003.

Les règles CBA 93, intitulées "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", établissent les principes et les méthodes les plus actuelles pour la conception et la vérification des structures et ouvrages en béton armé. Elles s'appliquent principalement aux bâtiments courants.

Les règles RPA 99/Ver2003, appelées "Règles Parasismiques Algériennes", fixent les normes de conception et de calcul des structures en béton armé dans les zones sismiques. Elles ont pour objectif de garantir une protection adéquate des vies humaines et des constructions contre les effets des actions sismiques, en assurant une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres, soumises à des moments fléchissants et des efforts tranchants, seront calculées en utilisant les principes de la flexion simple.
- Les poteaux, quant à eux, subissent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissants, et seront donc calculés en utilisant les principes de la flexion composée.
- Les voiles, soumis aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissants, seront également calculés en utilisant les principes de la flexion composée.

2. Ferrailage des poteaux (Longitudinale) :

Les poteaux jouent un rôle crucial dans la transmission des forces des poutres vers les fondations, et leur dimensionnement en acier sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée à l'état limite ultime (ELU). La section d'acier sera calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

- ✓ Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier sera déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

2.1. Caractéristiques des matériaux :

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	\emptyset	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	1	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

Tableau 17 Caractéristiques mécaniques des matériaux

2.2. Combinaison de charges :

ELU **1,35G + 1,5Q**

ELS **G + Q**

➤ *Selon RPA 99* (situation accidentelle)

G + Q ± E **0,8G ± E**

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{max} ; $M_{correspondant}$

N_{min} ; $M_{correspondant}$

M_{max} ; $N_{correspondant}$

V.1.5. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

ZONE 1 : Sous-sol + RDC

ZONE 2 : du 1^{er} au 3^{ème} étage

ZONE 3 : du 4^{ème} au 5^{ème} étage

ZONE 4 : du 6^{ème} au 7^{ème} étage

ZONE 5 : du 8^{ème} au 11^{ème} étage.

Les charges dans chaque zone sont obtenues à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants.

Tableau 18 Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	-2817,83	29,511	-32,34	14,89	-54,671	-2773,87
Ferrailage (cm ²)	42.72		1.42		42.79	
Zone 02	-2105,9	58,701	-585,74	8,438	58,701	-2105,9
Ferrailage (cm ²)	33.72		8.92		33.72	
Zone 03	-1481,01	36,555	-365,01	10,379	-39,782	-1339,96
Ferrailage (cm ²)	23.43		5.86		21.6	
Zone 04	-913,54	-14,589	-156,81	13,108	-38,468	-339,37
Ferrailage (cm ²)	14.09		3.11		7.39	
Zone 05	-381,56	3,622	-30,38	3,162	49,164	-154,56
Ferrailage (cm ²)	5.27		0.64		5.38	

Tableau 19 Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles 0.8G±E

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	-1909,01	-52,67	870,8	7,002	56,431	-1123,27
Ferrailage (cm ²)	26.3		0		16.65	
Zone 02	-1364,87	-45,434	349	14,522	83,018	-387,16
Ferrailage (cm ²)	19.38		0		9.08	
Zone 03	-916,14	-44,402	33,97	11,876	83,154	-326,41
Ferrailage (cm ²)	13.72		0		8.32	
Zone 04	-525,86	-46,248	52,71	5,58	77,914	-254,95
Ferrailage (cm ²)	9.2		0		7.54	
Zone 05	-271,84351	-0,500006	47,45	6,996	83,154	-67,28
Ferrailage (cm ²)	3.43		0		5.37	

Tableau 20 Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles (G+Q±E)

	N_{max} M_{corr}		N_{min} M_{corr}		M_{max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	-2357,51	-19,798	675,81	6,679	-66,512	-1703,63
Ferrailage (cm ²)	30.39		0		24.37	
Zone 02	-1842,48	-41,438	189,09	13,603	-90,157	-998,45
Ferrailage (cm ²)	25.15		0		17.08	
Zone 03	-1251,74	-40,995	-72,32	9,26	-91,90	-635,7
Ferrailage (cm ²)	17.74		1.38		12.64	
Zone 04	-732,86	-49,726	17,16	4,5	-88,276	-419,02
Ferrailage (cm ²)	11.99		0		10.25	
Zone 05	-292,24	-42,352	26,43	7,885	95,446	-105,78
Ferrailage (cm ²)	6.06		0		6.54	

2.3. Calcul des armatures longitudinale :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

➤ **Le ferrailage minimal d'après CBA93**

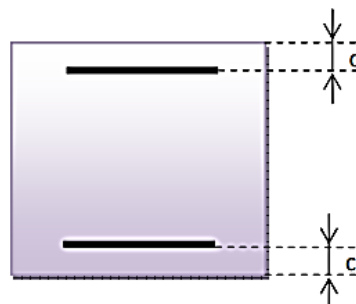
Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

➤ **Recommandations du «BAEL91»**

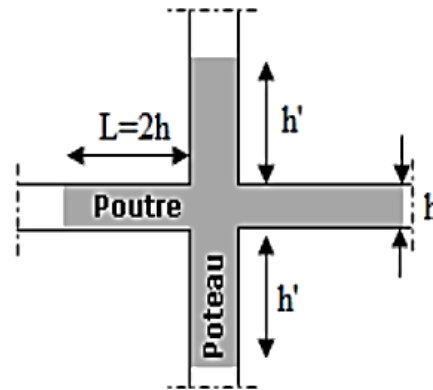
$$\begin{cases} A_{min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b×h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)



➤ **Recommandation RPA 99/v.2003 :**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- ✓ Ferrailage maximum sera de :
 - ✓ **4%** en zone courante.
 - ✓ **6%** en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- ✓ La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- ✓ Le diamètre minimum est de **12 mm**



Calcul des armatures longitudinale des poteaux :

Tableau 21 Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	Section (cm*cm)	A_{max} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)
Zone 1	55 x 55	195	31.2	4.23
Zone 2	45 x 45	178.75	28.6	3.88
Zone 3	40 x 40	165	26.4	3.85
Zone 4	35 x 35	150	24	3.26
Zone 5	30 x 30	137.5	22	2.9

Conclusion :

$$A_{\text{adopté}} = \text{Max} (A_{\text{max}}, A_{\text{th}}, A_{\text{sc}})$$

Tableau 22 Ferrailage longitudinale adopté

Poteaux	Section (cm*cm)	A _{adopté}	A _{adopté} /face
Zone 1	55 x 55	42.72	10T20+6T16 = 43.48
Zone 2	45 x 45	33.72	4T20+12T16=36.68
Zone 3	40 x 40	26.4	12T16+4T12=27.2
Zone 4	35 x 35	24	12T16=24.12
Zone 5	30 x 30	22	8T16+4T14=22.24

➤ **Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1) :**

Selon la zone sismique II_a, la longueur minimale de recouvrement est donnée pour :

$$L_r = 40 \varnothing$$

Diamètre \varnothing (mm)	Longueur L (cm) = 40 \varnothing
Ø20	80
Ø16	64
Ø14	56
Ø12	48

Tableau 23 Longueur de recouvrement

2.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ont un rôle essentiel qui comprend :

- ✓ Prévenir les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Assurer la reprise des efforts tranchants et des contraintes de cisaillement des poteaux.
- ✓ Maintenir en place les armatures longitudinales.

2.4.1. Diamètre des aciers :

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa $t = 10 \text{ cm}$
- ✓ Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa $t = 15 \text{ cm}$

2.4.2. La quantité des armatures transversale minimale :

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre la valeur limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec « **a** » et « **b** », dimensions de la section droite du poteau dans la 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 minimum de **10 ϕ** .

Tableau 24 Choix des armatures transversales des poteaux

Poteaux	Section (cm*cm)	A_{adopté}	A_{adopté/face}
Zone 1	55 x 55	5.17	10Φ10
Zone 2	45 x 45	5.17	10Φ10
Zone 3	40 x 40	4.52	9Φ8
Zone 4	35 x 35	4.52	9Φ8
Zone 5	30 x 30	4.52	9Φ8

2.5. Vérification des contraintes :

La fissuration a un impact limité, seule la contrainte dans le béton est vérifiée. Le calcul est effectué en considérant le scénario le plus défavorable pour chaque zone.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau 25 vérification des contraintes dans le béton

Section	N_{ser} (KN)	A (cm²)	B (cm²)	σ_b	σ̄_b	Vérification
55 x 55	2716.89	51.22	2422.68	0.85	15	C.V
45 x 45	2138.369	45.68	1908.035	0.82	15	C.V
40 x 35	1380.819	37.128	1234.002	0.77	15	C.V
35 x 25	1006.072	32.003	900.176	0.73	15	C.V
25 x 20	426.616	21.532	381.506	0.60	15	C.V

2.6. Justification de l'effort ultime :

L'effort normal ultime est déterminé comme étant la valeur maximale de l'effort axial qu'un poteau peut supporter sans subir de flambement. L'expression de l'effort normal ultime est la suivante :

$$N_{ultim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots \text{ Si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots \text{ Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

2.7. Vérification du flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$ qu'on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs

de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : c'est la longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

i : c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés :

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petite longueur

La vérification a été faite sur le tableau 9.

2.8. Schéma de ferrailage des poteaux :

Zone 1 :

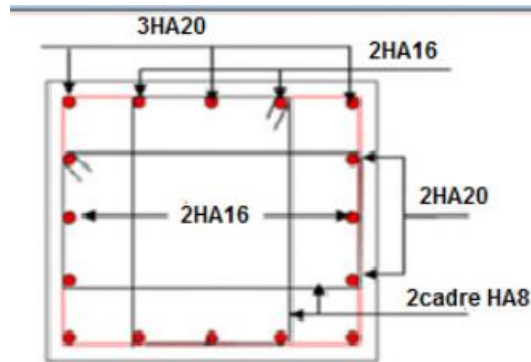


Figure 34 Schéma de ferrailage des poteaux zone 1

Zone 2 :

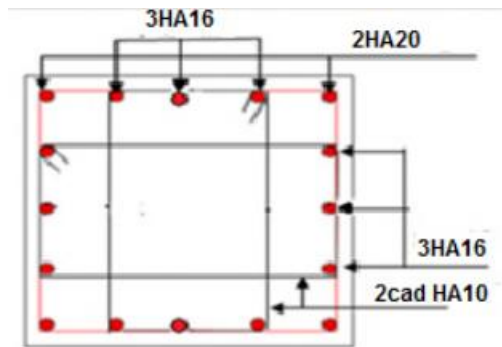


Figure 35 Schéma de ferrailage des poteaux zone 2

Zone 3 :

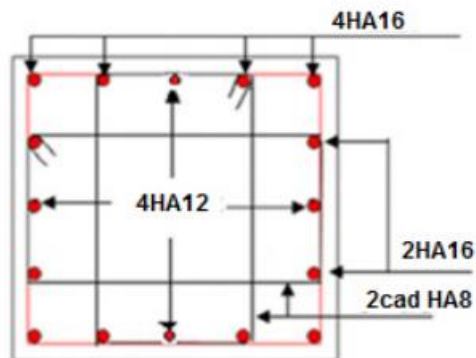


Figure 36 Schéma de ferrailage des poteaux zone 3

Zone 4 :

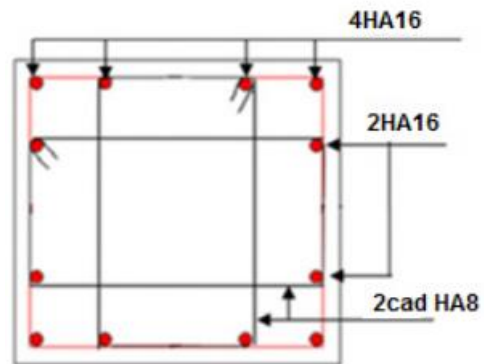


Figure 37 Schéma de ferrailage des poteaux zone 4

Zone 5 :

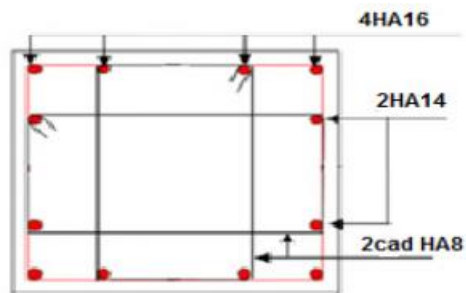


Figure 38 Schéma de ferrailage des poteaux zone 5

3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des composants structuraux chargés de transmettre les charges des planchers aux poteaux. Elles sont principalement soumises à des forces de flexion. Le dimensionnement de l'armature des poutres est calculé en utilisant les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELA), en se basant sur le moment le plus défavorable, conformément aux recommandations de la norme RPA 99/version 2003.

3.1. Prescriptions données par le RPA99/V2003 :

➤ Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0,5% de la section.
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 fois le diamètre de l'acier (zone IIa).
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être ancrées dans les poteaux de rive et d'angle avec des crochets à 90°.

➤ Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par la formule : $A_t = 0.003 \times S_x b$.
- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si des armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un espacement minimum de "h/4, 12φ".
 - En dehors de la zone nodale, l'espacement doit être inférieur ou égal à "h/2".
- ✓ Le diamètre des armatures longitudinales à utiliser est le plus petit diamètre disponible, y compris le diamètre des aciers comprimés pour les sections en travée.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être positionnées à une distance maximale de 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3.2. Prescriptions données par BAEL 91 :

➤ Armatures longitudinales

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit : $A_s \geq A_{lmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$
- ✓ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\phi'1_{\min} \neq 0) \quad \text{L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures transversales :**

✓ **Volume d'armatures :**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0.9 f_e / \gamma_s}$$

Avec : A_t Droites $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \Rightarrow \text{Donc : } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij}^* k \quad f_{ij}^* = \text{Min} \{ f_{ij}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

✓ **Section minimale d'armature d'âme :**

✓ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$

✓ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\}$

✓ Espacement maximale : $S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\}$

✓ Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

➤ **Calcul des armatures :**

✓ **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_c 28}{\theta \gamma_b}$


✓ **Calcul du moment réduit limite « μ_l » :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

$\mu \leq \mu_l = 0,392$  la section est simplement armée (SSA).

 Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s' = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendues).

$\mu \geq \mu_l = 0,392$  la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

Le calcul sera effectué selon les états limites ultimes (ELU) en considérant la flexion simple. Les moments maximaux, à la fois en travées et en appuis, seront déterminés à l'aide du logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

➤ **Poutres principales (30x45) :**

Niveau	Position	ELU		ELS
		$M_u^{max} (KN.m)$	$V_u^{max} (KN)$	$M_{ser}^{max} (KN.m)$
Zone 1	En Travée	46.601	80.88	45.91
	En Appuis	61.167		46.601
Zone 2	En Travée	52.203	84.38	34.12
	En Appuis	73.552		37.913
Zone 3	En Travée	55.981	86.42	35.795
	En Appuis	79.49		40.665
Zone 4	En Travée	90.951	88.99	36.652
	En Appuis	69.717		44.282
Zone 5	En Travée	73.569	111.16	39.938
	En Appuis	78.282		55.881

Tableau 26 Sollicitations des poutres principales.

➤ **Poutres secondaires (30x45) :**

niveau	Position	ELU		ELS
		$M_u^{max}(KN.m)$	$V_u^{max}(KN)$	$M_{ser}^{max}(KN.m)$
Zone 1	En Travée	45.023	69.33	33.13
	En Appuis	84.972		22.656
Zone 2	En Travée	42.688	61.73	31.028
	En Appuis	104.311		18.199
Zone 3	En Travée	54.688	78.37	39.329
	En Appuis	109.548		23.849
Zone 4	En Travée	62.254	92.53	45.298
	En Appuis	100.149		27.457
Zone 5	En Travée	62.443	99.2	47.632
	En Appuis	100.141		29.732

Tableau 27 Sollicitations des poutres secondaires.

3.3. Ferrailage des poutres :

➤ **Exemple de calcul (Poutre principale) :**

Les calculs sont effectués en prenant en compte la flexion simple, tandis que la fissuration est considérée comme ayant un impact négligeable grâce à :

$b = 30\text{cm}$; $h = 45\text{ cm}$; $d = 42\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;

En appuis ZONE 1 :

Calcul à L'ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{61.167 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.48} = 0.062 < \mu_l = 0.392 \text{ Donc } A'_s = 0$$

La section est simplement armé (SSA)

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.069$$

$$\beta_u = 0.8\alpha_u = 0.076$$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0.76 \times 30 \times 42 \times \frac{18.84}{348} = 5.28 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91modifiés 99)**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1.77 \text{ cm}^2$$

- **Armatures longitudinales**

✓ **Selon RPA**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h \rightarrow 0.5\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h \rightarrow 4\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{min} = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h \rightarrow 0.4\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{min} = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la section de la poutre.

✓ **Vérification de Contrainte d'adhérence : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

On a $\bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq$ Coefficient de seulement ($\bar{\Psi}_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

D'où $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

et on a
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues

n : Nombre des barres

$\sum U_i = n \pi \emptyset$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 5.18}{30} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{30 \times 42}{7.5 \times 5.18}} \right) - 1 \right] = 12.38 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$I = \frac{30 \times 12.38^3}{3} + 15 \times 5.28 \times (42 - 12.38)^2 = 87143.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

- **Calcul armatures transversales :**

Le ferrailage se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

1) **Selon le BAEL91 :** La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales $S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$;

On adopte les espacements suivants : $S_t = 15\text{cm}$;

Donc:

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre des armatures d'âme :**

✓ Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = 1.2 \text{ cm on prend alors } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

✓ Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = 1.2 \text{ cm on prend alors } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

2) **Selon le RPA 99**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 . S_t . b$

➤ **L'espacement nodale :**

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1, 30\right)$

En zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Pour les poutres principales **h = 45 cm**

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t' = 15 \text{ cm}$.

➤ **Pour les poutres secondaires**

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t' = 15 \text{ cm}$.

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 > 0.525 \text{ cm}^2$$

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone II_a est :

$$L_r = 40 \Phi_t$$

Diamètre Φ (mm)	Longueur L (cm) = 40 Φ
$\Phi 12$	50
$\Phi 14$	60
$\Phi 16$	65
$\Phi 20$	80

Tableau 28 Recouvrement des barres longitudinales

➤ **Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h$**

	PP (30 x 45)	PS (30 x 45)
L' (cm)	90	90

Tableau 29 Longueur de la zone nodale

a. Vérifications :

➤ **La condition de non fragilité (BAEL91) :**

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.775 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.775 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1) Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

2) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable dans chaque zone.

3) Exemple de calcul

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

➤ **Poutres principale zone 01**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{\max} = 111.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{111.16 \times 10^3}{30 \times 42 \times 10^2} = 0.88$$

Donc : $\tau_u = 0.88 < \bar{\tau}_u = 3.33 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :**

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_c} \text{ Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.

b. Ferrailage des poutres :

Tableau 30 Ferrailage des poutres (30x45) cm²

	$A_{s,cal}$ cm ²	A_{CNF} cm ²	$A_{min,RPA}$ cm ²	$A_{s,adop}$ cm ²	Choix d'aramture	Observation
En Appui	6.07	1.77	7.875	8.42	4HA14 + 2HA12	$A_{s,ado} > A_{min}$
	$A_{s,adop,ZC}$ cm ²	$A_{max,RPA,ZC}$ cm ²	Observation	$A_{s,adop,ZR}$ cm ²	$A_{max,RPA,ZR}$ cm ²	Observation
En Appui	8.01	63	$A_{s,ado} < A_{max}$	16.02	94.5	$A_{s,ado} < A_{max}$

Conclusion ferrailage poutres principales :

Tableau 31 Conclusion ferrailage poutres principales

	Position	A_S adopté (cm^2)	Choix des barres	A_{min} (RPA)	A_{min} (BAEL)	Obs
Poutre Principales	sur appuis	8.42	4T14+2T12	7.875 (cm^2)	1.77 (cm^2)	CV
	Sur Travée	8.42	4T14+2T12			CV

Conclusion ferrailage poutres secondaires :

Tableau 32 Conclusion ferrailage poutres secondaires

	Position	A_S adopté (cm^2)	Choix des barres	A_{min} (RPA)	A_{min} (BAEL)	Obs
Poutre Secondaire	sur appuis	7.6	4T12+2T14	7 (cm^2)	1.52 (cm^2)	CV
	Sur Travée	7.6	4T12+2T14			CV

c. Schéma de ferrailage des poutres :

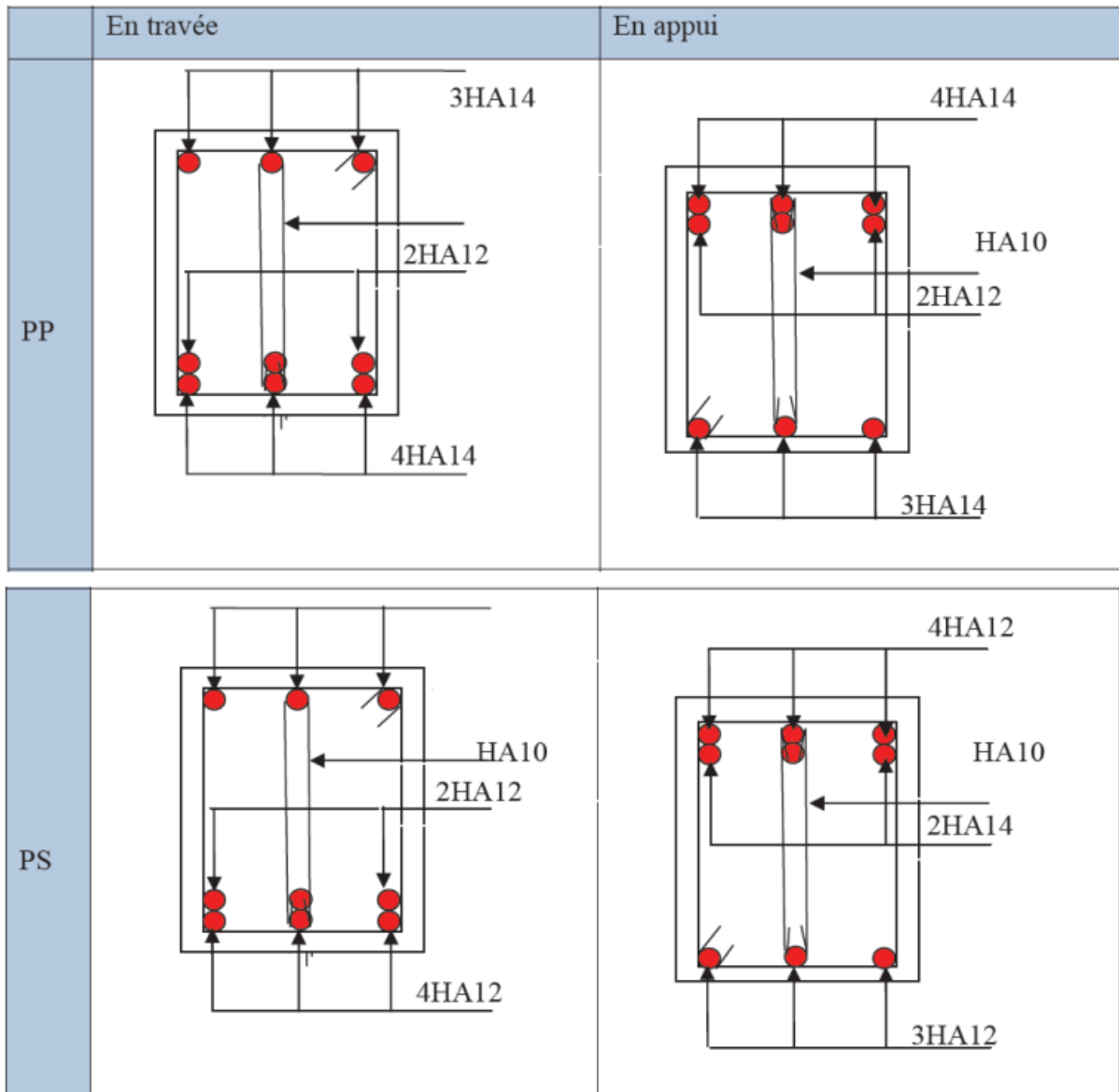


Figure 39 Schémas de ferrailage des poutres

4. Ferrailage des voiles :

4.1. Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leur rigidité importante dans ce plan. Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales (G, Q et E). Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en quatre zones :

- ✓ Les niveaux (Sous-sol, RDC,) zone 1
- ✓ Les niveaux (1eme étage au 3eme étage) zone 2
- ✓ Les niveaux (4eme étage au 5eme étage) zone 3
- ✓ Les niveaux (6eme étage au 7eme étage) zone 4
- ✓ Les niveaux (8eme étage au 11eme étage) zone 5

Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

4.2 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre :

➤ ELU :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

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

➤ ELS : $G + Q$

4.3. Recommandation du RPA :

➤ Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- ✓ L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

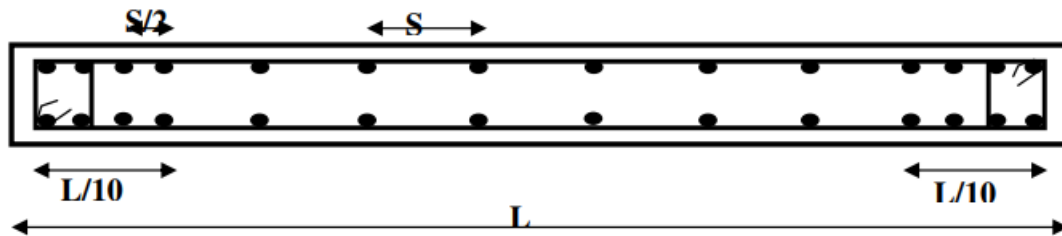


Figure 40 Disposition des armatures verticales dans le voile.

➤ **Armatures horizontales :**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99V2003 préconise les règles Suivantes :

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une Longueur de 10ϕ .
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30 \text{cm}$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible . 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

D'après le BAEL : $A_H \frac{A_v}{4}$

➤ **Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

➤ **Armature de potelet :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à $4HA10$.

➤ **Armature de couture :**

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section
- En zone courante égale à 0.10% de la section

4.4. Ferrailage :

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bonde de largeur **d**.

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

B : Section transversale du voile

y : bras de levier

I : l'inertie de voile

Et également :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$

La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$L_c = L$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

2^{ème} 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.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} 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.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

➤ **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max\left(0,23.B.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005B\right)$

Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005.B\right)$

4.5. Vérifications :

➤ **ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

➤ **Vérifications de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \text{ avec : } V = 1,4V_u \text{ calcul}$$

Avec:

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91 :

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec τ : contrainte de cisaillement

$$\text{On a aussi } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

4.6. Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinal de longueur $L= 3.1$ m, dans la troisième zone ($5^{\text{ème}} + 6^{\text{ème}} + 7^{\text{ème}}$). Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

➤ Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas :

$$M_{\max} = 34.848 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = -723.3 \text{ KN}$$

$$I = \frac{0.2 (4.9)^3}{12} = 1.96 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 4.9 = 0.98 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4.9}{2} = 2.45 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = -2049.83 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = -3116.60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{La section est entièrement tendue.}$$

$$L_T = L = 4.9$$

Calcul des armatures verticales :

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e = 723.30 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F \times 10}{f_e} = 18.08 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.002 \times 0.2 \times 4.9 = 17.6 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL :

$$- \text{BAEL91 : } A_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\min \text{ RPA}}; A_{\text{calcul}}; A_{\min \text{ BAEL}}) = (5.6 ; 18.08 ; 14)$$

$$A_{\text{adopté}} = 21.55 \text{ cm}^2 / \text{nappes}$$

Zone about : $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile.

$$\text{Soit : } 18 \text{ HA12} = 15.83 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales :

Selon le BAEL :

Globalement dans la section du voile :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{15.83}{4} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

D'après l'RPA 99 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles en mètre carré, soit : **4 HA8.**

**Tableau 33 Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles
(L=4.90m)**

Voile Y		L = 4.9 m			e = 0.2 m
Zone	1	2	3	4	5
N_{max} (KN m)	-1018.75	-929.53	-376.18	-194.62	-87.08
M_{corr} (KN m)	2100.18	1885.015	844.679	623.0662	-46.001
N_{min} (KN m)	328.94	170.47	52.17	0.92	-12.76
M_{corr} (KN m)	1592.414	1792.983	771.348	579.139	66.609
M_{max} (KN m)	3690.494	3897.874	1768.087	1322.566	1126.692
N_{corr} (KN m)	-388.52	-381.33	-162.8	-103.34	-54.43
B (m ²)	0.86				
V (m ²)	2.15				
I (m ⁴)	1.325				
σ_1 (KN / m ²)	2223.16	5880.89	2679.42	2025.70	1764.77
σ_2 (KN / m ²)	-4591.92	-6767.70	-3058.02	-2266.020	1891.35
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC
L_T	2.90	2.30	2.29	2.27	2.22
F (KN)	1330.41	1557.07	700.87	514.48	420.72
A_v (cm ²)	33.26	38.93	17.52	12.86	10.52
A_v adoptée (cm ²)	43	43	43	43	43
A_{min} (cm ²)	17.2	17.2	17.2	17.2	17.2
A_v adoptée > A_{min}	C V	C V	C V	C V	C V
Armature verticale	24 HA 12 +12HA14				
A_v adoptée totale (cm ²)	45.62				
St (cm ²) (zone d'about)	10				
St (cm ²) (zone courante)	20				
A_H (cm ²) (BAEL)	10.75	10.75	10.75	10.75	10.75
A_H (cm) (RPA)	9.73				
Armature horizontale	Choix par nappe : 13 HA 12				
St' (cm ²)	20				
Armature transversale	4HA8 (04 épingles au mètre carré)				

Vérifications à l'ELS :

Tableau 34 Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=4.9m).

Voile		L = 4.9 m			e =0.20m	
Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau < \bar{\tau}$						
Zone	01	02	03	04	05	
V_{max}	71.73	131.46	72.32	73.46	132.33	
τ_{RPA}	0.12	0.33	0.13	0.18	0.33	
$\bar{\tau}$ (RPA)	5					
τ_{BAEL}	0.09	0.23	0.13	0.13	0.24	
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	
Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$						
N_{ser}	387.38	391.33	169.7	108.91	59.75	
A_s	45.24	45.24	45.24	45.24	45.24	
σ_{bc}	0.57	0.57	0.24	0.16	0.08	
$\overline{\sigma_{bc}}$	15					
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	

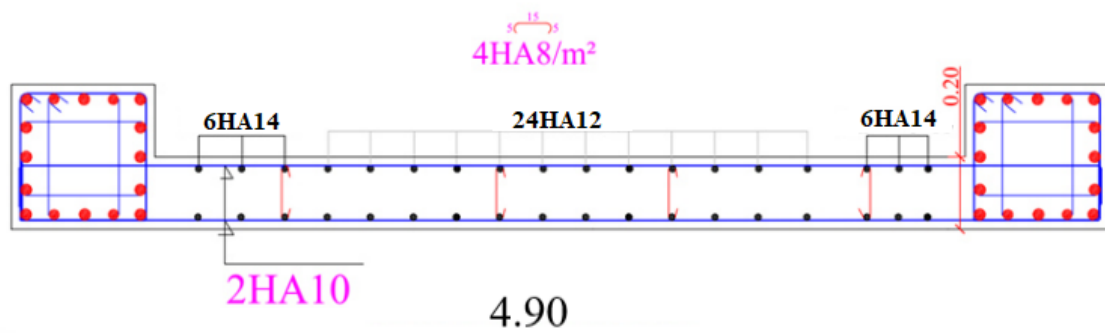


Figure 41 Disposition des armatures verticales dans le voile.

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

1. Introduction :

Les fondations sont des structures qui sont utilisées pour transférer les charges provenant de la superstructure vers le sol de support. Ces charges comprennent le poids propre ou les charges permanentes, les surcharges d'exploitation, ainsi que les surcharges dues aux conditions climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Le type de structure à construire.
- Les caractéristiques et l'uniformité du sol approprié.
- La capacité du sol à supporter la charge de la fondation.
- La charge totale qui sera transmise au sol.
- La rentabilité économique.
- La facilité de mise en œuvre.

2. Choix de type de fondations :

En utilisant un taux de travail admissible du sol d'assise de 1,8 bars, il est recommandé de considérer initialement les types de fondations superficielles suivants :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend de trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Niveau			Armatures Longitudinale	Armatures de répartition [cm ²]	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
RDC	Volée 1 et	En appui	6 HA12 (6.79 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
1,2,3 ,4,5, 6,7,8 ,9,10 ,11	Volée 1 Et Volée 2	En appui	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
		En travée	5 HA12 (5.655 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		

Dans ce cas, nous suggérons d'abord d'utiliser des semelles filantes. Pour cela, une vérification préliminaire doit être effectuée : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

3. Etude des fondations

➤ Vérification de la semelle isolée :

Comme les poteaux sont de forme rectangulaire, il est donc préférable d'utiliser des semelles rectangulaires. La vérification requise consiste à :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec : N : l'effort normal agissant calculé selon les combinaisons obtenues par L'ETABS.

S : Surface d'appui de la semelle ; $\sigma_{sol} = 2.2\text{bars}$: contrainte admissible de sol

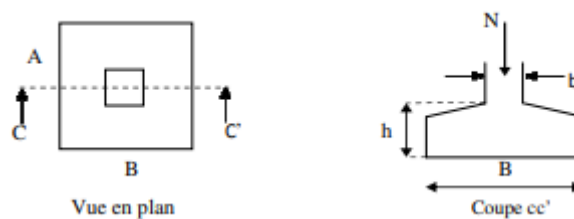


Figure 42 Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$

$N = 2816.49 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 0.22 \text{ Mpa}$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ Bon remplace la valeur de A

dans (1) et on trouve la valeur de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.60} \times \frac{2816.49}{0.22}} = 3.72\text{m}$$

$\Rightarrow A = 3.43\text{m}$

En analysant les résultats, on observe un chevauchement entre les semelles, en considérant les espaces entre les axes des poteaux dans les deux directions. Par conséquent, l'utilisation de semelles isolées dans ce cas n'est pas appropriée.

➤ **Vérification des semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de Dix poteaux.

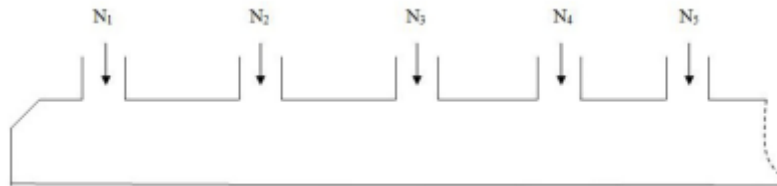


Figure 43 Semelle filante.

Avec : $\sum N_i = 21109.537 \text{KN}$

Poids estimé de la semelle : $N_s = 87.75 \text{KN}$

Poids totale de la structure : $N = N_s + \sum N_i = 21197.287 \text{KN}$

$L = l_i + 2L_{\text{débordement}}$

Donc : $\frac{N}{B \times L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{21.19727}{0.22 \times 30} = 3.21 \text{m}$

En prenant une largeur de semelle de 3,21 m, on constate qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles. Par conséquent, l'utilisation de semelles filantes n'est pas appropriée dans ce cas, ce qui nous amène à opter pour un radier général.

Vérification du radier générale

Le radier est une forme de fondation superficielle qui fonctionne comme un plancher inversé. Il est sélectionné en fonction de trois principales caractéristiques :

1. La présence d'un sol de mauvaise qualité.
2. Des charges importantes transmises au sol.
3. La proximité des poteaux (petite trame).

4. Pré dimensionnement

La condition de coffrage La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{\text{max}} = 4,30 \text{m}$

Nervure : $h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 60 \text{ cm}$

Dalle : $h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_r = 30 \text{cm}$

➤ **Vérification de condition de la rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi l_e}{2} \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

le: Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

K : coefficient de raideur du sol.

0.5Kg/ cm³ Très mauvais sol

K=4Kg/cm³

Sol moyen

12Kg/cm³

Très bon sol

Dans notre cas on a un bon sol, donc : K=12kg/cm³

E = 3.21 × 10⁷KN/m⁴

b : Largeur de l'élément considéré par 1ml

$$l = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max} \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.3^4 \times 12000}{\pi^4 \times 3.21 \times 10^6}}$$

Donc : $h_t \geq 0.857$ m

A partir des deux conditions précédentes on prend :

ht =0.90 m Pour les nervures du radier.

hr =0.30 m Pour le radier

La surface du radier

Pradier=25×0.3×519.21=3894.07 KN

Ntot=Nser+prad=77932.025+3894.07 = 81826.09 KN

$$\frac{N_t}{s_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow s_{rad} \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{81.826}{0.22} = 371.93 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est : Sbât=519.21m²

Donc est un radier général sans débord.

➤ **Vérifications nécessaires :**

• **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante

$$Q_u \leq 0.045 u_c \times h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

CBA93 Article A.5.2.4.2

Avec : h: Hauteur total de radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.6 + 0.65 + 2 \times 0.90) = 6.1 \text{ m}$$

Qu: Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité (Qu=2816.49 KN)

$$\text{Donc : } Q_u = 2816.49 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.1 \times 0.9 \frac{25000}{1.5} = 4117.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte du sol :**

Sens x-x

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N': Poids totale de la structure :

$$N' = N_s + P_{\text{radier}} = 77932.025 + 3894.07 = 81826.09 \text{ KN}$$

MY, MX : Moments sismique à la base.

D'après les calculs, on a les caractéristiques suivantes

$$I_{xx} = 13025.84 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 14.7 \text{ m} ; I_{yy} = 38695.43 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9.29 \text{ m}$$

$$M_x = 64357.88 \text{ KN.m} ; M_y = 66993.94 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{81826.09}{519.21} + \frac{66993.94 \times 9.29}{13025.84} = 205.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{81826.09}{519.21} - \frac{66993.94 \times 9.29}{13025.84} = 109.81 \text{ KN/m}^2$$

σ_{\max} et σ_{\min} sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \dots \dots \text{DTR BC 2.33.1 (Art 5.541(a))}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3 \times 205.37 - 109.81)}{4} \cdot 10^{-3} = 0.12 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.22 \text{ Mpa}$$

Donc : La contrainte vérifiée dans le sens x-x.

• **Sens-y-y**

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y X_c}{I_y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{81826.09}{519.21} + \frac{64357.88 \times 14.7}{38695.43} = 182.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{81826.09}{519.21} - \frac{64357.88 \times 14.7}{38695.43} = 133.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3 \times 182.04 - 133.14)}{4} \cdot 10^{-3} = 0.10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.22 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99/V2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens x-x : $e = \frac{64357.88}{81826.09} = 0.79 \text{ m} \leq \frac{29.7}{4} = 7.42 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens y-y : $e = \frac{66993.94}{81826.09} = 0.82 \text{ m} \leq \frac{17.4}{4} = 4.35 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec : N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.

F_s : coefficient de sécurité (F_s = 1.5).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H= 3m).

γ_w : Poids volumique d'eau (γ_w =10 KN/m²).

N =115140.694 KN ≥ 1.5×3×519.21×10=23364.45 KN C'est vérifié

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{ctk}, 3\text{Mpa})$$

En considéré une bande de largeur b = 1ml.

$$V_u \geq \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times b}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{115140.694 \times 4.3 \times 1}{2 \times 519.21} = 476.79 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_{\text{rad}} = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{476.79}{1 \times 0.27} = 1.76 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée

Donc :

5. Ferrailage

5.1. La dalle du radier

Le calcul du radier sera effectué comme celui d'un plancher inversé, reposant sur des nervures soumises à une flexion simple, en prenant en compte les effets néfastes de la fissuration. Le calcul sera réalisé pour la partie la plus défavorable du panneau, et la même armature sera utilisé pour l'ensemble du radier. Les dimensions du radier sont les suivantes : L_x = 3,85 m ; L_y = 4,30 m. Le calcul sera effectué pour une bande d'une largeur de 1 m.

5.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_x &= \frac{q_u \times L_x}{3} = 285.32 \text{ KN} \\ V_y &= \frac{q_u \times L_y}{2} \left(\frac{1}{1 + \frac{e}{2}} \right) = 330.8 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 330.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{330.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ C'est vérifiée}$$

➤ Vérifications à l'ELS :

$$q_s = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{77932.025}{519.21} = 150.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 \Rightarrow \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0537 \times 150.09 \times 3.85^2 = 119.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.8358 \times 119.47 = 99.85 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée $\left\{ \begin{aligned} M_{tx} &= 0.85M_{0x} = 101.55 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85M_{0y} = 84.87 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$
- Moment en appui $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -50.78 \text{ kN.m}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

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

Tableau 36 Vérification des contraintes de la dalle du radier

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MP)	σ_s (Mpa)	Observation
x - x	Travée	101.55	9.09	99134	9.31	275.19	Non vérifiée
	Appui	-50.78	7.31	65650	5.65	228.45	Non vérifiée
y - y	Travée	84.87	8.72	91523	8.08	254.27	Non vérifiée
	Appui	-50.78	7.31	65650	5.65	228.45	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 37 Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (Mpa)	S _t (cm)
Travée	xx	8HA20	25.13	10.99	140866	7.92	173.12	12.5
	yy	10HA16	20.11	10.10	120497	7.11	178.55	10
Appui		9HA14	13.85	8.72	91523	4.84	152.14	12

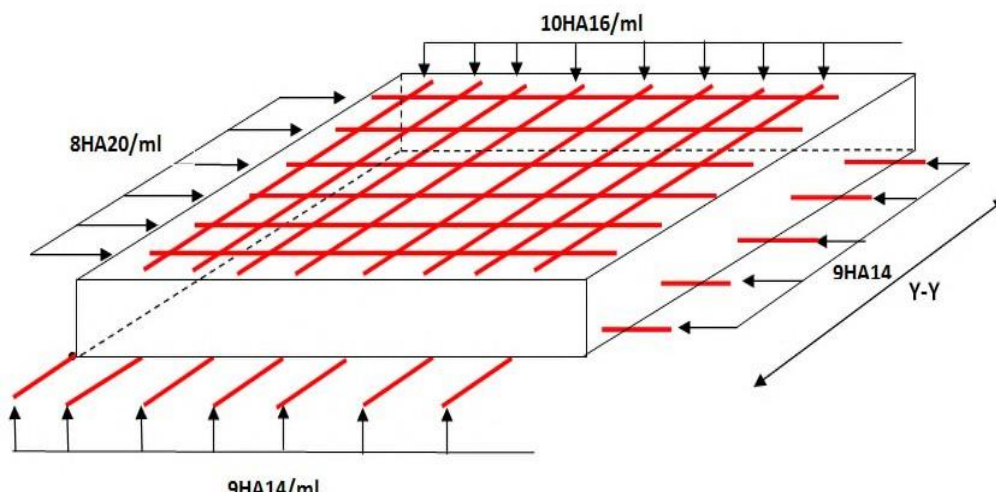


Figure 44 Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

6. Calcul des nervures :

6.1. Les sollicitations des nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont estimées en utilisant la méthode de Caquot, car nous avons affaire à des charges modérées et la fissuration est préjudiciable. La transmission des charges se fera selon un modèle triangulaire.

Charge triangulaire : $P = q_u \times Lx$, où P représente la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Nous considérons les deux types de nervures les plus sollicitées.

$$q_u = 222.33 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 150.09 \text{ KN/m}^2$$

6.1. Calcul des sollicitations :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max : $V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

❖ Sens X-X: $P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P = P_1 + P'_1$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 38 Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3.25	3.25	481.72	0	-537.64	1.28	395.6
B-C	3.25	2.60	481.72	537.64	-393.54	1.54	172.4
C-D	3.25	2.60	481.72	-393.54	-431.9	1.65	223.2
D-E	3.25	2.60	481.72	-432.29	-421.39	1.62	209.2
E-F	3.25	2.60	481.72	-421.39	-426.25	1.63	212.2
F-G	3.25	2.60	481.72	-426.25	-417.70	1.62	214.0
G-H	3.25	2.60	481.72	-417.70	-447.03	1.62	203.6
H-I	3.65	2.92	541.00	-447.03	-872.43	2.04	253.7
I-K	3.85	3.85	570.65	-872.43	0	1.53	666.1

Tableau 39 Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4.30	4.30	637.34	0	-1107.14	1.741	971.5
B-C	4.10	3.28	607.70	-1107.14	-1107.14	2.05	169.8
C-D	4.30	4.30	637.34	-1107.14	0	1.75	971.5

Tableau 40 Sollicitations de la nervure du radier dans les deux sens à L'

Localisation	Travée		Appui	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M_s (KN.m)	452.2	776.4	592.4	807.4
V(KN)	1171			

6.3. Ferrailage :

• Sens Y-Y :

$$h_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.65 \text{ m}$$

$$b_1 = \min (l_y/10 ; l_x/10) \text{ donc } b_1 < \min (4.3/10 ; 3.85/10)$$

$$b_1 < \min (0.43 ; 1.925)$$

$$\text{soit } b_1 = 0.35\text{m}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 1.35\text{m}$$

• Sens X-X :

$$b_0 = 0.60 \text{ m}$$

$$b_1 = \min (l_y/10 ; l_x/10) \text{ donc } b_1 < \min (4.3/10 ; 3.85/10)$$

$$b_1 < \min (0.43 ; 1.925)$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 1.1\text{m}$$

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

Les résultats du ferrailage sont sur le tableau suivant :

Tableau 41 Résumé des résultats de ferrailage de la nervure du radier

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	666.10	25.23	13.22	7HA25+2HA16=38.38
	Appui	872.43	33.85	13.22	7HA25+2HA16=38.38
y-y	Travée	971.50	29.74	10.75	7HA25=34.36
	Appui	1107.14	43.66	10.75	7HA25+3HA20=43.78

• Vérifications à l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 42 Vérification de l'effort tranchant de la nervure du radier

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1627.75	1.49	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1325.11	1.48	2.5	Vérifiée

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 43 Résumé des résultats des contraintes de la nervure

Sens		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	Travée	452.2	24.35	2376930.36	4.63	161.66	vérifiée
	Appui	592.4	24.35	2376930.36	6.07	211.78	Non vérifiée
y-y	Travée	776.4	21.34	2271787.65	7.29	305.83	Non vérifiée
	Appui	807.4	23.63	2755157.88	6.92	252.18	Non vérifiée

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de ferrailage.

Tableau 44 Vérification du résultat des contraintes de la nervure

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X-X	travée	7HA25+2HA16	38.38	24.35	4.63	161.66
	appui	6HA25+4HA20	42.02	25.27	5.87	194.26
Y-Y	travée	12HA25	58.91	26.66	5.98	182.79
	appui	12HA25	58.91	26.66	6.22	190.00

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

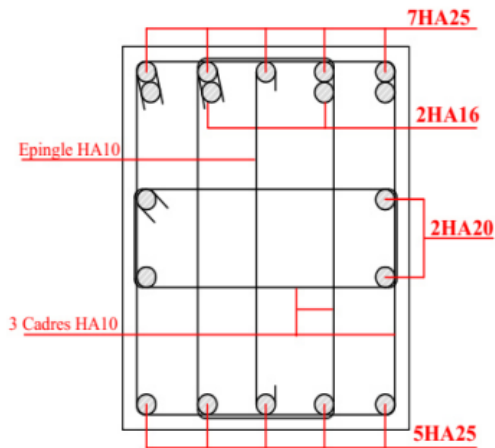
Donc $A_p = 3 \text{ cm}^2 \times (0.6 + 0.6 + 0.6) = 5.4 \text{ cm}^2$; Soit : 2HA20 = 6.28 cm² par face

- Vérification des armatures transversales :

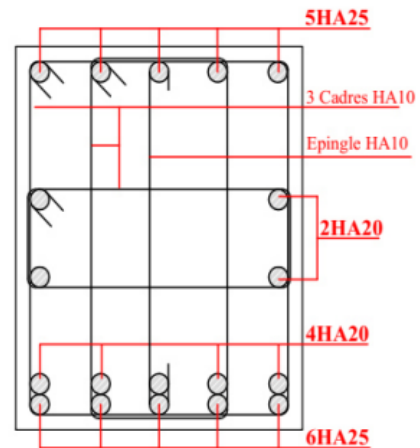
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(25.71; 110; 20) = 20\text{mm} \text{ ; Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- Schéma de ferrailage des nervures :

Sens X-X

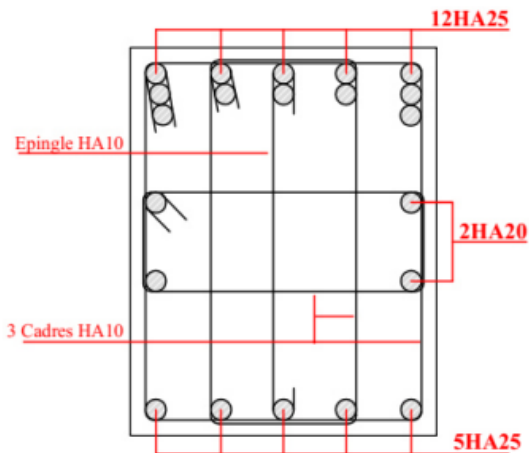


En travée

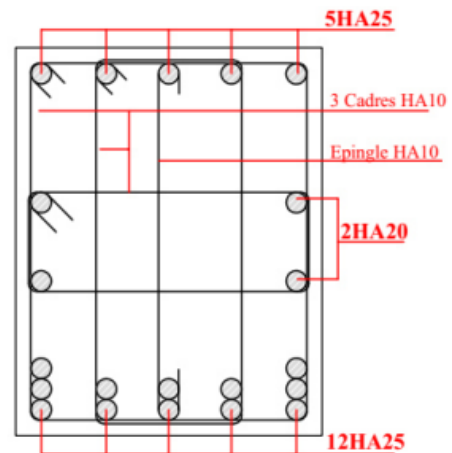


En appuis

Sens Y-Y



En travée



En appuis

Figure 45 Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens

6.4. Etude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1%(b×h) dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

• Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h = 3.56$ m
- La longueur $L = 4.90$ m
- L'épaisseur $e = 20$ cm

• Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³
- L'angle de frottement : $\phi = 25^\circ$
- La cohésion : $c = 0.38$ bars

• Evaluation des charges et surcharges :

A. La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } c = 0.38 \text{ bars} \Rightarrow G = -18.06 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

On peut en déduire que le sol peut se maintenir en équilibre, donc il n'exerce aucune pression sur le mur, cependant nous préférons faire un calcul défavorable en négligeant l'effet de la cohésion et en prend $C=0$

$$G = 3.74 \times 20 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 30.35 \text{ KN/m}^2$$

B. Surcharges accidentelles :

Selon le plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer, on prévoit le calcul de notre voile en tenant compte d'une sur charges $q = 10$ KN/m²

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.05 \text{ KN/m}^2$$

• Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

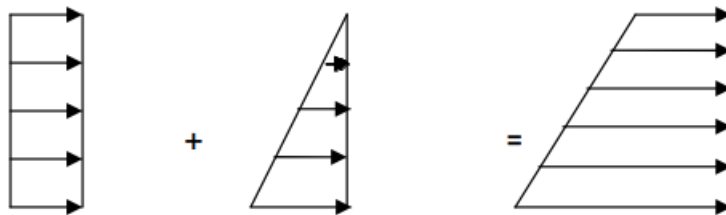
À L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 30.35 + 1.5 \times 4.05 = 47.04 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 1.5 \times 4.05 = 6.07 \text{ KN /m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 36.8 \text{ KN /m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 36.8 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma(Q) = 6.07 \quad \sigma(G) = 0 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = 6.07 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma(Q) = 6.07 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma(G) = 40.97 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\text{moy}} = 47.04 \text{ KN/m}^2$$

Figure 46 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

• Ferrailage du voile :

Pour le ferrailage, on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$b=100\text{cm} , L_x=3.56\text{m} , L_y=4.90\text{m} , e=20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0496 \times 36.8 \times 3.74^2 = 25.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.7052 \times 25.53 = 18.00 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ Moment en travée } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 21.70 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 15.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Moment en appui } \quad M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -12.76 \text{ kN.m}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{Condition exigée par le RPA (Art. 10.1.2)}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 45 Section des armatures du voile périphérique

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Travée x-x	21.70	0.047	0.060	17.5	3.56	2	4HA12 = 4.52
Travée y-y	15.30	0.033	0.042	17.7	2.48	2	4HA10 = 3.14
Appuis	12.76	0.027	0.034	17.8	2.06	2	4HA10 = 3.14

• **Espacement des armatures :**

- Sens X-X $S_t \leq \min (33 \text{ cm}^2 ; 3e) = 33 \text{ cm}^2 = ;$ On adopte $S_t = 25\text{cm}^2$
- $S_t \leq \min (45 \text{ cm}^2 ; 4e) = 45 \text{ cm}^2 = ;$ On adopte $S_t = 25\text{cm}^2$

✓ **Vérifications :**

À L'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

On a : $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400 ; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ ; cm}$; $\rho = 0.86$; $d = 18\text{cm}$

- En appui : $A_{x,min} = A_{y,min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17\text{cm}^2$

- En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{x,min} \geq \rho_0 b e \frac{(3-\rho)}{2} \\ A_{y,min} \geq \rho_0 b e \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{x,min} = 1.71 \text{ cm}^2 \\ A_{y,min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_t > A_{min}$ Condition est vérifiée

$A_a > A_{min}$ Condition est vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant :**

À L'ELU :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

On a:

$$\left. \begin{aligned} V_x &= \frac{q_u \times L_x}{2} \left(\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \right) = \frac{36.8 \times 3.74}{2} \times \left(\frac{4.3^4}{3.74^4 + 4.3^4} \right) = 43.76 \text{ KN} \\ V_y &= \frac{q_u \times L_y}{2} \left(\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \right) = \frac{36.8 \times 4.3}{2} \times \left(\frac{3.74^4}{3.74^4 + 4.3^4} \right) = 28.79 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 43.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{43.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.24 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

À L'ELS :

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 4.05 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 34.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 \Rightarrow \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0566 \times 26.81 \times 3.74^2 = 21.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.7932 \times 21.97 = 17.42 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ Moment en travée } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 18.67 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 14.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Moment en appui } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -10.98 \text{ kN.m}$$

• Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

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

Tableau 46 Résumé des résultats des contraintes du voile périphérique

Sens	M (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observations
Travée x-x	18.67	4.32	15375.64	5.24	249.17	Non Vérifiée
Travée y-y	14.80	3.67	11319.62	4.79	281.04	Non Vérifiée
Appuis	10.98	3.67	11319.62	3.56	208.50	Non Vérifiée

On voit que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on redimensionne la section des aciers.

• **Redimensionner la section des aciers :**

Travée x-x :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \alpha \in [0; 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{18.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 201.63} = 2.9 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve : $\alpha = 0.287$

$$A_{st} = 5.69 \text{ cm}^2$$

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

Tableau 47 Vérification des résultats des contraintes du voile périphérique

Sens	α	σ_{st} (MPa)	β	A_{cal} (cm ²)
Travée x-x	0.287	201.63	2.9×10^{-3}	5.69
Travée y-y	0.260	201.63	2.26×10^{-3}	4.46
Appuis	0.224	201.63	1.68×10^{-3}	3.27

Donc le choix de ferrailage est :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

• Schéma de ferrailage du voile périphérique :

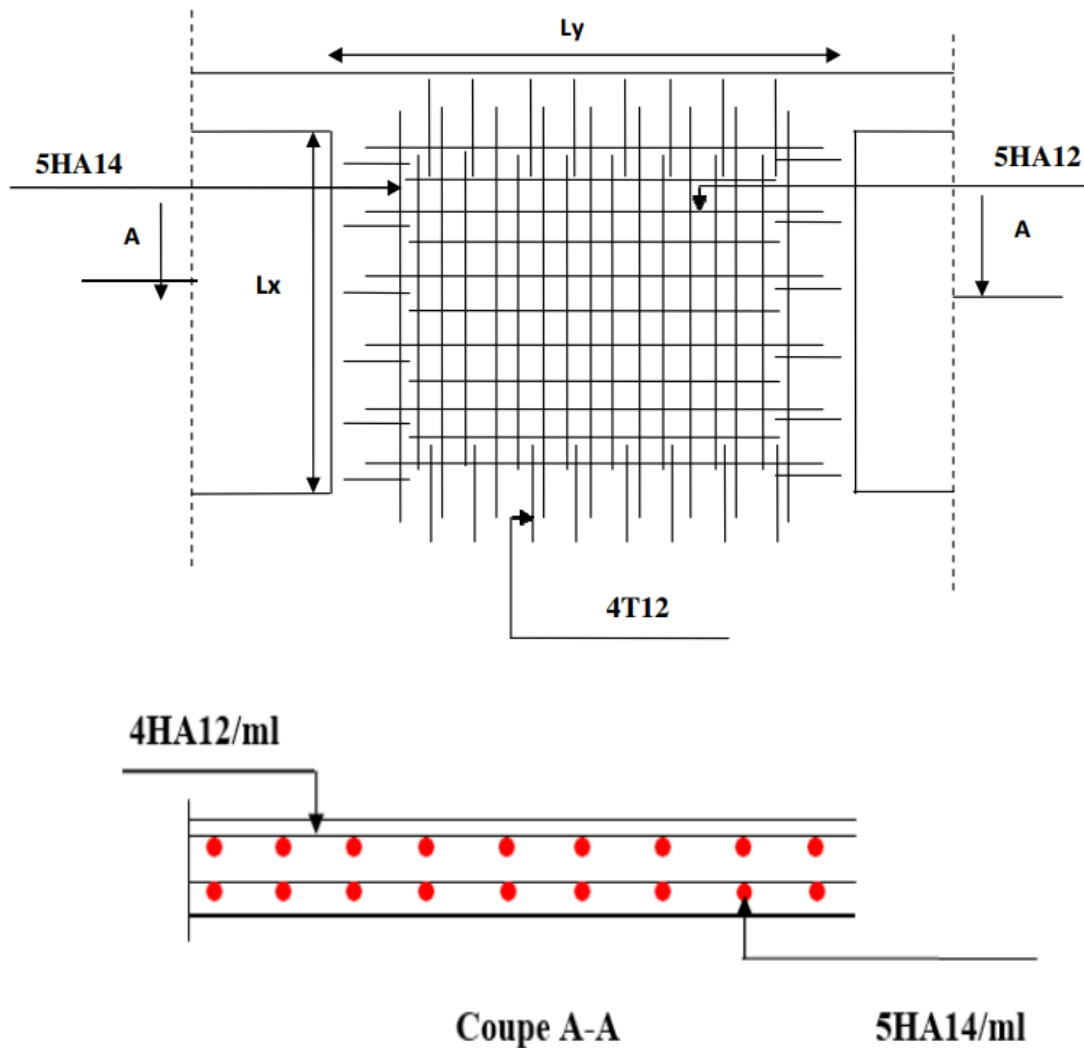


Figure 47 Schéma de ferrailage de voile périphérique

7. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques et économiques.

Pour notre structure, vue la capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction, ainsi que d'approfondir celles que nous avons déjà acquises au cours de notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. De plus, cette étude nous a conduits à certaines conclusions importantes :

- Il est essentiel de modéliser autant que possible tous les éléments de la structure, qu'ils soient secondaires ou structuraux, afin de reproduire au mieux leur comportement réel.
- La disposition adéquate des voiles joue un rôle crucial dans la vérification de la période et dans la justification de l'interaction entre les voiles et les portiques.
- L'étude des éléments porteurs a révélé que les poteaux étaient renforcés avec le minimum requis par la réglementation RPA99, ce qui est dû à la surestimation et à l'accent mis sur la sécurité par le RPA99.
- La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis nous a permis de réaliser des calculs tridimensionnels et dynamiques, facilitant ainsi les calculs, améliorant le comportement de la structure et permettant de gagner un temps considérable dans l'analyse de la structure.
- Pour ce qui est de l'infrastructure, nous avons conclu que la fondation en radier nervuré est la plus appropriée pour notre structure en raison de son poids considérable.
- Suite à notre étude, il est essentiel de souligner que pour une conception parasismique efficace, une étroite collaboration entre l'ingénieur civil et l'architecte dès le début du projet est primordiale afin d'éviter toute conception insuffisante et de parvenir à une sécurité parasismique sans coûts supplémentaires importants.

Enfin, notre plus grand souhait est de voir notre travail bénéficier aux futures promotions.

Bibliographie

Règlement :

- RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérienne, Edition CGS
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme, Edition CGS 29 Décembre 1993.
- BAEL91 modifier 99 : béton armé aux états limites, Edition Eyrolles, Troisième 2000.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Edition CGS Octobre 1988.

Livres et Documents :

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault) Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H. Renaud & J. Lamirault) Edition Faucher, Paris 1993.
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchât & Jean Roux, édition Eyrolles).
- Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995) • Cours de Béton armé 3ème année.
- Mémoires de fin d'études précédentes.
- Rapport de sol.

Logiciels :

- Robot structural Analysis (pour l'analyse des structures).
- RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).
- AUTOCAD 2014 (pour le dessin d'architecture et lire les plans).
- Microsoft office 2016 (pour le traitement du texte & calcul).

Annexes

Figures :

Figure 1 Plan 1er Étage (bureaux) :	17
Figure 2 Plan étage courant (2ème à 5ème étage) :	17
Figure 3 Plan étage courant (6ème à 10ème étage) :	18
Figure 4 Plan terrasse (inaccessible) :	18
Figure 5 Plan coupes :	19
Figure 6 Plan Façade :	20
Figure 7 Les éléments d'un plancher	21
Figure 8 Une dalle pleine	21
Figure 9 Les composants d'un escalier	22
Figure 10 Les murs intérieurs et extérieurs	22
Figure 11 Shéma dalle corps creux	27
Figure 12 Schéma d'une poutrelle	28
Figure 13 Schéma acrotère	30
Figure 14 Schéma terminologie escalier	31
Figure 15 Les dimensions requises pour les poutres doivent être respectées.	32
Figure 16 Poutres PS (30x45) cm ²	33
Figure 17 Poutres PP (30x45) cm ²	33
Figure 18 Schéma de ferrailage de l'acrotère	42
Figure 19 Schéma plancher corps creux	43
Figure 20 Schéma dimensions poutrelle	48
Figure 21 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	53
Figure 22 Ferrailage de la poutrelle	53
Figure 23 Schéma statique des calculs	54
Figure 24 Diagramme des sollicitations à l'ELU	55
Figure 25 Diagramme des sollicitations à l'ELS	55
Figure 26 Schéma de ferrailage de balcon	58
Figure 27 Dimensions de la dalle	59
Figure 28 Sollicitations de la dalle pleine	59
Figure 29 Schéma de ferrailage de la dalle pleine	63
Figure 30 Modélisation structure (3D)	68
Figure 31 Modélisation de la structure (Vue en Plans)	68
Figure 32 Disposition des voiles du 1er étage au 11ème étage	70
Figure 33 Résultats de l'étude dynamique	71
Figure 34 Schéma de ferrailage des poteaux zone 1	88
Figure 35 Schéma de ferrailage des poteaux zone 2	88
Figure 36 Schéma de ferrailage des poteaux zone 3	88
Figure 37 Schéma de ferrailage des poteaux zone 4	89
Figure 38 Schéma de ferrailage des poteaux zone 5	89
Figure 39 Schémas de ferrailage des poutres	100
Figure 40 Disposition des armatures verticales dans le voile.	102

Figure 41 Disposition des armatures verticales dans le voile.	109
Figure 42 Semelle isolée	112
Figure 43 Semelle filante.	113
Figure 44 Schéma de ferrailage de la dalle du radier.	119
Figure 45 Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens	124
Figure 46 Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	126
Figure 47 Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	130

Tableaux

Tableau 1 Charges du plancher terrasse	34
Tableau 2 Charges du plancher étage courant	35
Tableau 3 Charge permanente d'une dalle pleine.....	35
Tableau 4 Charges du palier	35
Tableau 5 Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon	36
Tableau 6 Charges des murs extérieurs	36
Tableau 7 Charges de la paillasse.....	36
Tableau 8 Les charges de l'acrotère	37
Tableau 9 Prédimensionnement des poteaux.....	37
Tableau 10 Charges & surcharges des poutrelles	44
Tableau 11 Application de la méthode de caquot	48
Tableau 12 Moments appliqués à l'ELU.....	60
Tableau 13 Moments appliqués à l'ELS	61
Tableau 14 Facteur de qualité.....	75
Tableau 15 Effort tranchant sens longitudinal.....	75
Tableau 16 Effort tranchant sens transversal.....	76
Tableau 17 Caractéristiques mécaniques des matériaux	80
Tableau 18 Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables	81
Tableau 19 Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles $0.8G \pm E$	81
Tableau 20 Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles $(G+Q \pm E)$	82
Tableau 21 Calcul des armatures longitudinales des poteaux	83
Tableau 22 Ferrailage longitudinale adopté	84
Tableau 23 Longueur de recouvrement	84
Tableau 24 Choix des armatures transversales des poteaux.....	86
Tableau 25 vérification des contraintes dans le béton.....	86
Tableau 26 Sollicitations des poutres principales.....	92
Tableau 27 Sollicitations des poutres secondaires.	93
Tableau 28 Recouvrement des barres longitudinales	97
Tableau 29 Longueur de la zone nodale	97
Tableau 30 Ferrailage des poutres (30×45) cm ²	98
Tableau 31 Conclusion ferrailage poutres principales	99
Tableau 32 Conclusion ferrailage poutres secondaires	99
Tableau 33 Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=4.90m) ..	108

Tableau 34 Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=4.9m).	109
Tableau 35 Résumé des résultats de ferrailage du radier	117
Tableau 36 Vérification des contraintes de la dalle du radier	119
Tableau 37 Recalcule des sections d'armatures à l'ELS	119
Tableau 38 Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.....	121
Tableau 39 Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.....	121
Tableau 40 Sollicitations de la nervure du radier dans les deux sens à L'	121
Tableau 41 Résumé des résultats de ferrailage de la nervure du radier	122
Tableau 42 Vérification de l'effort tranchant de la nervure du radier	123
Tableau 43 Résumé des résultats des contraintes de la nervure	123
Tableau 44 Vérification du résultat des contraintes de la nervure.....	123
Tableau 45 Section des armatures du voile périphérique	127
Tableau 46 Résumé des résultats des contraintes du voile périphérique.....	129
Tableau 47 Vérification des résultats des contraintes du voile périphérique	129