



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
جامعة عبد الحميد باديس ماستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre :

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Structure)

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
(R.D.C + 5 étages)**

Présenté par :

1. ZAKOUR Halima
2. DAHMANE Chahinaz

Soutenu le 12 /07 / 2022 devant le jury composé de :

Président : Mr. AYAD Tayeb

Examineur : Mr. ZELMAT Yassine

Encadreur : Mr. REZIGUA Ahmed

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrices **MONSIEUR REZIGUA AHMED ET MONSIEUR RAHIM SIDALI** pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet*

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent

ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles.

DEDICACE

Nous dédions ce modeste travail, fruit de longues années d'études :

Premièrement à nos chers parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus « Grande Amour et Respect à Vous ».

A nos chers frères et sœurs.

A toute nos familles de près ou de loin.

A toutes nos amis

A notre encadreur

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (05) étages, implanté à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, Poutres principales, Poutres secondaires, Plancher à corps creux, site rocheux, radier général .

Summary

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a ground floor addition (05) floors, located in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Key words:

Building, Reinforced concrete, Main beams, Secondary beams, Hollow body floor, rocky site, general slab.

مأخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي +5 طوابق بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

الكلمات المفتاحية :

بناء ، خرسانة مسلحة ، رافدة رئيسية ، رافدة ثانوية ، أرضية جسم مجوفة ، موقع صخري ، بلاطة عامة.

SOMMAIRE

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles et abréviations	
Introduction générale	
CHAPITRE I	
Présentation du projet	1
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristiques générales	1
I.3.1. Caractéristiques géométriques	1
I.3.2 Caractéristiques géotechniques du sol	1
I.4- Domaine d'application des règles B.A.E. L91	2
I.5- Les sollicitations	2
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
I.6.1- Béton Armé	2
I.6.2- Le béton	2
I.6.3- L'Acier	4
CHAPITRE II	
Pré dimensionnement des éléments et descente des charges	
II.1. Introduction	6
II.2. Pré dimensionnement des poutres	6
II.2.1. Poutre principale	6
II.2.2. Poutre secondaire	7
II.3. Pré dimensionnements des planchers	7
II.3.1. Plancher a corps creux	8
II.3.2. Plancher à dalle pleine	9
II.4. Descente de charges	11
II.4.1. Plancher terrasse inaccessible	11
II.4.2. Plancher étage courant	11
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	12
CHAPITRE III	
Etude des planchers	
III.1. Introduction	23

III.2. Plancher corps creux	23
III.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles	24
III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression	26
III.2.3. Etude des poutrelles	27
III.2.4. Méthode de calcul	28
III.2.4.1. Choix de la méthode de calcul	28
III.2.5. Détermination des efforts internes	30
III.2.6. Ferrailage des poutrelles	30
III.2.7. Calcul des armatures transversales	34
III.2.8. Vérification de la flèche	36
CHAPITRE IV	
Etude des éléments secondaires	
IV.1. Etude de l'acrotère	41
IV.1.1. Définition	41
IV.1.2. Calcul du ferrailage	41
IV.1.3. Détermination des sollicitations	42
IV.1.4. Détermination des armatures	42
IV.1.5. Vérification des contraintes de cisaillement	45
IV.1.6. Dessin de ferrailage	46
IV.2. Etude des escaliers	47
IV.2.1. Introduction	47
IV.2.2. Définition des éléments d'un escalier	47
IV.2.3. Dimensionnement	48
IV.2.3.1. Détermination des charges et surcharges	48
IV.2.3.2. Calcul du ferrailage	54
IV.3. Etude des balcons	67
IV.3.1. Définition	67
IV.3.2. Descente de charges	68
IV.3.3. Calcul du ferrailage	69
IV.3.4. Calcul des armatures transversales	71
IV.3.5. Vérification de la flèche	71
CHAPITRE V	
Etude sismique	
V.1. Introduction	73

V.2. Objectif de l'étude dynamique	73
V.3. Méthode de calcul	73
V.4. Méthode statique équivalente	73
V.4.1. Les méthodes d'analyse modale spectrale	74
V.4.2. Présentation du logiciel de calcul	74
V.4.3. Etape de modélisation	74
V.5. Les forces sismiques E	76
V.5.1. Détermination des charges	76
V.5.2. Calcul de la force sismique totale	76
V.5.2.1. Classification du site	76
V.5.2.2. Coefficient d'accélération de zone A	76
V.5.2.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	77
V.5.2.4. Coefficient de comportement global de la structure R	77
V.5.2.5. Facteur de qualité Q	77
V.5.2.6. Estimation de la période fondamentale de la structure	
V.5.2.7. Facteur d'Amplification D	95
V.6. Distribution verticale de la force sismique	96
V.7. Vérification des déplacements	98
V.7.1. Vérification des modes	99
V.8. Justification vis a vis de l'effet $p\Delta$	102
V.9. L'effort tranchant a la base	104
CHAPITRE VI	
Etude des portiques	
VI.1. Chargement des portiques	83
VI.1.1. Introduction	83
VI.1.2. Les combinaisons de calcul	83
VI.2. Ferrailage des portiques	83
VI.2.1. Ferrailage des poutres	83
VI.2.1.1 Exemple de calcul	85
VI.2.2. Ferrailage des poteaux	93
CHAPITRE VII	
Etude de l'infrastructure	
VII.1. Introduction	97
VII.2. Choix du type de fondation	97

VII.2.1. Calcul des semelles	97
VII.3. 1 Pré dimensionnement	97
VII.3.2 Etude du radier	99
VII.3.2.1 Pré-dimensionnement du radier	99
VII.3.2.2 Pré dimensionnement des poutres	103
VII.4 Détermination des sollicitations	103
VII.5 Ferrailage du radier	108
VII.5.1 Ferrailage de la dalle	118
VII.5.2 Ferrailage du débordement	118
VII.5. 3 Ferrailage des poutres.	120
CONCLUSION	122
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	
ANNEXES	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I	
Tableau I .1 : valeurs de la limite d'élasticité.	4
CHAPITRE II	
Tableau II .1 : récapitulatif des sections des poutres	7
Tableau II .2 : récapitulatifs des charges et combinaisons des charges	12
Tableau II .3 : récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation	17
Tableau II.4 : récapitulatif des cumules des charges permanentent et des surcharges d'exploitation.	17
Tableau II.5: récapitulatif de pré-dimensionnement des poteaux	20
Tableau II .6 : récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)	21
Tableau II .7 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.	22
CHAPITRE III	
Tableau III .1 : Evaluation des charges	27
Tableau III .2 : Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations	28
Tableau III .3 : Les efforts trouvés dans les différents types des poutrelles	30
Tableau III .4 : Les valeurs des efforts maximums	30
Tableau III .5 : Tableau de ferrailage des poutrelles	40
CHAPITRE IV	
Tableau IV.1 : Les charges de Palier	49
Tableau IV .2 : Les charges de la paillasse.	49
Tableau IV.3 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon	68
CHAPITRE V	
Tableau V.1 : Valeurs des pénalités	77
Tableau V.2 : La vérification du déplacement	81
Tableau V.3 : Récapitulatif pour la vérification de l'effet P-Delta	82
CHAPITRE VI	
Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants	85
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales et poutres Secondaires	91
Tableau VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poteaux	95
Tableau VI.4: Calcul section des armatures	96

CHAPITRE VII	
Tableau VII.1 : dimensions des poutres	103
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux	109
Tableau VII. 3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travée	109
Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage de radier	117
Tableau VII.5 : Tableau de calcul des charges équivalentes	120
Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux	120
Tableau VII.7: Tableau récapitulatif des sections d'armatures	120

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I	
Figure I.1 : Vue en plan .	
CHAPITRE II	
Figure II.1 : Section transversale d'une poutre.	6
Figure II.2 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.	8
Figure II.3 : Dimensions d'un panneau de dalle	10
Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.	11
Figure II.5 : Coupe transversale du plancher étage courant	11
Figure II.6 : Schéma de la loi de dégression	13
Figure II.7 : Schéma représentatif d'un étage courant.	14
Figure II.8 : Section réduite du béton	14
Figure II.9 : Surface afférente au poteau le plus sollicité	18
CHAPITRE III	
Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	23
Figure III.2 : Schéma réel d'un plancher a corps creux	24
Figure III.3 : Dimensions des poutrelles	24
Figure III.4 : Schéma d'une poutrelle	25
Figure III.5 : Section de calcul en travée	31
Figure III.6 : Section de calcul en appuis	33
Figure III-7 : ferrailage d'un plancher à corps creux.	36
CHAPITRE IV	
Figure IV.1 : Schéma statique et dimensions d'acrotère	41
Figure IV.2 : Section de calcul	42
Figure IV.3 : Position du point d'application de l'effort normal N_u	43
Figure IV.4 : Position de centre de pression	44
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	46
Figure IV.6 : : Différents éléments d'un escalier	47
Figure IV.7 : Schéma d'escalier sous charges	50
Figure IV.8 : Schéma statique (ELU et ELS).	51
Figure IV.9 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	54
Figure IV.10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	54
Figure IV.11 : Ferrailage des escaliers	59

Figure IV.12 : Schéma statique (ELU).	60
Figure IV.13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	61
Figure IV.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	61
Figure IV.15 : Schéma statique (ELS).	65
Figure IV.18 : Schéma statique du balcon	67
Figure IV.19 : Coupe sur balcon	67
Figure IV.20 : Enrobage	69
Figure IV.21 : Section de calcul	69
Figure IV.22 : schéma de ferrailage du Balcon	72
CHAPITRE V	
Figure V.1 : Modélisation du bâtiment	75
Figure V.2 : liste des combinaisons	76
Figure V.3 : tableau de périodes	80
CHAPITRE VI	
Figure VI.1 : ferrailage des poutres principales	92
Figure VI.2 : ferrailage des poutres secondaires	92
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poteaux	96
CHAPITRE VII	
Figure VII .1 : Dimension du panneau de dalle le plus sollicité	100
Figure VII .2 : Dimension du radier	102
Figure VII .3 : Schéma du ferrailage de la dalle de radier	117
Figure VII .4 : dimension du débordement	118
Figure VII .5 : ferrailage des poutres en travée et en appuis	121

LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
 - **As** : Aire d'une section d'acier.
 - **At** : Section d'armatures transversales.
 - **B** : Aire d'une section de béton.
 - \varnothing : Diamètre des armatures.
 - φ : Angle de frottement.
 - **Q** : Charge d'exploitation.
 - γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 - γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 - σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 - σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 - $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 - τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 - τ : Contrainte tangentielle
 - **T** : L'effort de traction.
 - β : Coefficient de pondération.
 - σ_{sol} : Contrainte du sol.
 - **G** : Charge permanente.
 - ε : Déformation relative.
 - **E.L.U** : État limite ultime.
 - **E.L.S** : État limite service.
 - **N_{ser}** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - **N_u** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - **V** : Effort tranchant.
 - **T** : Période.
 - **St** : Espacement.
-

-
- λ : Élanement.
 - e : Épaisseur.
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - f : Flèche admissible.
 - L : Longueur ou portée.
 - LF : Longueur de flambement.
 - d : Hauteur utile.
 - F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 - M_u : Moment à l'état limite ultime.
 - M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - MT : Moment en travée.
 - Ma : Moment sur appuis.
 - M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 - I : Moment d'inertie
 - F_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - F_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - $I F_i$: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - $I F_v$: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 - E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 - f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - α : élanement d'un panneau de dalle.
 - η : Coefficients de fissuration.
 - θ : Coefficient d'application de charge.
 - a : l'épaisseur de voile.
 - h_e : hauteur libre d'étage.
 - ν : Coefficient de Poisson.
-

INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

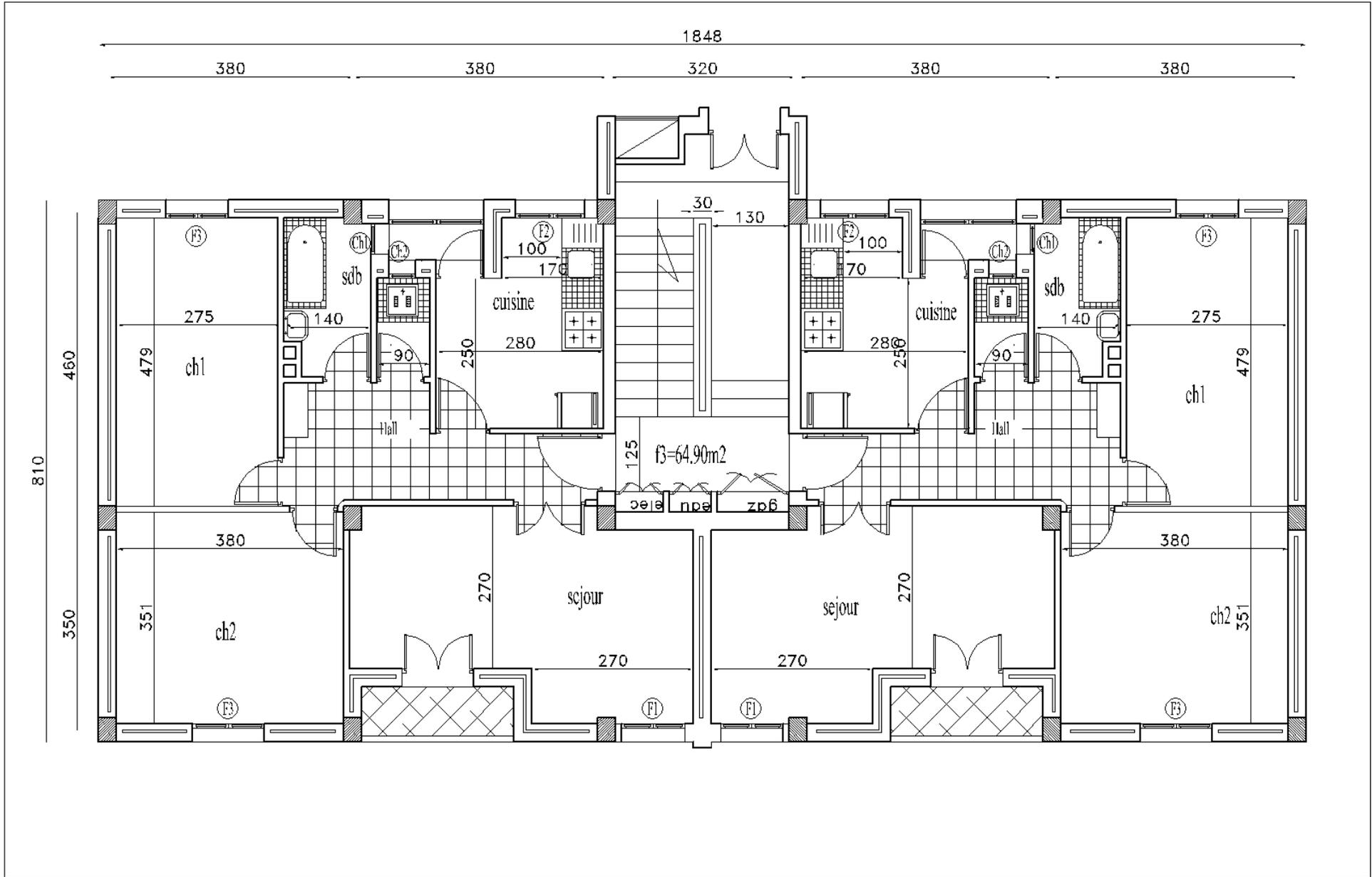
Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**), comportant un Rez de chaussée plus 5 étages (R+5), dont le système de contreventement mixte est assuré par des portiques. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ❖ **Le Premier chapitre** : Consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ **Le deuxième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres).
Et non structuraux (comme les planchers).
- ❖ **Le troisième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux Non structuraux (comme les planchers).
- ❖ **Le quatrième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux Non structuraux (comme les escaliers, balcons, l'acrotère).
- ❖ **Le cinquième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- ❖ **Sixième chapitre** : sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux).
- ❖ **Septième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

Chapitre I

Introduction et hypothèses de calcul



I- Introduction et hypothèses de calcul**I.1- Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2- Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un RDC et Cinq étages, et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F3.

L'ouvrage est implanté à Mostaganem (Kharouba) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) et de groupe d'usage 2.

I.3- Caractéristiques générales :**I.3.1- Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suivies :

Dimension en hauteur :

- La hauteur de niveau de RDC est..... 3,06 m
- La hauteur du 1^{er} au 5^{ème} étage est..... 3,06 m
- La hauteur totale du bâtiment est 18.96 (avec L'acrotère)

Dimension en plan :

- La longueur totale du bâtiment en plan est 18,48m
- La largeur totale du bâtiment en plan est 8,10m

I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol rocheux (Site1). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma = 5$ bars
- L'absence d'une nappe phréatique.

N.B : la vue en plan et la vue en élévation se trouve en annexe.

I.4- Domaine d'application des règles B.A.E. L91 :

Les règles de calcul B.A.E. L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m².

I.5- Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

I.6- Caractéristique des matériaux :**I.6.1- Béton Armé :**

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- ✓ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- ✓ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- ✓ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.6.2- Le béton :**• Composition du béton :**

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- Ciment utilisé CPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable400 litres / m³ (DS ≤ 0,5 mm) ;
- Gravier800 litres / m³ (de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- L'eau de gâchage 160 à 180 litres / m³

- **Résistance du béton :**

- **À la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} Exprimée en MPA

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} ; \text{Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1$ MPA

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

- **À la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (en MPA)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Pour : $f_{cj} \geq 60\text{MPa}$; $f_{cj} = f_{c28}^{\frac{2}{3}}$

- **Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$ Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} ; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

• **Contrainte limite de cisaillement** : [C.B.A 93/A5.1.2.1]

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min [0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}]$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [3,34 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min [0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}]$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$

• **Module d'élasticité** : [C.B.A 93/A2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliques avant 24h.

$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$; f_{cj} : exprimée en MPa

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$; f_{cj} : exprimée en MPa

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

Donc : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$ et $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

I.6.3- L'Acier :

• **La limite d'élasticité f_e** :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e

Aciers	Nuances	f_e (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$
Barres H.A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS $\phi 4$ (15 × 15) cm ²

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 limite d'élasticité ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » et pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa [C. B. A 93/A2. 2. 1]}$$

- **Contraintes limites** :

- **Etat limite ultime** : [C.B.A 93/A.4.3.2]

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (situations durables et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (situations accidentelles)}$$

- **Etat limite de service** : [C.B.A 93/A.4.5.3]

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min [0,5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}]$$

f_e : désigne la limite élastique des aciers utilisés ;

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa et

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration : } \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \end{cases}$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments résistants

II. Pré-dimensionnement des éléments résistants De la structure

II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant

Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité

Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

II.2- Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Critère de flèche :

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

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

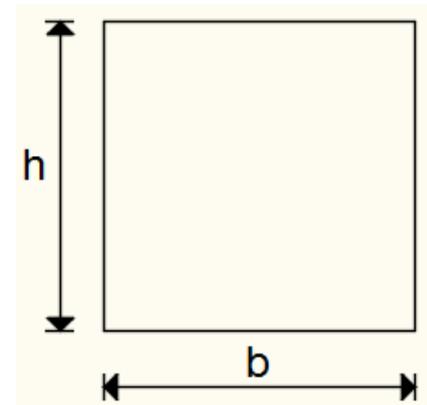


Fig. II.1: Section transversale d'une poutre.

- ❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

:

- $b \geq 20\text{cm}$;
- $h \geq 30\text{cm}$ et
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$.

II.2.1- Poutres principales :

$$L_{\max} = 460\text{cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30,66\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm}$$

On prendra : **h=40cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad 16 \leq b \leq 32$$

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(30×40) cm²**.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$
- ⇒ Conditions vérifiées

II.2.2- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 380\text{cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25,33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}$$

On prendra : **h=30cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad 12 \leq b \leq 24$$

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(25×30) cm²**.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=25\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$
- ⇒ Conditions vérifiées

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres :

Poutres principales (b×h) [cm ²]	Poutres secondaires (b×h) [cm ²]
(30×40)	(25×30)

II.3- Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

II.3.1- Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisés à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)

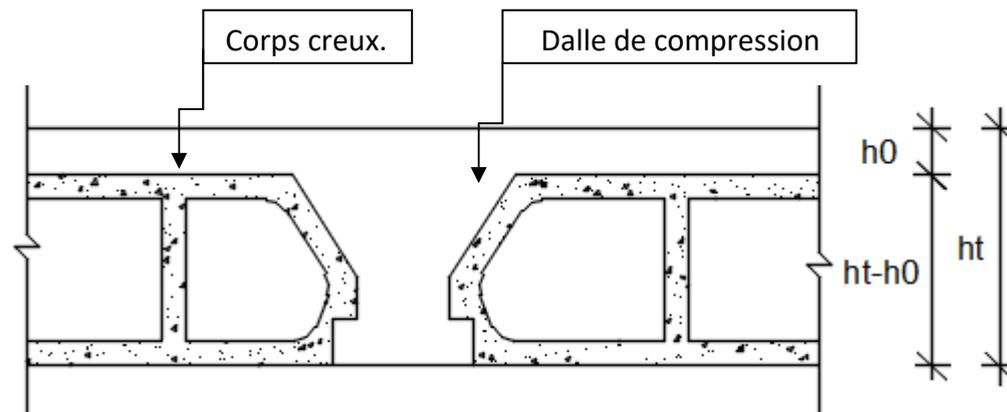


Fig. II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h-h_0)$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8, 424}]$$

Avec : L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On a: $I_{\max} = (380-30) \text{ cm} = 350 \text{ cm}$

$$L = 350 \text{ cm} \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq h_t \leq 17.5 \text{ cm} \Rightarrow$$

On prendra : $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$.

II.3.2- Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

➤ Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par :

- **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :**

- $0.4 \leq \rho \leq 1$;
- La charge est uniformément répartie, ou bien
- Dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$L_x = 380 \text{ cm}$$

$$L_y = 460 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{380}{460} 0.83 \Rightarrow 0.4 \leq 0.83 \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens $\frac{L_x}{50} \leq hd \leq \frac{L_x}{40}$

$$\Rightarrow 7,6 \text{ cm} \leq hd \leq 9,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_d = 9 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

➤ Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$.
- Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2$
 $\Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$.

➤ Condition de sécurité en matière d'incendie :

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

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine : **hd= 16cm**.

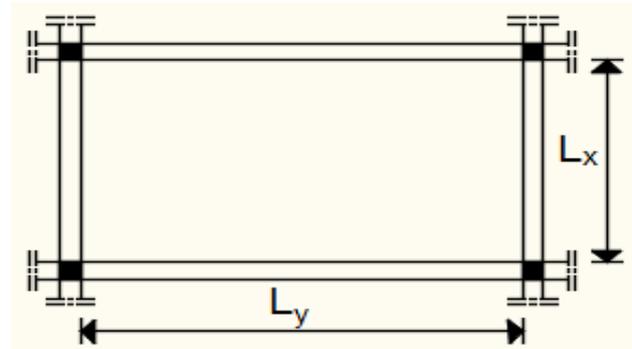
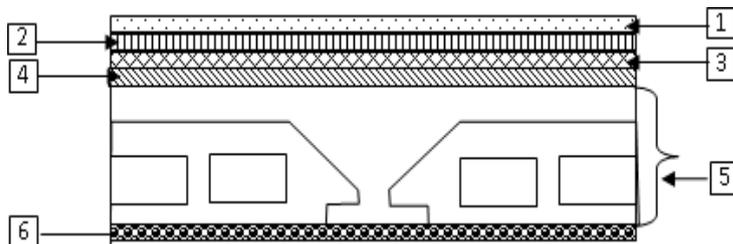
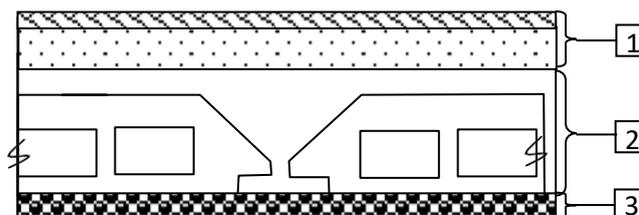


Fig.II.3 : Dimensions d'un panneau de dalle.

II.4- Descente de charges :**II.4.1- Plancher terrasse inaccessible :****Fig. II.4 :** Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.➤ Charges permanentes

Matériaux	ρ (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1- Protection gravillon	20	0,04	0,80
2-Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	22	0,135	2,97
4-Isolation thermique	4	0,04	0,16
5-plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2,80
6- Enduit au ciment	18	0,015	0,27
Totale :			7,12 KN/m²

➤ Charges permanentes : $G = 7,12 \text{ KN/m}^2$ ➤ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$ **II.4.2- Plancher étage courant :****Fig. II.5 :** Coupe transversale du plancher étage courant

➤ Charges permanentes :

Matériaux	P (KN/m ³)	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	/	1,04
2-Planche à corps creux (16+4)	/	0,20	2,80
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4- cloisons légères	/	/	1,00
			Totale : 5.11 KN/m²

➤ Charges permanentes : **G = 5,11 KN/m²**➤ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50 KN/m²****Tableau II.2** : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges :

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m ²]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m ²]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/mL]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/mL]
Plancher terrasse	Inaccessible	7,12	1	11,112	8,12	0,6	6,6672	4,872
1^{ère} → 5^{ème} étage	Habitation	5,11	1.5	9,1485	6,61	0,6	5,4891	3,966
R.D.C	Habitation	5,11	1.5	9,1485	6,61	0,6	5,4891	3,966

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2,..., n-1 et n à partir du Sommet du bâtiment.

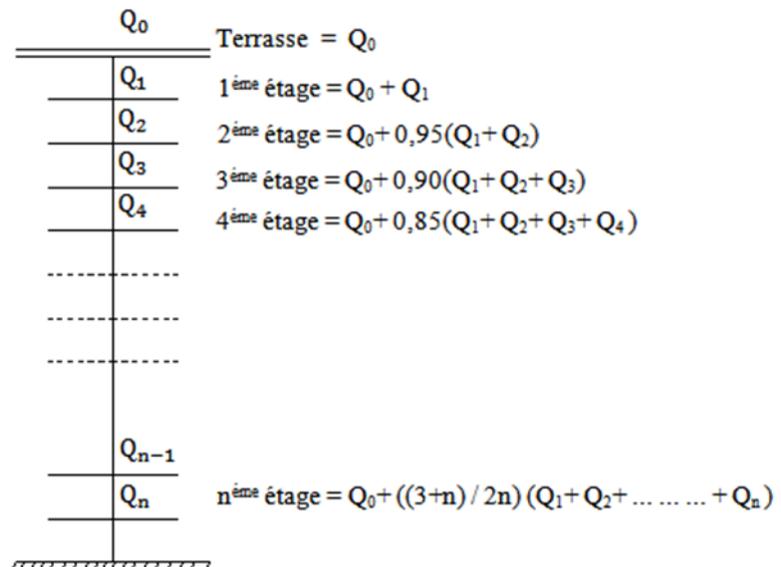
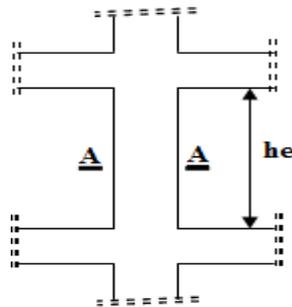


Fig. II.7: Schéma de la loi de dégression

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

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)



Coupe A-A :

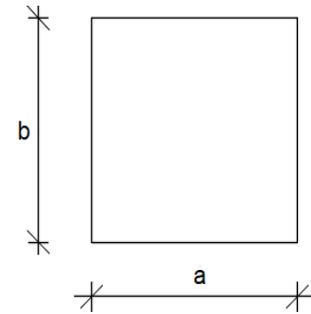


Fig. II.8: Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a;b)} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone IIa} \\ \text{Min (a;b)} \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

Avec :

he : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2) ; a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14,2MPa$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

Avec :

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

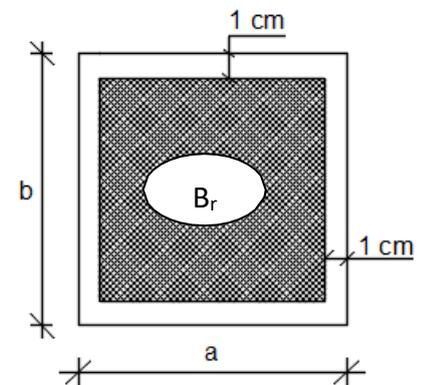


Fig. II.9 : Section réduite du béton.

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15 ;

f_e : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ; $f_e = 400$ MPA ;

A : Section de l'armature à mettre en place et

α : Coefficient dépendant de l'élançement λ

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \right] \dots \dots \dots (*)$$

On prend : $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$ (Zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre

$$\lambda \leq 35$$

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

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$B_r \geq \left[\frac{1,2 \cdot N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times \left(\frac{0,8}{100} \right) \times \frac{400}{1,15} \right]} \right] = 0,6613690 N_u \quad \longrightarrow \quad B_r \geq 0,6613690 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire)
et on prend : $a=b$

➤ Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $B = a \times b$. [BAEL91 / B.8.4.1]

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0,7 \times L_0$; avec **L_0** : Longueur libre du poteau.

- **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation

NIVEAU	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
Haut 5 ^{ème} étage	7,12	1
Haut 4 ^{ème} étage	5,11	1,5
Haut 3 ^{ème} étage	5,11	1,5
Haut 2 ^{ème} étage	5,11	1,5
Haut 1 ^{er} étage	5,11	1,5
Haut RDC	5,11	1,5

TABLEAU II .4 : tableau récapitulatif des cumules des charges permanentent et des surcharges d'exploitation :

NIVEAU	G [KN/m ²]	Q[KN/m ²]
HAUT 5 ^{ème} étage	7,12	1
HAUT 4 ^{ème} étage	12,23	2,5
HAUT 3 ^{ème} étage	17,34	3,85
HAUT 2 ^{ème} étage	22,45	5,05
HAUT 1 ^{er} étage	27,56	6,10
HAUT RDC	32,67	7

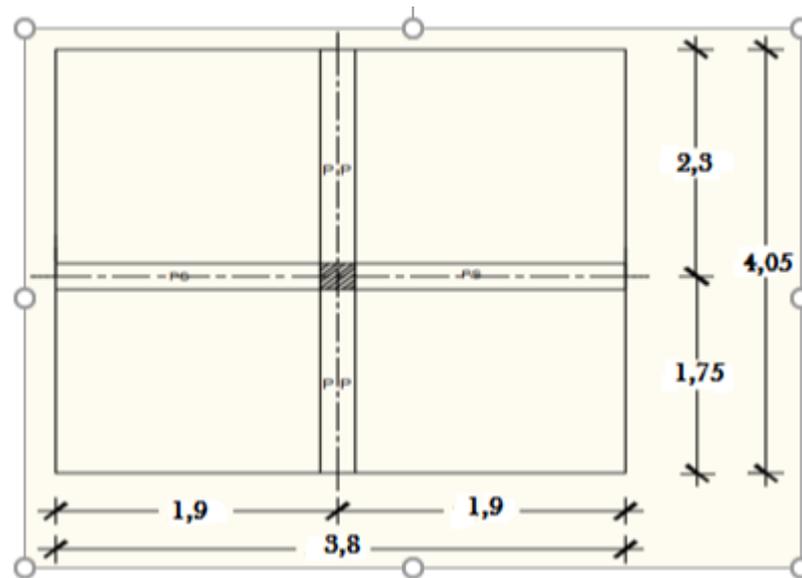


Fig. II.10: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

➤ Exemple de calcul : (niveau 8^{ème} étage) La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = 4,05 \times 3,8 = \mathbf{15,39 \text{ m}^2}.$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 = \mathbf{3,00 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,25 \times 0,30 = \mathbf{1,875 \text{ KN/mL}}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L'_{\text{Aff.}} = (1,75 + 2,3) = \mathbf{4,05 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L'_{\text{Aff.}} = (1,9 + 1,9) = \mathbf{3,8 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}(pp)} + p_s \times L_{\text{af}(ps)} = (3,00 \times 4,05) + (1,875 \times 3,8) \Rightarrow \mathbf{P_t = 19,275 \text{ KN}}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = 4 \text{ (nombre de plancher)}$$

$$N_p = 1,35 \times 19,275 \times 4 \Rightarrow \mathbf{N_p = 104,085 \text{ KN}}$$

- Poids propre des planchers :

$$C_{\text{cumulé}} = 32,67 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{Aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 32,67) + (1,5 \times 7)] \times 15,39 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = \mathbf{840,36 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_P) = 1,15 \times (840,36 + 104,085) \Rightarrow N_u = \mathbf{1086,112 \text{ KN}}$$

- La section réduite de béton : $Br \geq 0,6613690 \times N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 1086,112 = 718,32 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 718,32 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{718,32} + 2 \Rightarrow a=b= 28,80 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(40X40) cm²** pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivante :

Remarque :

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$ (zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \left(\frac{h_e}{20}\right)$ Avec : h_e = hauteur libre de l'étage
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$.

- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$ (zone IIa)

- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$

- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$

\Rightarrow Conditions vérifiées

- $0,25 < \left(\frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1\right) < 4$

❖ Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ Et $B = a \times b$. [BAEL91 / B.8.4.1]

n	H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _p [KN]	N _{planc} [KN]	Nu [KN]	Br [cm ²]	a	choix	versification RPA	Vérif. flambement
1	3.06	haut 5	7.12	1	26.021	171.014	226.590	149.860	14.242	30	15.3	24.735
2	3.06	haut 4	12.23	2.5	52.043	311.809	418.429	276.736	18.635	30	15.3	21.201
3	3.06	haut 3	17.34	3.85	78.064	449.142	606.286	400.979	22.024	35	15.3	21.201
4	3.06	haut 2	22.45	5.05	104.085	583.012	790.161	522.588	24.860	35	15.3	21.201
5	3.06	haut 1	27.56	6.1	130.106	713.419	970.054	641.564	27.329	40	15.3	18.551
6	3.06	haut RDC	32.67	7	156.128	840.363	1145.964	757.905	29.530	40	15.3	18.551

Tableau II.5: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des poteaux

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 250 = 175 \text{ cm}$$

Tableau II.6: Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

Niveaux	Poteaux	Condition(1)	$\frac{h_e}{20}$ [cm]	Condition(2)	$\frac{a}{b}$	Condition(3)
		$\min(a,b) \geq 25 \text{ cm}$		$\min(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
5ème étage → 4ème étage	30X30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
3ème étage → 2ème étage	35X35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
1ème étage → rdc	40X40	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée

Tableau II.7: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

a	b	Niveaux	Poteaux [cm ²]	L0 [cm]	Lf [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	i [cm]	λ	$\lambda \leq 35$
30	30	5ème étage → 4ème étage	30X30	306	214,2	67500,00	900	8,66	24,73	C V
35	35	3ème étage → 2ème étage	35X35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	21.21	C V
40	40	1ère étage → sous-sol	40X40	306	214,2	213333.33	1600	11.55	18.55	C V

Chapitre III

ETUDE DES PLANCHERS

CHAPITRE III

ETUDE DES PLANCHERS

III.1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, il limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique ;
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux.

Dans notre construction, on peut distinguer un seul type de planchers :

- Plancher à corps creux.

III.2. PLANCHER CORPS CREUX :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**Fig. III.1**).

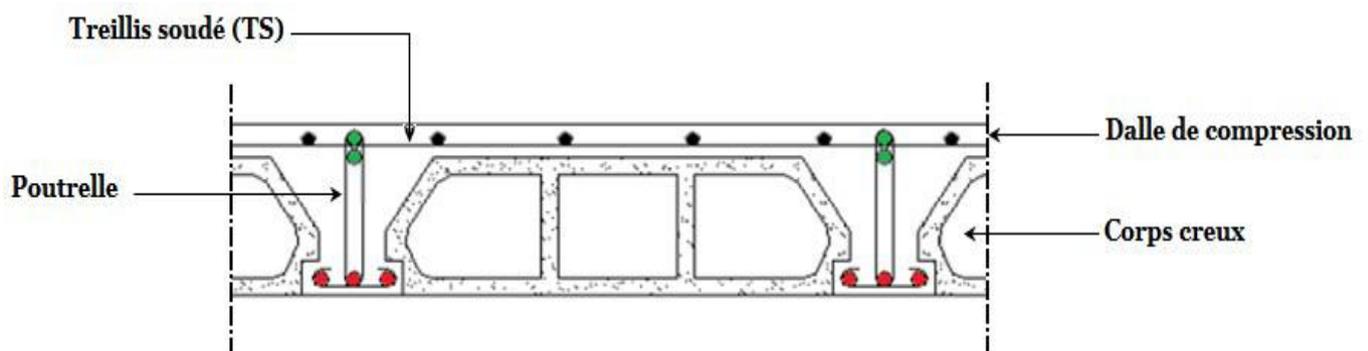


Figure III-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.1 / - Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

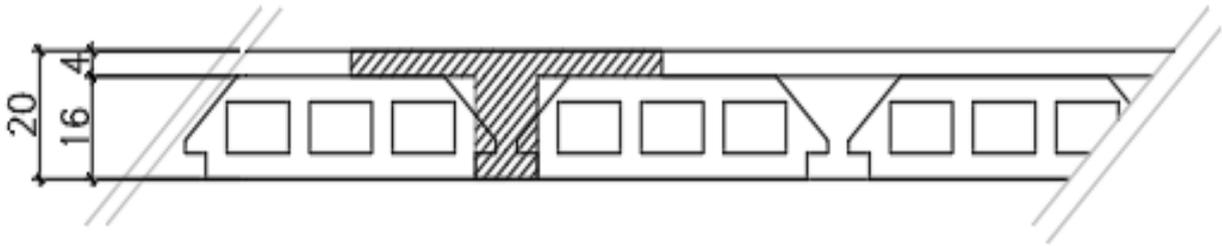


Figure III-2 : schéma réel d'un plancher à corps creux.

Les poutrelles travaillent comme une section en T :

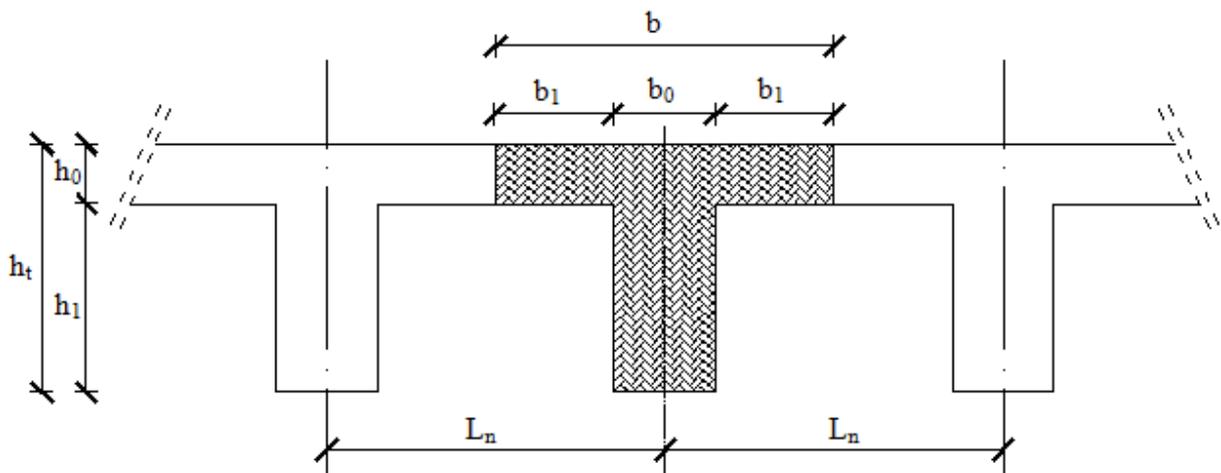


Figure III-3 : Dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : la portée maximale entre nus d'appuis ($L = 3.30\text{ cm}$) ;

h₀ : la hauteur maximal de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{ cm}$) ;

b₀ : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{ cm} \\ b_1 \leq 33\text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min(24 ; 32 ; 33) = 24\text{cm.}$$

On prend : **b₁ = 24 cm.**

Donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = \mathbf{60\text{ cm}}$$

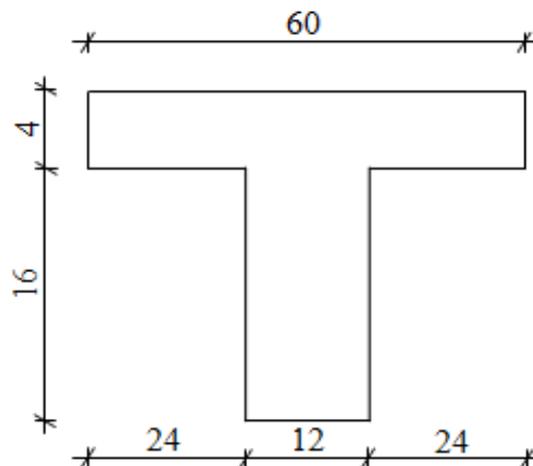


Figure III - 4: Schéma d'une poutrelle.

III.2.2 /- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp} ;
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{- Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

On adopte pour le ferrailage un treillis soudé de diamètre $\Phi_t = 6 \text{ cm}$ et de nuance d'acier **FeE400** ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

a- Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a : $L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4.L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5 \Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5 \Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

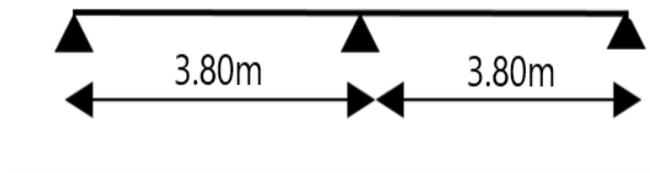
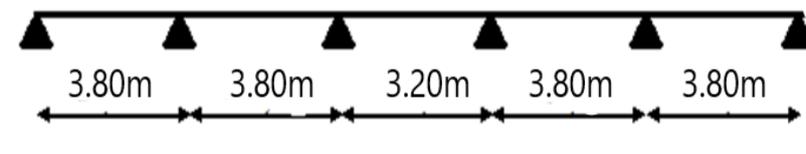
- Le treillis soudé adopté est : **TS $\Phi 6$ (200×200) mm².**

III.2.3 /- Etude des poutrelles :Etat limite ultime : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$ Etat limite de service : $q_s = (G+Q) \times b$ **Tableau III.1** : Evaluation des charges.

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m ²]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m ²]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/mL]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/mL]
Plancher terrasse	Inaccessible	7.12	1	11.11	8.12	0,6	6.66	4.87
1 ^{ère} → 5 ^{ème} étage	Habitation	5.11	1.5	9.15	6.61	0,6	5.49	3.96

❖ Types de poutrelles :

Dans notre structure, nous avons 02 types des poutrelles :

Type 01 :**Type 02 :****III.2.4/- Méthode de calcul :**

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire (plancher à charges d'exploitation modérées) ;
- La méthode de Caquot (plancher à forte surcharge).

III.2.4.1 /- Choix de la méthode de calcul :

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (plancher à charges d'exploitation Modérées).

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier : $Q \leq \max (2 \times G ; 5) [KN/m^2]$;
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ pour le plancher de terrasse

Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5) [KN/m^2]$ C.V.

2. Les moments d'inerties est constant C.V.

3. $0.8 > \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{300}{330} = 0.90 \leq 1.25$ C.V.

4. La fissuration est peu nuisible C.V.

Tableau III.2: Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

Types	Méthode utilisée	Observation
1	Forfaitaire	Conditions vérifiées
2	Forfaitaire	Conditions vérifiées

- Application de la méthode forfaitaire :

α : le rapport des charges d'exploitations (QB), à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

M_o : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée est soumise aux même charges et surcharges.

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

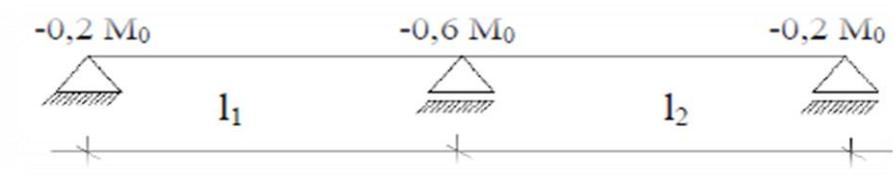
M_w et **M_e**: respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée considérée, les valeurs de M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

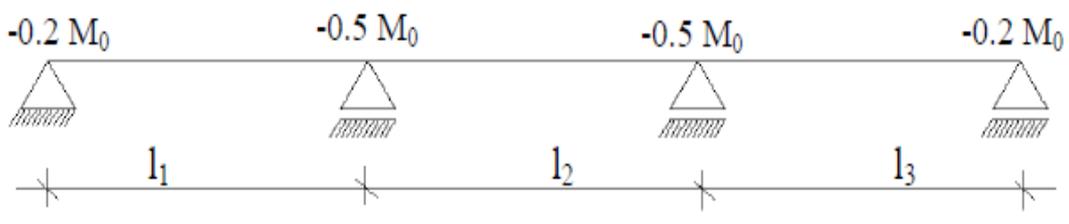
$$M_t = \max \begin{cases} 1.05M_0 - 0.5 (M_w + M_e) \\ (1 + 0.3\alpha) M_0 - 0.5 (M_w + M_e) \\ 0.5 (1 + 0.3\alpha) M_0 \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \\ 0.5 (1.2 + 0.3\alpha) M_0 \dots \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale

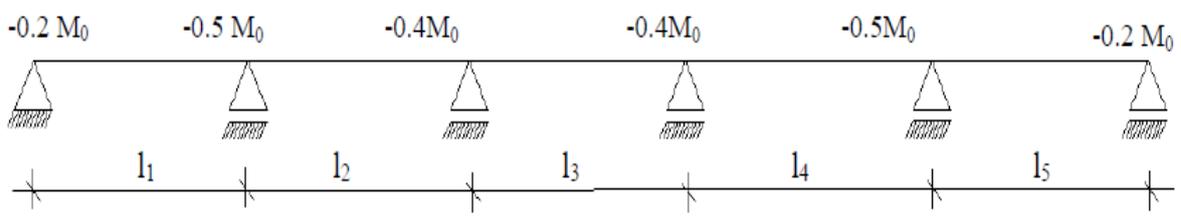
- 0.6M₀.....Pour une poutre à deux travées.



- 0.5M₀.....Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.



- 0.4M₀.....Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



III.2.5/-Détermination des efforts internes :

Tableau III.3: Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles

• **TERRASSE**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-7.22	-5.27	7.82	9.11	14.57
2	-6.02	-4.40	8.42	6.16	13.93

• **ETAGE COURANT**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-5.94	-4.30	6.62	7.72	11.99
2	-4.95	-3.58	7.11	5.14	11.47

Tableau III.4 : Les valeurs des efforts maximums

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-7.22	-5.27	8.42	9.11	14.57

III.2.6/-Ferrailage des poutrelles :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

A.En travée :

$$M_t^u = 8.42 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m} = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_T = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tu} = 8.42 \text{ KN.m} \rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

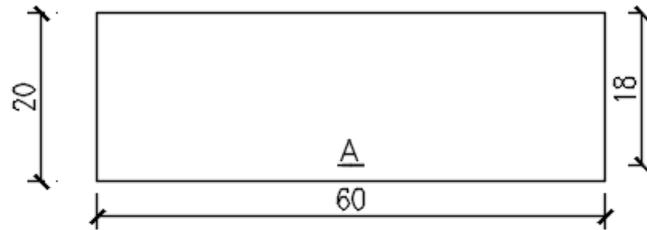


Figure III-5 : section de calcul en travée.

-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8420}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0.031$$

$$\mu = 0,030 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8420}{348 \times 0,985 \times 18} = 1.36 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.36 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 1T14+1T12 $\longrightarrow A_t = 2,67$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 9.11 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15A(d - d_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression ⇒ la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{(18,95)^2 + 170,2} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,05^3 - (60 - 12) \times (4,05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{9110}{7216,97} = 1,26$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,26 \times 4,05 = 5,10 \text{ MPa}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{8420}{9110} = 0,93$$

$$\alpha = 0,038 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,93-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,22 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

b. En appui :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = 7.22 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

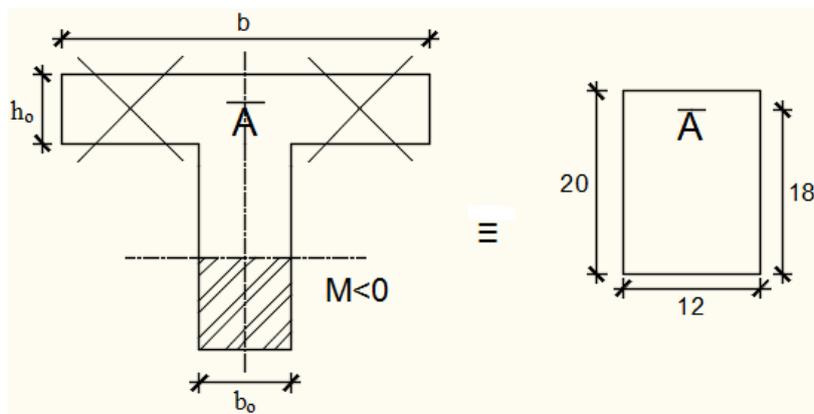


Figure III-6 : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7220}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,117$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,953$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7220}{348 \times 0,953 \times 18} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1,21 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T10 \longrightarrow $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$
- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = 5,27 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_a \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{7220}{5270} = 1,37$$

$$\alpha = 0,201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

III.2.7/- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 14,57 \text{ KN} = 14570 \text{ N}$$

a-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 14570 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1].}$$

$$A_{inf} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[14570 + \frac{7220}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,43 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14570}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d- Section des armatures transversales A t :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

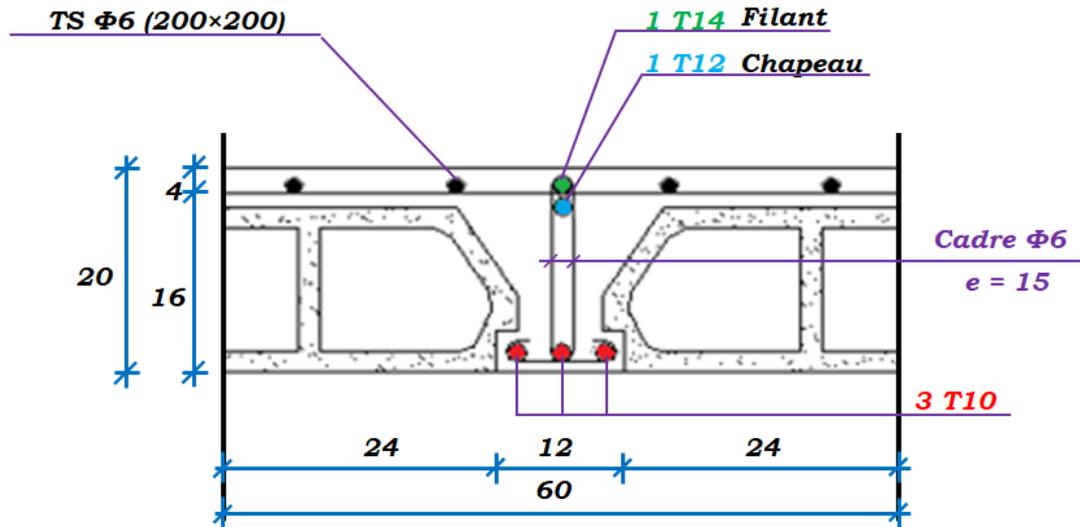


Figure III-7: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,67 - 0,3 \times 2,1)} = 223,25 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.8/-Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. Annexe D]

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0,060 < 0,063$ Avec $l = 3.30$ m (la plus grande portée) → (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left(\frac{9110}{8420} \right) = 0,108$$

Avec M_t^s : le moment max en travée → (Condition vérifiée).

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,018 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée ⇒ Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus à la charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi} : La flèche dus à la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 712 = 427.2 \text{ daN/ml .}$$

j = g: charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 427.2 \text{ daN/ml.}$$

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0,6 = (712 + 100) \times 0,6 = 487.2 \text{ daN/m}$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0.8 \times g \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 427.2 \frac{3.80^2}{8} = 616.88 \text{ daN/m}$$

$$M_p = 0.8 \times p \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 487.2 \frac{3.80^2}{8} = 703.52 \text{ daN/m}$$

$$M_j = 0.8 \times j \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 427.2 \frac{3.80^2}{8} = 616.88 \text{ daN/m}$$

b) Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

c) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

• **Coordonnées du centre de gravité :**

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36}$$

$$v_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2$$

$$I_0 = 19451,645 \text{ cm}^4$$

d) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,0925 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{616,88}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 16,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{703,52}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 19,35 \text{ MPa}$$

e) Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 16,96 + 2,1}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1.29$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 19.35 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 1.25$$

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 1,47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 1.29} = 3714.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 1,47 \times 1.29} = 7387.64 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 1.25} = 3812.35 \text{ cm}^4$$

f) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{616.88 \times 3.3^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 7387.64} = 0.084 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{616.88 \times 3.3^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 3714.66} = 0,056 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{703.52 \times 3.3^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 3812.35} = 0,063 \text{ cm}$$

g) La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,084 - 0,056) + (0,063 - 0,084)$$

$$\Delta_{ft} = 0,007 \text{ cm}$$

h) La flèche admissible :

$$l = 3.30 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,007 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,66 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

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

	Armature longitudinal		Armature transversal
	En travée	En appuis	A_t [cm^2]
ELU	$A_t = 2,67 \text{ cm}^2$ 1T14+1T12	$A_t = 2,36 \text{ cm}^2$ 3T10	2Φ6 $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
ELS	$A_t = 2,67 \text{ cm}^2$ 1T14+1T12	$A_t = 2,36 \text{ cm}^2$ 3T10	2Φ6 $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

Tableau III .5 : Tableau de ferrailage des poutrelles

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

IV.3. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

IV.3.1 /- Définition :

L'acrotère est un élément non structural, situé-en bordure de la toiture terrasse, et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales,
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- G (poids propres) sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1\text{KN/ml}$

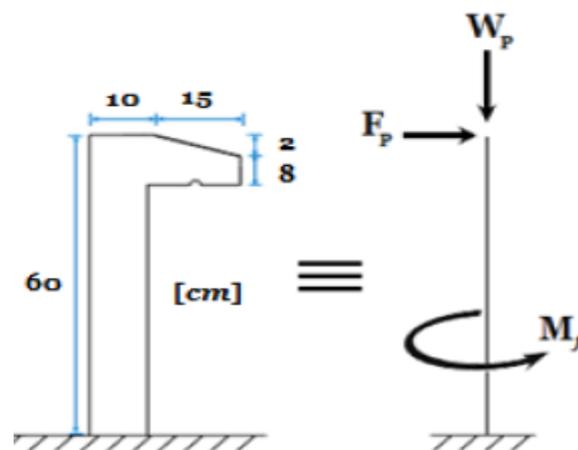


Figure IV.1: Schéma statique et dimensions d'acrotère.

Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur.

IV.3.2 /- Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre W_p) et aux charges horizontales (vents ou séisme F_p) qui créent un moment de renversement M donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

Le calcul sera fait pour une bande de **1m** de largeur et une épaisseur de **10 cm** en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.3 - Détermination des sollicitations:

- ❖ Le poids propre: W_p

WP : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = \rho \times v = [(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.10}{2}] \times 1 \times 2500$$

$$W_p = 2.256 \text{ KN}$$

- ❖ La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

A = 0.15 (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)

C_p = 0.8 (Elément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.256$$

$$F_p = 1,082 \text{ KN}$$

- ❖ Effort normal et moment fléchissant :

- Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{aligned} N_u &= 1.35 W_p \Rightarrow N_u = 1.35 \times 2.256 \Rightarrow N_u = 3.046 \text{ KN} \\ M_u &= 1.5 \cdot F_p \cdot L \Rightarrow M_u = 1.5 \times 1.082 \times 0.6 \Rightarrow M_u = 0.974 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$N_{ser} = W_p \Rightarrow N_{ser} = 2.256 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \cdot L \Rightarrow M_{ser} = 0.649 \text{ KN.m}$$

IV.3.4 - Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

- ❖ **Etat limite ultime:**

• Position du point d'application de l'effort normal : (N)

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.974}{3.046} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

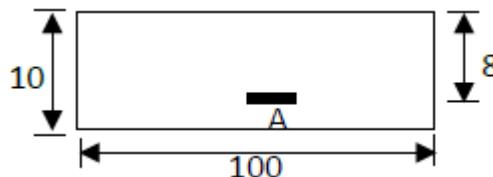


Figure IV.2: Section de calcul.

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

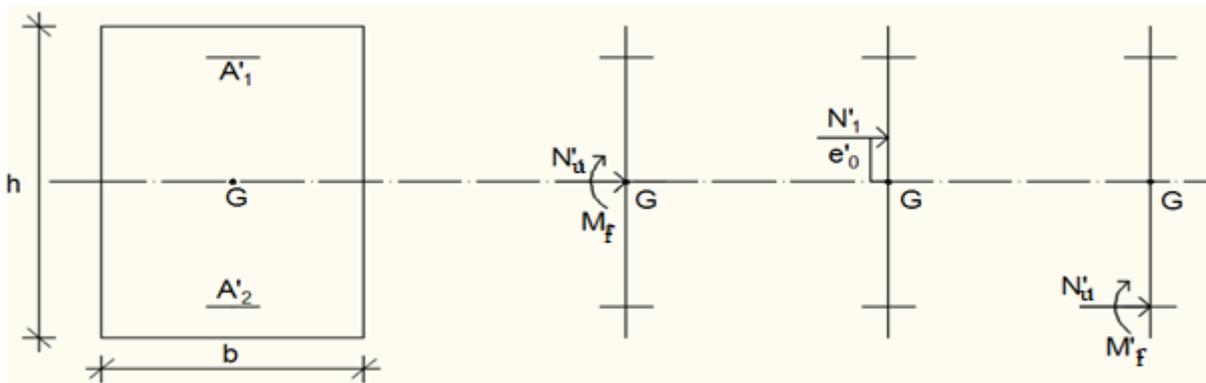


Figure IV.3: Position du point d'application de l'effort normal N_u .

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot [e_0 + \frac{h}{2} - c'] = 304.6 \times [0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02] = 106.61 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (ELU):

$$M_u = 0.974 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1066.1}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_L = 0.392 \text{ Acier FeE400}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \rightarrow \beta = 0.994$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1066.1}{0.994 \times 348 \times 8} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.32 - \frac{3046}{100 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité [B.A.E.L.91] :**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{min} = 0,23\% \times b \times h = 0,0023 \times 100 \times 10 = 2,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Choix des armatures:

5T8/mL \longrightarrow $A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 (T10 \longrightarrow $e = 20 \text{ cm}$).

$$(e \leq \min(25; 2 \text{ hd}) \text{ cm})$$

▪ Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.649}{2.256} = 0.29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression N_{ser}) ;

- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre.

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

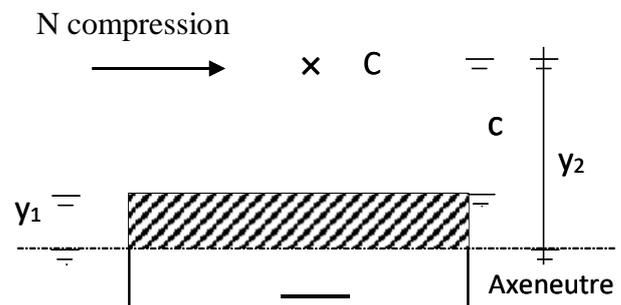


Figure IV.4: Position de centre de pression.

• Calcul des contraintes:

$$Y_2 : \text{racine de l'équation : } y^2 + p \cdot y + q = 0$$

$$p = -3(c)^2 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d') + \frac{90 \times A}{b}(d - c)$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90 \times A}{b}(d - c)^2$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm} < 0$$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{avec } \dot{A} = 0$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8+24) = -1655,71 \quad \rightarrow \quad p = -1655,71$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8+24)^2 = 29961,22 \quad \rightarrow \quad q = 24026,11$$

Y2 : est racines de l'équation : $y^2 - 1614,82 y + 24026,11 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 \quad \rightarrow \quad \Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,40$$

Remarque : y2 est choisi tel que $0 \leq y1 = y2 + c \leq h \Rightarrow y2 = 26.89\text{cm}$

$$y21 = a \times \cos \frac{\varphi}{3} = 26,89$$

$$y22 = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -46,19 \text{ cm}$$

$$y23 = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 19.30 \text{ cm}$$

$$0 \leq y1 = y2 + c \leq y1 = 2,89\text{cm} \leq 10\text{cm} \quad \rightarrow \quad y1 = 2,89 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment statique:**

$$S = \frac{b \times Y^2}{2} - 10 \cdot A \cdot (d - y1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 10 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 216.78\text{cm}^2$$

$$K = \frac{Ns}{100 \cdot S} = \frac{2256}{100 \times 216.78} = 0.10$$

$$\sigma_b = K \cdot y1 = 0.10 \times 2.89 = 0.29\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y1) = 15 \times 0.10 \times (8 - 2.89) = 7.66 \text{ MPA}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{(n \times f_{tj})} \right] \rightarrow \sigma_s = 201,63\text{MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPA}$$

\rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

$$\sigma_s < \sigma_s = 201.68 \text{ MPA}$$

IV.3.5 /- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = 1,5 \times F_p \quad \rightarrow \quad T_u = 162,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1623}{100 \times 8 \times 100}$$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1,25 \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

IV.1. Escalier:

IV.1.1 Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

VI.2. 1.Définition des éléments d'un escalier

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

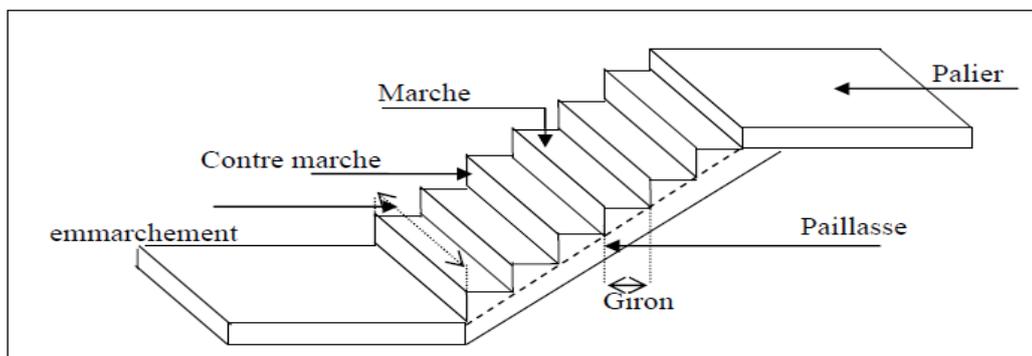


Figure IV.6 Différents éléments d'un escalier.

VI.3.1. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : **60 cm < m < 65 cm.**

- $m = g + 2 \times h$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm.}$$

1. Vérification de la loi de BLANDEL

Vérification de la formule de Blondel : $60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

On prend:

g = 30 cm.

h = 17 cm.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Nombre de contre marches : $n = H/h = 306/17 = 18$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$n = 9$ contre marche

Nombre de marches : $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches.

- **La ligne de foulée:**

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison:**

$$\tan \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$$

- **La longueur de la paillasse (Lpaillasse) :**

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur de l'est :

- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$

$$\Rightarrow 9.5 < e < 14.25$$

On opte pour une épaisseur d'ép. = 15 cm pour la paillasse et le palier

VI.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1.5 m d'embranchement

1. Charges permanentes:

1.1. Palier:

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3,75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0,4
Charge permanent G			4,97

Tableau IV.1: Les charges de Palier

1.2.paillasse:

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	/	4,10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,01	0,11
Charge permanent G			7,25

Tableau IV.2: Les charges de la paillasse.

2. Charges d'exploitations:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F=G (H- e) \times m= 2,81*(3.06-0,12) * 8$ **F=66,09 KN/ml**

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

c) Combinaison de charges:

➤ Etat limite ultime (ELU):

Palier : $q_{1u}= (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.46 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2u}= (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.54 \text{ KN/ml}$.

➤ Etat limite service (ELS):

Palier: $q_{1s} = 4.97 + 2,5 = 7.47 \text{ KN/m}$

Volée: $q_{2s} = 7.25 + 2,5 = 9.75 \text{ KN/m}$

Schéma statique:

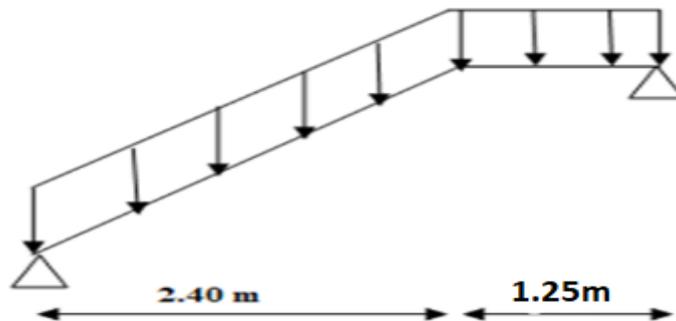


Figure IV.7: Schéma d'escalier sous charges

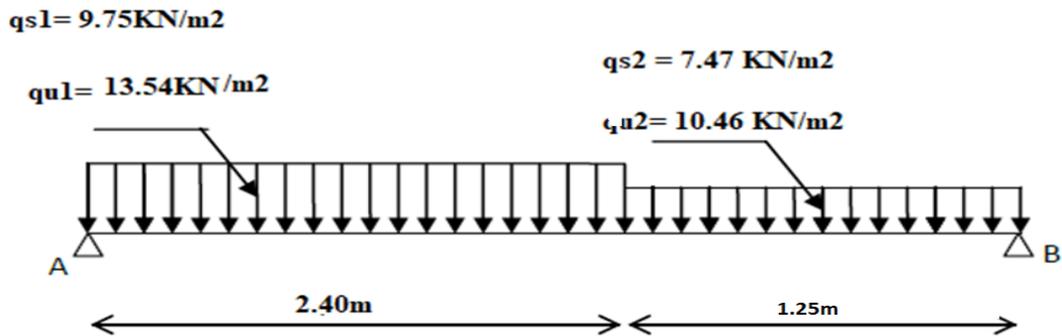


Figure IV.8: Schéma statique (ELU et ELS).

➤ **Etat limite ultime (ELU):**

• **Calcul des réactions:**

➤ $\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.25$

$$R_A + R_B = 13.54 \times 2.4 + 10.46 \times 1.25 \Rightarrow R_A + R_B = 45.57 \text{ KN}$$

➤ $\Sigma M_B = 0$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.25\right) + q_2^u \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2}\right)}{3.65}$$

$$R_A = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.25\right) + 10.46 \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2}\right)}{3.65} \Rightarrow R_A = 24.05 \text{ KN}$$

➤ $\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 2.40\right)}{3.65}$$

$$R_B = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10.46 \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 2.40\right)}{3.65} \Rightarrow R_B = 21.52 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$\Sigma F/v = 0 \Rightarrow$$

$$T(x) = R_A - q_1^u \cdot x$$

$$T(x) = 24.05 - 13.54 \cdot x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 : T(0) = 24.05 \text{ KN} \\ x = 2.40 : T(2.40) = -6.40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 24.05x - 13.54 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \\ M(2.40) = 18.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum:

$$M_{\max}^u \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 24.05 - 13.54x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{24.05}{13.54} = 1.78 \text{ m}$$

$$M_{\max}^u = M(1.78) = 24.05 \times (1.78) - 13.54 \times \frac{(1.78)^2}{2} \Rightarrow M_{\max}^u = 21.36 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis:

$$M_a^u = -0.3M_{\max}^u = -7.54 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée:

$$M_t^u = 0.85M_{\max}^u = 21.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite ultime (ELS):**

- **Calcul des réactions:**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.4 + q_2^s \times 1.25$$

$$R_A + R_B = 9.75 \times 2.4 + 7.47 \times 1.25$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 32.74 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.25\right) + q_2^s \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2}\right)}{3.65}$$

$$R_A = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.25\right) + 7.47 \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2}\right)}{3.65} \Rightarrow R_A = 17.31 \text{ KN}$$

- $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^s \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 2.40\right)}{3.65}$$

$$R_B = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.47 \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 2.40\right)}{3.65} \Rightarrow R_B = 15.43 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_1^{\text{ser}} \cdot X$$

$$T(x) = 17.31 - 9.75 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 : T(0) = 17.31 \text{ KN} \\ x = 2.40 : T(2.40) = -4.63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 17.31x - 9.75 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \\ M(2.40) = 13.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum:

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 17.31 - 9.75x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{17.31}{9.75} = 1.78 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} = M(1.78) = 17.31 \times (1.78) - 9.75 \times \frac{(1.78)^2}{2} \Rightarrow M_{\text{max}}^{\text{ser}} = 15.37 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis:

$$M_a^{\text{ser}} = -0,3M_{\text{max}}^{\text{ser}} = -5.42 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée:

$$M_t^{\text{ser}} = 0,85M_{\text{max}}^{\text{ser}} = 15.37 \text{ KN.m}$$

4.4.5. Ferrailage:

ELU:

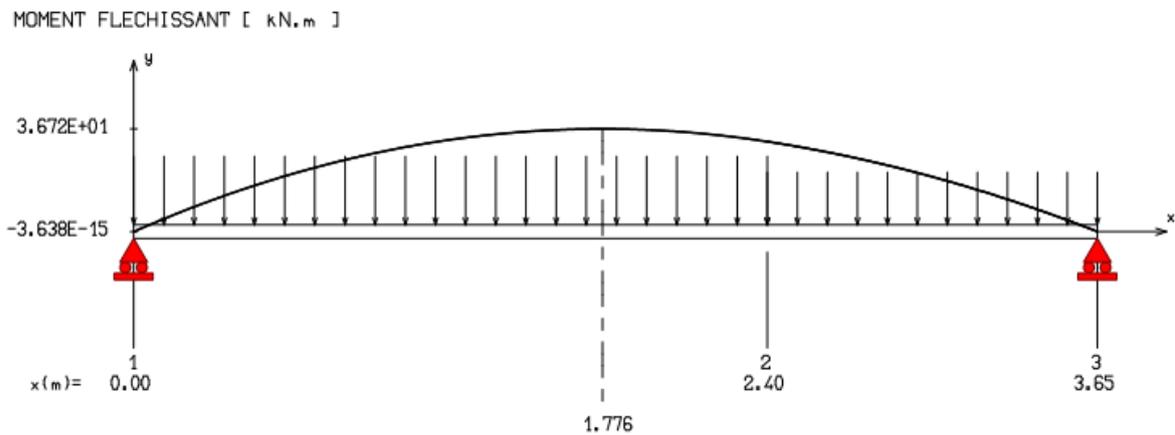


Figure IV.9: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

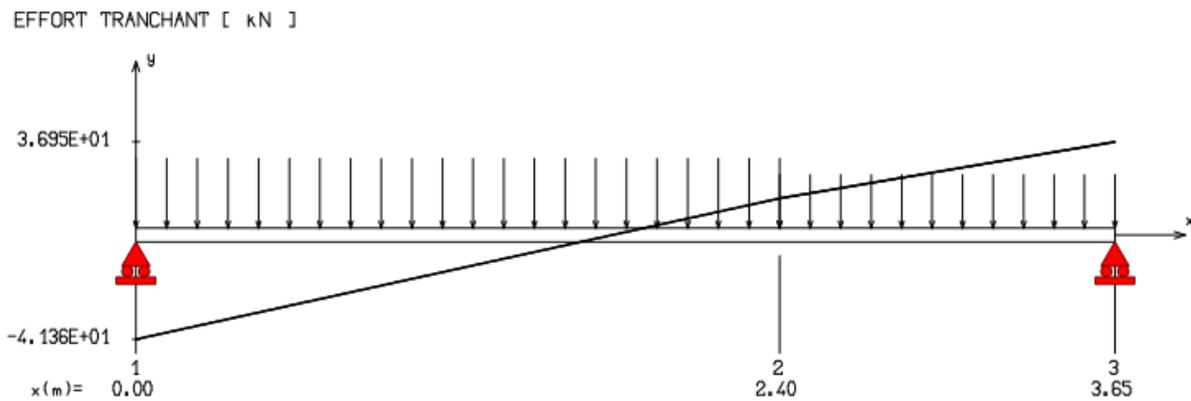


Figure IV.10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- En travée:
- Les données

Matériaux:

Béton: $f_{c28}=25\text{MPa}$

Acier: FeE400

Coffrage : $b=1\text{ m}$, $h=0,15\text{m}$, $d=0,135\text{m}$, $c=c'=0,02\text{m}$

Sollicitation : $M_u=21,36\text{KN.m}$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,082 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,107$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{21360}{0,957 \times 348 \times 13,5} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte: Ar = 2,01 cm² = 4T8

➤ **En appuis:**

$$M_{ua} = 0,3M_{max} = 7,54 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,029 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{7540}{0,987 \times 348 \times 13,5} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 2.01 cm² = 4T8**

Espacement = 25 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 2,01/4 = 0,50 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ar = 2T6 = 0.57 cm²**

4.4.6. Vérification à l'ELU:

1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

2. Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales:**

$$S_t \leq \min \{2h ; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$St \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui: } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition:**

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St \leq \{45; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui: } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

3. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 24.05 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24050}{100 \cdot 13.5 \cdot 100} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4. Vérification d'adhérence des barres :(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{24050}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.32 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} (\psi = 1.5: \text{ Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

5. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

➤ **Armatures longitudinales:**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

Tel que : $\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales:**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

Tel que : $\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$l_s = \frac{10 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

6. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \cdot 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24050}{1000 \cdot 135} = 0.18$$

Donc condition est vérifiée.

7. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0.26 a b f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 \cdot (135) = 121.5 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 \times 121.5 \times 1000 \times 25 = 811012.5 \text{ N}$$

D'où: $V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 811012.5 \text{ KN}$.

Condition vérifiée.

4.4.7. Vérification à l'ELS:

➤ Aux travées

1. Vérification des contraintes dans le béton :(Art A.4.5.2/BAEL 91)

• Position de l'axe neutre:

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50 y_1^2 + 67.8 y_1 - 915.3$$

$$y_1 = 4.35 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie:

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4.35^3) / 3 + 15 * 4.52 * (13.5 - 4.35)^2 = 8420.15 \text{ cm}^4.$$

• Contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (14688 / 8420.15) * 4.35 = 7.59 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7.59 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

➤ Aux appuis:

2. Vérification des contraintes dans le béton :(Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (5184 / 8420.15) * 4.35 = 2.68 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.15}{3.65} = 0.041 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\}$$

Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M.l^2}{10.Ev.IFv} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$Ifv = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0.15^3}{12} = 0,000281 \text{cm}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$Mu_{\max} = 21.36 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot Ev \cdot IFv} = \frac{21360 \cdot 4.00^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000281} = 0.011 \text{ cm}$$

$$f = 0.011 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

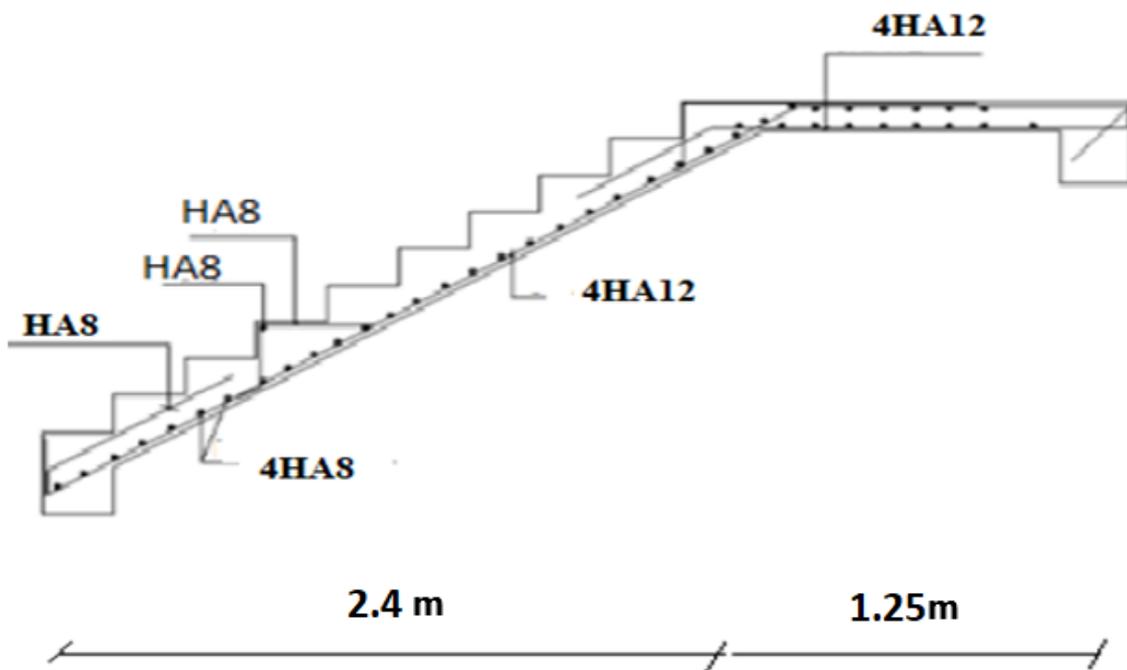


Figure IV.11: Ferrailage des escaliers

4.4.7. Calcul de la poutre palière :

1. Pré dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 30/25 = 1,2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

2. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 0,30 * 0,25 * 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 24,05 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 17,31 \text{ KN/ml}$.

3. Combinaison à considérer

E LU:

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}.$$

$$q_u = 1,35 * (1,87) + 24,05 = 26,57 \text{ KN/ml}.$$

E LS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}.$$

$$q_s = 1,87 + 17,31 = 19,18 \text{ KN/ml}.$$

4. Calcul du ferrailage (ELU) :

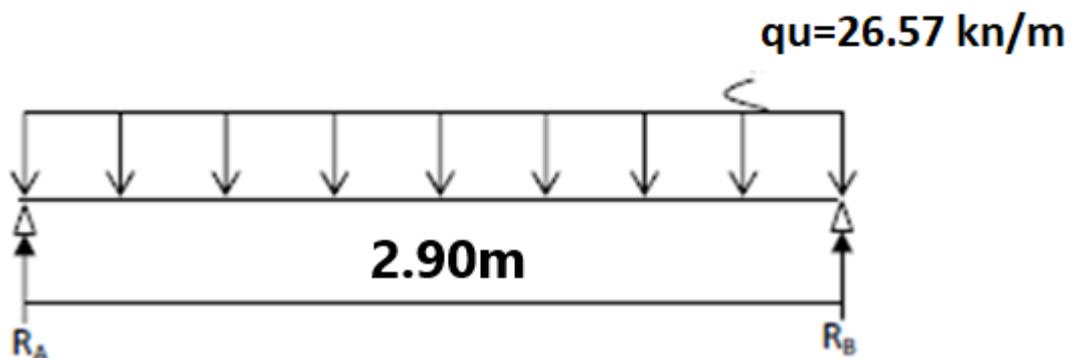


Figure IV.12: Schéma statique (ELU).

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 38.53 \text{ KN}$$

5. Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (q_u * l^2) / 8 = 27.93 \text{ KN.m}$$

6. Correction des moments

En appuis :

$$M_a = - 0,3 M_0 = - 0,3 * 27.93 = - 8.38 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 27.93 = 23.74 \text{ KN.m.}$$

7. Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 38.53 \text{ KN}$$

8. Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

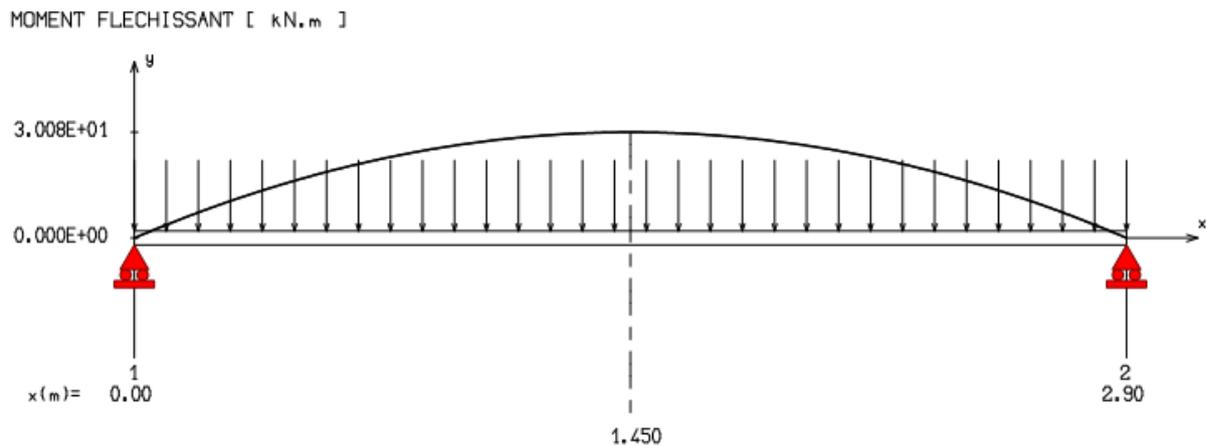


Figure IV.13:Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

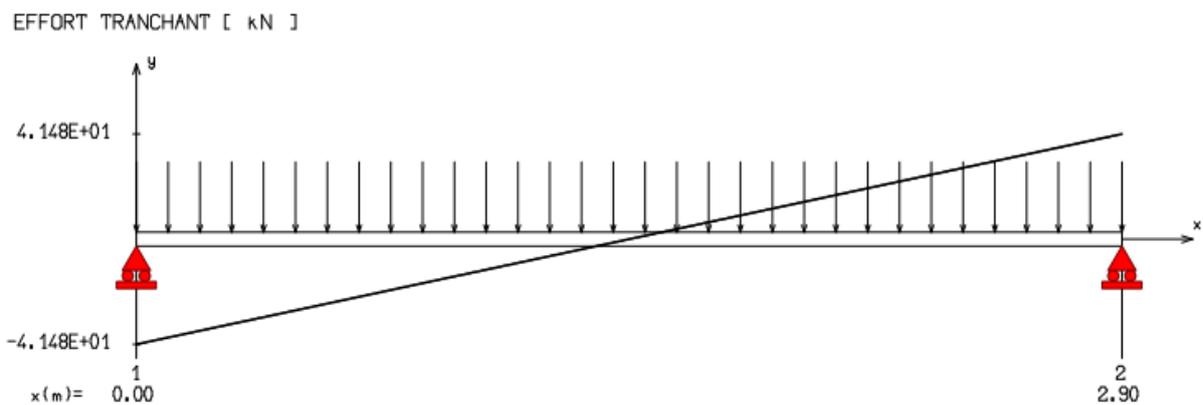


Figure IV.14:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

9. Calcul des armatures

1. Armatures principales (longitudinal):

En travée

$$M_u = 23.74 \text{ KN.m.}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.098 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.129$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{23740}{0.948 \times 348 \times 13,5} = 5.33 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 5.65 cm² 5T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte: Ar = 2,01 cm² = 4T8

En appuis:

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 8.38 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,029 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,036$$

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

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8380}{0.988 \times 348 \times 13.5} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 2.01 cm² = 4T8**

Espacement = 25 cm

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ar = 2T6 = 0.57 cm²**

10. Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification d'adhérence des barres :**(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{24050}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.32 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa } (\psi = 1.5: \text{ Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.32 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit :**(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

• **□ Armatures longitudinales:**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales:**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau = \frac{0.07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \cdot 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24050}{1000 \cdot 135} = 0,18$$

Donc condition est vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313)**

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 abfc28$$

Avec :

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a=0,9d = 0,9 \cdot (270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0,267 \times 243 \times 300 \times 25 = 486607,5 \text{ N}$$

$$D'où: V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 486607.5 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 45.57 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{45570}{25 \cdot 270} = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

11. Calcul à L'ELS:

➤ **La combinaison d'action:**

$$q_s = G + Q = G + RAs. = 19.18 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Réaction**

$$R_A = R_B = (q_u \cdot l) / 2 = 38.53 \text{ KN}$$

1. Calcul des moments isostatique:

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \cdot l^2) / 8 = 27.93 \text{ KN.m}$$

2. Correction des moments

En appuis:

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 27.93 = -8.38 \text{ KN.m.}$$

En travée:

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 * 27,93 = 23,74 \text{ KN.m.}$$

3. Effort tranchant:

$$T = R_A = R_B = 38,53 \text{ KN}$$

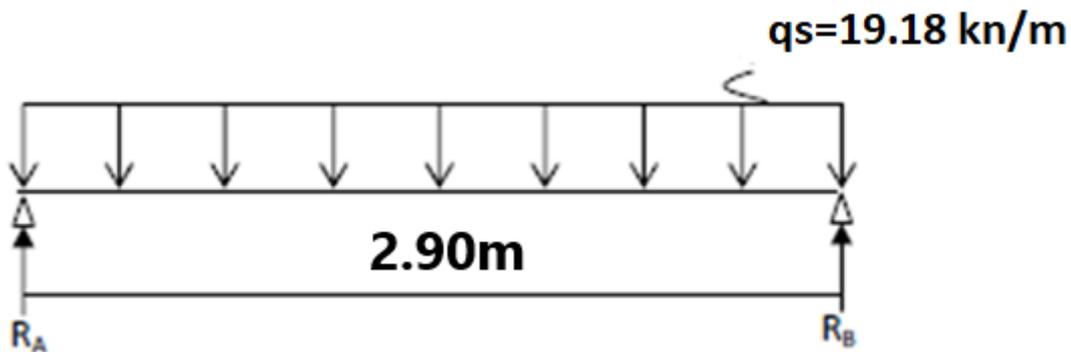


Figure IV.15: Schéma statique (ELS).

Vérification à l'ELS:

- Aux travées

4. Vérification des contraintes dans le béton :(Art A.4.5.2/BAEL 91)

✓ **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 12,5 y_1^2 + 67,8 y_1 - 1830,6$$

$$y_1 = 9,69 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4,31^3) / 3 + 15 * 4,52 * (13,5 - 4,31)^2 = 27897,43 \text{ cm}^4.$$

✓ **Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (32670 / 27897,43) * 9,69 = 11,35 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 11,35 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contraintes dans les aciers:**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 32670) / 27897.43 * (27 - 9.69) = 304.07 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 304.07 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis:**

✓ **Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (11530 / 27897.43) * 9.69 = 4 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contraintes dans les aciers:**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 11530) / 27897.43 * (27 - 9.69) = 107.31 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 107.31 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.30}{2.9} = 0.103 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.30}{2.9} = 0.103 \\ \frac{M_t}{10M_0} &= \frac{23.74}{10 * 27.93} = 0.085 \\ \frac{A}{b*d} &= \frac{4.52}{25 * 27} = 0.007 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3. ETUDE DES BALCON :

IV.3.1 /- Définition :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « P ».

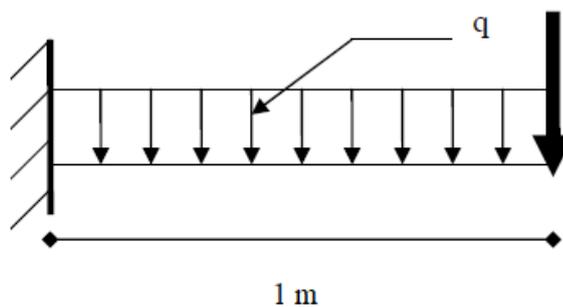


Figure IV- 16 : Schéma statique du balcon

- Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,60 m.

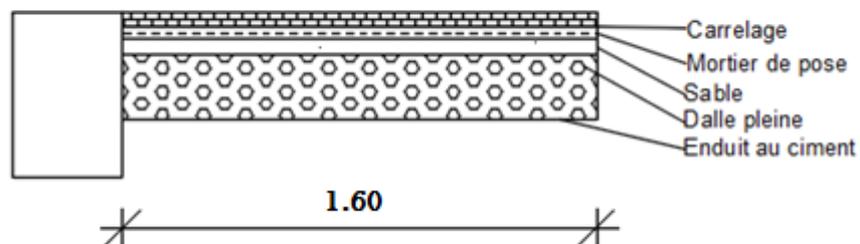


Figure IV- 17 : Coupe sur balcon.

IV.3.2 /- Descente de charges :

Epaisseur du balcon :

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

Tableau IV.3 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

Matériaux	P (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
1- revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.4
3-Lit de sable	17	0.02	0.34
5-Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
6- Enduit au ciment	18	0.015	0.27
			G = 5.20 KN/m²
			Q = 3.50 KN/m²

Pour une bande de 1m de largeur : $G = 5,20 \times 1\text{m} = 5.20 \text{ KN/ml}$

a. Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (0.90 + 2 \times 1,5 \times 0.18) = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m} \rightarrow P = 1.44 \times 2.91 = 4.19 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation $\rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q_1 \times 1,00 = 3.50 \text{ KN/ml}$.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le Plus bas possible $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 15 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \varnothing_{\max} = 10 \text{ mm}$$

➤ Calcul de l'enrobage :

$$C = 10 + \frac{\varnothing}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \quad \rightarrow c = 15 \text{ mm}$$

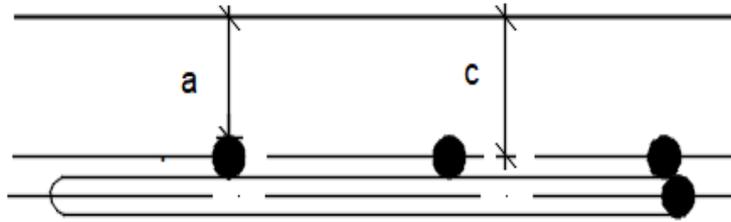


Figure IV-18 : Enrobage

➤ Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 15 - 1,5 = 13,5 \quad \rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

• Calcul du moment fléchissant :

✓ ELU :

$$M_u = - [1,35G + 1,5Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = - [(1,35 \times 5,20) + (1,5 \times 3,50)] \frac{1,6^2}{2} - 1,35 \times 4,19 \times 1,60 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = - 24,76 \text{ KN.m}$$

✓ ELS :

$$M_{ser} = - [G + Q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = - [5,20 + 3,50] \frac{1,6^2}{2} - 4,19 \times 1,6 \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = - 17,84 \text{ KN.m}$$

IV.3.3/- Calcul du ferrailage :

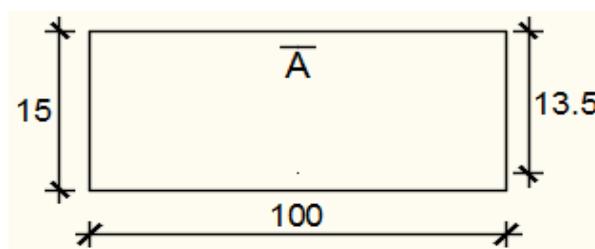


Figure IV-19 : Section de calcul.

➤ Etat limite ultime :

$M_u = - 24760 \text{ N.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24760}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.095$$

$$\mu = 0,095 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,125$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \Rightarrow \beta = 0,95$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24760}{348 \times 0.95 \times 13.5} = 5.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :

Acier FeE400 $\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A = 5.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Choix des armatures :

8T10/ml $\rightarrow A = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$).

- **Etat limite de service :**

$M_s = -17840 \text{ N.m}$

- Flexion simple

- Section rectangulaire

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{24760}{17840} = 1.39$

$$\alpha \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

❖ **Conclusion**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
 - Fissuration préjudiciable
(Aucune vérification pour σ_s)
- } les armatures calculées à ELU seront maintenues

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

IV.3.4 /- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35 P \times 1 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,20 + 1,5 \times 3,50) \times 1,6 + 1,35 \times 4.19 \rightarrow T_u^{\max} = 25.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{25280}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.18 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18 < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.5 /- Vérification de la flèche :

$$\frac{hd}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0.093 > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.28}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,0043 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion

Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

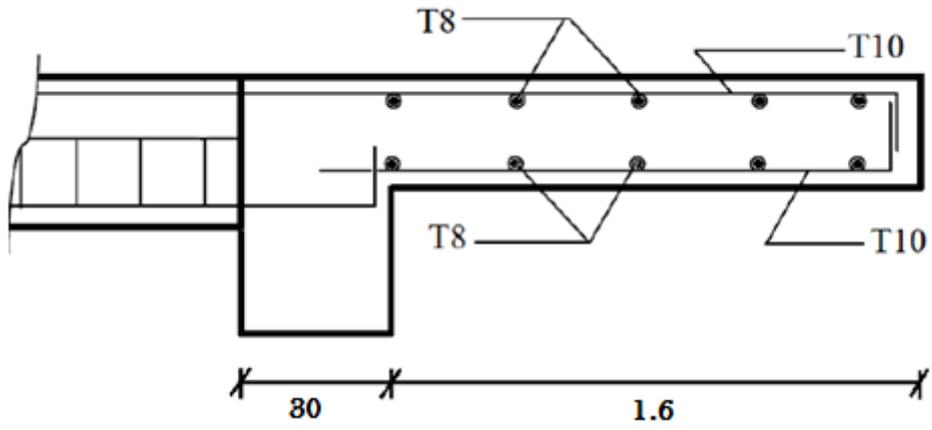


Figure IV-20 : schéma de ferrailage du Balcon

Chapitre V
Etude sismique

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3. Méthode de calcul :

Selon le [RPA99(version2003)] , le calcul des forces sismiques peut être manieur suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

1- Méthode statique équivalente:

a- Principe de la méthode [RPA99(version2003)]:

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Le [RPA99 (version2003)] permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

b- Condition d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait à la condition de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et IIa et à 30 m en zone IIb et zone III.
- le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a).

2- Méthode dynamique :

a- Principe de la méthode [RPA99(version2003)]:

C'est une analyse dynamique de sismique représente la structure sous des force sismique représentées par un spectre de réponse, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par forces, ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Condition d'application :

Selon le « **RPA99/version 2003** », la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans les cas où, la méthode statique équivalente n'est pas permise. donc, la méthode choisie est la « **méthode d'analyse modale spectrale** ».

V.4. Présentation du logiciel :

Le logiciel « Auto desk Robot » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par éléments, il offre :

- Performances de la technologie d'aujourd'hui.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids totale de la structure.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableau et graphique bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, efforts tranchant T, efforts normal N , contraintes).
- Analyse statique et dynamique.

V.5. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- a- Choix du plan du travail .
- b- Choix de l'unité du travail ; [kn] et [m] .
- c- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du ROBOT (voire la figure V .1).
- d- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et dalle pleine par panneau.

Chapitre V : Etude sismique

- e- Introduire les propriétés des matériaux utilisé ; les propriétés du béton.
- f- Introduire les propriété de chaque éléments de la structure : la section et le matériau utilisé.
- g- Introduire les condition aux limites .

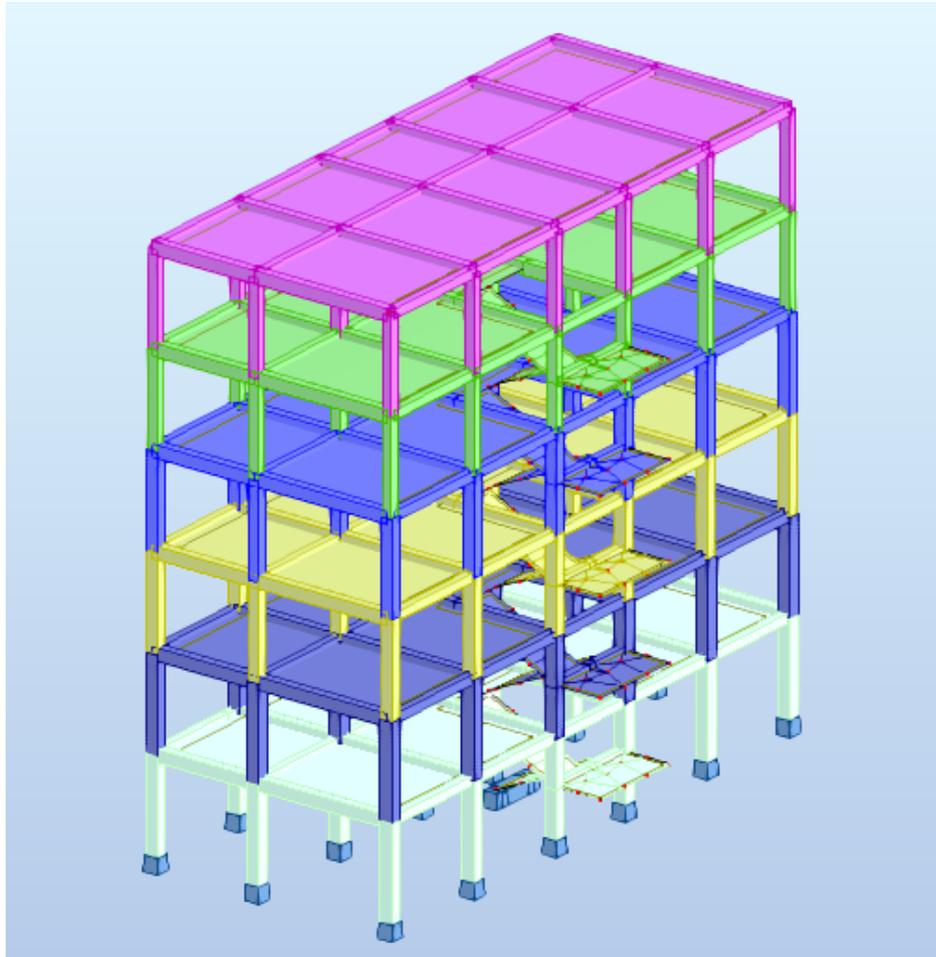


Figure V.1 : interface du robot

V.6. Les forces sismiques E :

contient les masses centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X.Y.Z) .

a- détermination des combinaisons de charge :

Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50
ELS	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2)*1.00
G+Q+VX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+4)*1.00
G+Q-VX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.00+4*-1.00
G+Q+VY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+5)*1.00
G+Q-VY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.00+4*-1.00
0.8G+VX	Combinaison lin	ACC	sismique	4*1.00+1*0.80
0.8G-VX	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+4*-1.00
0.8G+VY	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+5*1.00
0.8G-VY	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+5*-1.00

Figure.V.2.liste des combinaisons

b- Détermination des charges :

- 1- Le poids propre de la structure est calculé par logiciel.
- 2- Distribution des charges des planchers aux poutres.
- 3- Pour les dalles pleines et plancher a corps creux : la charge estcalculée automatiquement par le logiciel.

c- Vérification la résultante des forces sismique :

$$V_{(dynamique)} > 80 \% V_{(statique)} \dots\dots\dots [RPA99/4.3.6]$$

d- Calcul de la force sismique totale « V » :

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

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

e- Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4 .1) [RPA99/4.2.3] suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- **Zone IIa**
- **Groupe 2** (ouvrage courants ou d'importance moyenne),on adopte : **A = 0,15**

f- Coefficient de comportement global de la structure «R » :

Chapitre V : Etude sismique

Notre structure à un système de contreventement mixte portique voile avec interaction correspondant d'après le tableau .3 du RPA99 à un coefficient de comportement .

$$R= 4$$

g- Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1+ \sum_1^6 P_q$$

Tableaux .V.1. Valeurs des pénalités P_q :

Critère « q »	P_q	
	q_x	q_y
1- Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2- redondance en plan	0,05	0
3- régularité en plan	0	0
4- régularité en élévation	0	0
5- contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	0,20	0,20

$$Q_x = 1+ 0,20 = 1,20$$

$$Q_y = 1+ 0,20 = 1,20$$

h- pourcentage d'amortissement critique « ξ » :

Voiles en béton armé $\xi = 7\%$

i- facteur de correction d'amortissements « η »:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

j- Période fondamentale de la structure « T » :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de la formule suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage

$$h_N = 18,36 \text{ m}$$

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,44 \text{ s}$$

Periodes: $T = \frac{0,1h_N}{\sqrt{D}}$

a) **Sens-x**

$$h_N = 18,36 \text{ m} ; D_x = 18,48 \text{ m.}$$

$$T(x) = \frac{0,09 \times 18,48}{\sqrt{18,48}} = 0,38 \text{ s.}$$

On prend $T = 0,38 \text{ s} \leftarrow$ Tempirique.

$$1,3 \times \text{Temp} = 1,3 \times 0,38 = 0,50 \text{ s}$$

b) **Sens-y**

$$h_N = 18,48 \text{ m} ; D_x = 8,1 \text{ m.}$$

$$T(y) = \frac{0,09 \times 18,36}{\sqrt{8,1}} = 0,58 \text{ s.}$$

On prend $T = 0,669 \text{ s} \leftarrow$ Tempirique.

$$1,3 \times \text{Temp} = 1,3 \times 0,58 = 0,75 \text{ s}$$

$$\text{Temp} < T_{\text{analytique}} < 1,3 \text{Temp.}$$

$$1,3 \text{Temp}(x) < U_x = 0,87$$

$$1,3 \text{Temp}(y) < U_y = 0,63$$

On prendre que $T = 1,3 \text{Temp}$

k- Facteur d'amplification dynamique « D » :

il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (h) et de période fondamentale de la structure (T).

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

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site , donner par **tableau 4.7 du RPA99 (version 2003) .site rocheux (s₂)** donc : $T_1 = 0,15 \text{ s} ; T_2 = 0,3 \text{ s}$

$$\text{On adopte : } D = 2.5(T_2/T)^3 \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3s$$

a) **Sens-x**

$$D(x) = 2.5(T_2/T)^3 \stackrel{2}{=} 2,5 \times 0,882 \times (0,3/0,50)^3 \stackrel{2}{=} 1,569$$

b) **Sens-y**

$$D(y) = 2.5(T_2/T)^3 \stackrel{2}{=} 2,5 \times 0,882 \times (0,3/0,63)^3 \stackrel{2}{=} 1,197$$

V.7. Interprétation de résultats obtenus :

1- Nombre de modes à considérer : [RPA99 version 2003/4.3.4]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 direction orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 direction d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effective supérieur à 90 % au moins de la masse totale de la structures (le nombre minimum de modes à retenir est de 3 dans chaque direction considérée :

$$K \geq 3$$

- N : le nombre de niveau au-dessus du sol (11 niveau).

$$K \geq 3 \text{ modes}$$

- **Mode 1** : $U_x = 74,46 \%$; $U_y = 0,00 \%$ translation suivant X
- **Mode 2** : $U_x = 0,04 \%$; $U_y = 1,44 \%$ torsion suivant Z
- **Mode 3** : $U_x = 0,00 \%$; $U_y = 74,88 \%$ translation suivant Y

2- D'après le RPA (version 2003) le poids totale de la structure est égale à :

$$W = \sum_1^N W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Le coefficient β est donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 (version 2003)**

- Bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés
- W_{Gi} : poids des charges permanentes
- W_{Qi} : charge d'exploitation

Remarque :

le poids totales de la structure est donné par le logiciel de Robot bat

$$W = 8027,85 \text{ [kn]}$$

3- La force sismique sera donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,569 \times 1,20}{4} \times 8027,85 = 566,81 \text{ [kn]}$$

$$80\% V_x = 453,45 \text{ [kn]}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,197 \times 1,20}{4} \times 8027,85 = 432,42 \text{ [kn]}$$

$$80\% V_y = 345,94 \text{ [kn]}$$

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.87	74.46	0.00	74.46	0.00	802784.87	802784.87
3/ 2	0.69	75.90	0.04	1.44	0.03	802784.87	802784.87
3/ 3	0.63	75.91	74.91	0.00	74.88	802784.87	802784.87
3/ 4	0.30	87.04	74.92	11.13	0.01	802784.87	802784.87
3/ 5	0.24	87.10	75.26	0.06	0.33	802784.87	802784.87
3/ 6	0.24	87.11	87.16	0.01	11.91	802784.87	802784.87
3/ 7	0.17	92.19	87.17	5.08	0.00	802784.87	802784.87
3/ 8	0.14	92.19	88.98	0.00	1.81	802784.87	802784.87
3/ 9	0.14	92.20	92.63	0.00	3.65	802784.87	802784.87

Figure.V.3.tableau de périodes

4- Vérification des forces sismique : [RPA99version 2003/4.3.6]

Après l'interprétation des résultats du logiciel **Auto desk Robot**, la résultante des forces sismiques à la base est égale :

$$V_{xd} = 453,91 \text{ [kn]} > 80 \% V_{xs} \dots\dots\dots c.v$$

$$V_{yd} = 465,88 \text{ [kn]} > 80 \% V_{ys} \dots\dots\dots c.v$$

5- Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4]

$$T_{dy} \leq 1,3 \times T_S \quad , \quad T_S = \min (0,44 ; 0,5 ; 0,75) T_{dy}$$

$$= 0,57 \leq 1,3 \times 0,44 = 0,736 c.v$$

6- Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA99(version 2003) [Art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_K : Déplacement horizontal au niveau K .
- δ_{ek} : Déplacement horizontal d aux forces sismique obtenu par Auto desk Robot.
- R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{(k-1)}$$

$$D_{rad} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3,06 \text{ cm}$$

Tableaux .V. 2 :La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

Niveau	hk	dr UX	dr UY	Vérification	CONDITION
Etage 1	306	0,8	0,8	<D _{rad} =3,06cm	Vérifier
Etage 2	306	1,4	0,7	<D _{rad} =3,06cm	Vérifier
Etage 3	306	1,5	0,8	<D _{rad} =3,06cm	Vérifier
Etage 4	306	1,3	0,7	<D _{rad} =3,06cm	Vérifier
Etage 5	306	1,2	0,7	<D _{rad} =3,06cm	Vérifier
Etage 6	306	0,9	0,7	<D _{rad} =3,06cm	Vérifier

V .8.justification vis-à-vis de l'effet P -Δ :[RPA99(version 2003) /A.5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P -Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfais à tous les niveau :

$$\theta = \frac{P_t \times \Delta_K}{V_t \times h_K} \leq 0,10$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,
n

$$P_K = \sum_{i=K} (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Chapitre V : Etude sismique

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$$

- Δ_k : Déplacement relative du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».
- ❖ Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur.

$$\frac{1}{(1 - \theta_k)}$$

- ❖ Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableaux .V. 3.Récapitulatif pour la vérification de l'effet P- Δ :

Etage	P_t	Δ_x	Δ_y	V_{tx}	V_{ty}	h_k	θ_x	θ_y	Vérification
RDC	47607,04	0,021	0,006	3615,81	3336,54	306	0,0052	0,0016	OK
1	42428,93	0,040	0,010	3560,95	3275,13	306	0,0083	0,0022	OK
2	37814,75	0,054	0,014	3432,92	3142,51	306	0,0095	0,0027	OK
3	33324,70	0,064	0,018	3252,97	2968,11	306	0,0094	0,0029	OK
4	28900,62	0,073	0,021	3038,87	2769,83	306	0,0089	0,0028	OK
5	24588,84	0,079	0,023	2792,53	2545,56	306	0,0078	0,0025	OK
6	20336,09	0,083	0,024	2504,76	2286,35	306	0,0065	0,0021	OK
7	16183,82	0,084	0,025	2175,76	1994,35	306	0,0051	0,0017	OK
8	12088,63	0,085	0,026	1798,59	1662,94	306	0,0037	0,0011	OK
9	8072,100	0,052	0,068	1347,66	1259,47	306	0,0015	0,0021	OK
10	4109,05	0,127	0,072	773,51	730,00	306	0,0022	0,0011	OK

V.9.Conclusion :

Puisque tous les coefficient θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ est négligé .

Chapitre V I
Etude des portiques

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1. Chargement des portiques :

VI.1.1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).

VI.1.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'action sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le [RPA99] et [BAEL91] comme suit :

- **BAEL91 :**
- Combinaisons fondamentales ou bien durable et transitoires :

$$1,35 \times G + 1,5 \times P \rightarrow \text{E.L.U}$$

$$G + P \rightarrow \text{E.L.S}$$

- **RPA99 Version 2003 :**
- Combinaisons accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel de calcul « **Robot bat** »

Avec :

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : effort sismique.

VI.2. Ferrailage des portiques :

VI.2.1. Ferrailage des poutres :

- **Définition :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Chapitre VI : Etude des portiques

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principale $\Rightarrow (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow (25 \times 30) \text{ cm}^2$
- **Ferraillage réglementaire :**

1- Recommandation du RPA99/Version 2003 :

▪ Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en zone IIa
- Armatures maximales [RPA99/Version2003/A.7.5.2.1] $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courente} \\ 6\% \text{ en zone recouvrement} \end{array} \right.$

B : Section de la poutre

Longueur de recouvrement est de $40 \times \varphi$ en zone IIa (RPA99/Version 2003)

▪ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min}^t = 0,003 \times S \times b \dots \dots \dots \text{ [RPA99/Version2003/A.7.5.2.1]}$$

Avec :

- b : largeur de la section
- S : l'espacement des armatures transversales

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varphi \right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{4}$$

2- Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{pour les armatures tendues [BAEL91]}$$

Chapitre VI : Etude des portiques

Les sollicitations des poutres :

Les résultats sont donnés par logiciel de calcul et remplie dans les tableaux suivants :

Tableau. VI.1. : récapitulatif des moments fléchissant en[KN.m]et effort tranchants.

Poutre	Moment en travée [kn.m]			Moment en appuis [kn.m]			Effort tranchant [kn]	
	Elu	Els	Acc	Elu	Els	Acc	Elu	Acc
PP (30 ; 40)	60,99	44,61	47,22	-75,05	-54,99	-112,82	-112,04	-200,84
PS (25 ;30)	3,75	2,69	-17,7 16,5	-8,85	-6,46	-35,38 32,67	7,9	24,18

Calcul des armatures longitudinales :

- **Condition imposées par le RPA99/Version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales : } A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2 \\ \text{poutres secondaires: } A'_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Condition imposées par le BAEL91**

$$\begin{array}{l} \text{poutres principales : } A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} 30 \times 36 = 1.31 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires: } A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} 25 \times 22,5 = 0,68\text{cm}^2 \end{array}$$

VI.2.1.1. Exemple de calcul :

Poutre principale de section (30 × 40) cm² :

a- En travées :

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_t^y = 60,99\text{kn} \cdot \text{m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier FeF400

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 36 \text{ cm} ; b = 30\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations **peut nuisible**

Chapitre VI : Etude des portiques

a- Vérification de l'existence d'A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{60990}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,110 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{60990}{348 \times 0,944 \times 36} = 5,16 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,14 = 0,944$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,110}) = 0,14$$

$$A = 5,16 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service :

$$M_t^{ser} = 44,61 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

- flexion simple
 - section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} . \end{array} \right\}$$

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{60990}{44610} = 1,367$$

$$\alpha = 0,09 \leq \frac{1,367-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,433 \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

▪ Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues.} \end{array} \right\}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{\text{acc}} = 47,22 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

a- Vérification de l'existence d'A' :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{47220}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,085 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A_{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{47220}{400 \times 0,955 \times 36} = 3,43 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,111 = 0,955$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,085}) = 0,111$$

$$A = 3,43 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_t = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min(RPA)}} ; A_{\text{min(BAEL)}} ; A_{\text{acc}}) = \max (5,16 ; 6 ; 1,31 ; 3,43) = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$$

$$= 6,79 \text{ cm}^2$$

b- En appuis:

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_a^u = -75,05 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier FeF400

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 36 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations **peu nuisible**

c- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{ult}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{75050}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,135 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

Chapitre VI : Etude des portiques

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

d- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_a^{\text{ult}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{75050}{348 \times 0,927 \times 36} = 6,46 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,181 = 0,927$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,135}) = 0,181$$

$$A = 6,46 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service :

$$M_a^{\text{ser}} = -54,99 \text{ kn.m}$$

- flexion simple
 - section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \text{ si } : \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_a^{\text{ult}}}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{75050}{54990} = 1,36$$

$$\alpha = 0,239 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

▪ Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \checkmark \\ \checkmark \end{matrix}} \right\} \text{ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

➤ Situation accidentelle :

$$M_a^{\text{acc}} = -112,82 \text{ kn.m}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{112820}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,204 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A_{acc} = \frac{a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{112820}{348 \times 0,884 \times 3} = 10,19 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,288 = 0,884$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,204}) = 0,288$$

$$A = 10,19 \text{ cm}^2$$

c-Choix des armatures :

$$A_t = \max (A_{cal} ; A_{\min(RPA)} ; A_{\min(BAEL)} ; A_{acc}) = \max (6,46 ; 6 ; 1,31 ; 10,19) = 10,19 \text{ cm}^2$$

$$6T14 \rightarrow A = 8,83 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 112,04 \text{ kn}$$

a- Vérification de l'influence de l'effort tranchant a voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u = 112,04 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 = 6488,1 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armateurs longitudinales:

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d})$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times (112040 - \frac{60990}{0,9 \times 36}) \times 10^{-2} = 3,17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8,48 \text{ cm}^2 \geq 3,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

c- Vérification si les armatures transversales son perpendiculaire à la ligne moyenne .

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = 1.037 \text{ Mpa}$$

(Fissuration peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,037 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

⇒ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\alpha = 90^\circ$$

d- Section et écartement des armatures transversales ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 \min} \right).$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = \min (1,14 ; 3 ; 1,2) = 1,14 \text{ cm}.$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier Fe E 400

e- Choix des armatures :

$$4\phi_{10} \rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier)}$$

c- Espacement des armatures transversales ;

• Selon (BAEL91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (ion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\checkmark \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 400}{30 \times (1,037 - 0,3 \times 2,1)} = 92,58 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t2} \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 30 \times 1} = 104,66 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

• Selon (RPA99/Version 2003) :

- Zone nodale :

Chapitre VI : Etude des portiques

$$\delta_{t2} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \varphi \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2 \right) \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \\ \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \end{cases}$$

d- Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$A'_t = 0,003 \times \delta_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A'_t = 0,003 \times \delta_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

e- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_l \dots\dots\dots (\text{RPA99 / Version 2003})$$

Remarque :

Après calcul des sections de ferrailage des poutres secondaires à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT 2010**, on a obtenu les résultats traduit dans le tableau ci-dessous :

Types des poutres		A _{min}		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement
		BAEL [cm ²]	RPA [cm ²]				
Poutres principales	Travée	1,31	6	3,18	6T12	6,79	48
	Appuis	1,31	6	8,48	6T14	8,83	56
Poutres secondaires	Travée	0,68	3,75	3,00	6T12	6,78	48
	Appuis	0,68	3,75	4,90	6T12	6,78	48

Tableau. VI.2. tableau de ferrailage des poutres :

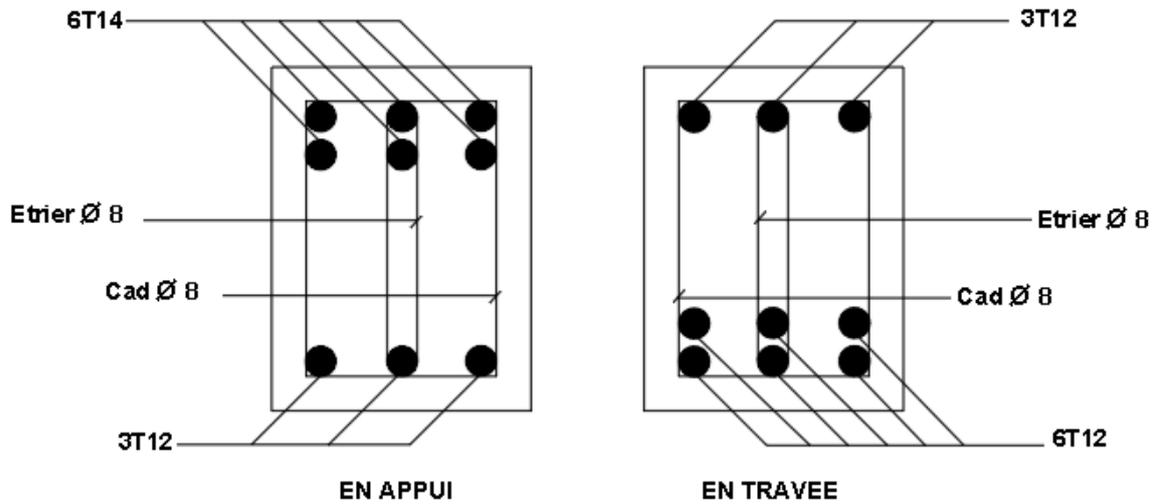


Figure.VI.1.ferrailage des poutres principales

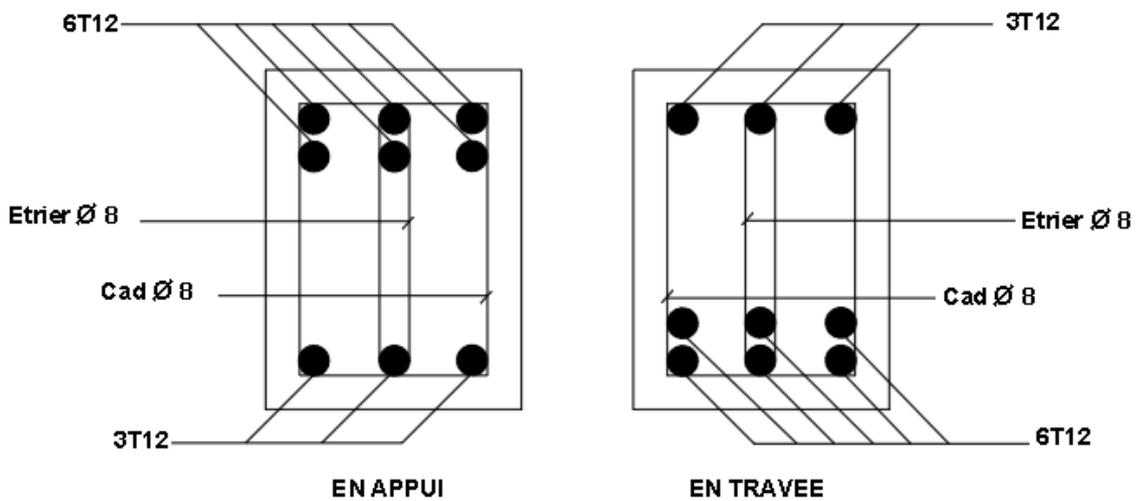


Figure.VI.2.ferrailage des poutres secondaires

VI.2.2. Ferrailage de poteaux :

- **Définition :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de la superstructure vers les fondations.

Les poteaux sont sollicités en flexion composée sous l'effet des actions verticales et horizontales; ils sont soumis à un effort normal (N) et un moment de flexion (M) dans le sens longitudinal et transversal.

- **On a 4 types de poteaux ; à savoir :**

Type 1 : (40 × 40)

Type 2 : (35 × 35)

Type 3 : (30 × 30)

- **Ferrailage réglementaire :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le [RPA99/Version 2003] et le [BAEL.91] .

a- Armatures longitudinales :

1- Condition imposée par le [RPA99/Version2003] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, avec un diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ en zone IIa [RPA99/V2003] .
- La distance verticale entre les barres dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

2- Condition imposée par le [BAEL91] :

- $A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8 \times (b+h)}{100} \right] \Rightarrow$ pour la compression simple.
- $A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow$ pour traction simple .
- $A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow$ pour flexion simple.

b- Les armatures transversales :

1- Condition imposée par le [RPA99/Version2003] :

- Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- V_u : 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 : Coefficient dépend de l'élançement géométrique .

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Espacement entre les armatures transversales δ_t :

Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\phi_t; 15 \text{ cm}) \dots\dots \text{zone IIa.}$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_t \dots\dots\dots \text{zone IIa.}$$

- Section minimale des armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times \delta_t}$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 3%
- Si $\lambda_g < 5$: 3%
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes λ_g est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

a,b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée .

l_f : Longueur du flambement.

Chapitre VI : Etude des portiques

1- Condition imposée par le [BAEL91/A.8.1.3] :

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{tmax}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t \leq \min (15\phi_{1min}; 40cm ; b + 10 cm)$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversales du poteau .

ϕ_{1min} : Plus petite diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

Les sollicitations des poteaux:

Les résultats sont donnés par logiciel de calcul et remplie dans les tableaux suivants :

TYPE DE POTEAU	COMBAINISON	N (KN)	My (KN)	Mz (KN)
POTEAU 40 X 40	ELU	1090.59	0	5.73
	ACC CAS 1	361.56	73.82	0.44
	ACC CAS 2	234.96	11.45	-125.08
	ACC CAS 3	94.50	14.38	-23.83
POTEAU 35 X 35	ELU	728.28	0.97	13.52
	ACC CAS 1	653.91	-46.29	-9.57
	ACC CAS 2	174.25	10.52	-87.66
	ACC CAS 3	6.02	24.03	-46.75
POTEAU 30 X 30	ELU	384.41	-1.70	-12.65
	ACC CAS 1	138.21	-31.15	21.41
	ACC CAS 2	122.59	7.57	-59.65
	ACC CAS 4	13.86	-2.21	-27.99

Tableau. VI.3. : récapitulatif des moments en [KN.m]et effort normal en[KN.].

Chapitre VI : Etude des portiques

Types	A min (RPA)	A obtenu	Ferrailage	
			Choix	Section
(30 ; 30)	7,20	9,4	4T14+2T16	10,18
(35 ; 35)	9,80	11,2	6T16	12,06
(40 ; 40)	12,80	13	6T14+2T16	13,26

Tableau. VI.4. Calcul section des armatures :

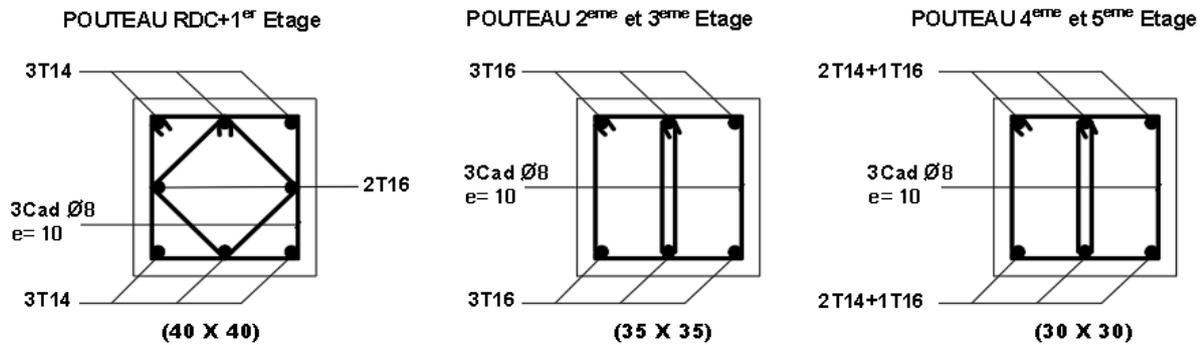


Figure.VI.3.Schéma de ferrailage des poteaux

Chapitre V I I

Etude de l'infrastructure

VII. Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction :

La partie sol-fondation constitue avec les éléments de contreventements un ensemble dont la résistance est une condition intrinsèque pour qu'une construction puisse tenir debout après un séisme. En effet même si les éléments de la super structure sont bien calculés au séisme, nous pouvons assister à la ruine de la structure si l'ensemble sol fondation est mal choisi ou mal calculé.

La fondation reprend les efforts transmis par les éléments de contreventement au sol. Celui-ci conditionne le type de fondation à choisir ainsi que son ancrage.

VII.2.Choix des fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations :

a- Les fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier générale.

b- Les fondations profondes :

- Semelles sur puits et pieux.

VII.2.1.Calcul des semelles :

VII.3.1.Pré dimensionnement :

- Semelle de centre :

$$N = 2340,95 \text{ Kn.}$$

Avec :

$$\bar{\sigma} = 5 \text{ bar.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

Avec : a = 50 cm et b = 50 cm

$$A = \left(\frac{50}{50}\right) \times B \Rightarrow A = B ;$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_d}} = \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{194095}{5}} = 216,377 \text{ cm}$$

On prendre B= A = 300 cm

• **Semelle de rive :**

N= 1340,16Kn.

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bar.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

Avec : a = 50 cm et b = 50 cm

$$A = \left(\frac{50}{50}\right) \times B \Rightarrow A = B ;$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_d}} = \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{13416}{5}} = 163,717 \text{ cm}$$

On prendre B= A = 200 cm

• **Semelle d'angle :**

N= 921,61Kn.

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_d}} = \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{92161}{5}} = 135,765 \text{ cm}$$

On prendre B= A = 200 cm

➤ Justification :

1- Semelle de centre :

La surface de semelles de centre est :

$$S_{sc} = A \times B = 300 \text{ cm} \times 300 \text{ cm} = 9,00 \text{ m}^2$$

On a 4 semelles de centre dans mon projet

$$S_{isc} = 9 \text{ m}^2 \times 4 = 36 \text{ m}^2$$

2- Semelle de rive :

La surface de semelles de rive est :

$$S_{sr} = A \times B = 200 \text{ cm} \times 200 \text{ cm} = 4,00 \text{ m}^2$$

$$S_{tsr} = 4 \text{ m}^2 \times 4 = 16 \text{ m}^2$$

3- Semelle d'angle :

La surface de semelles d'angle est :

$$S_{sr} = A \times B = 200 \text{ cm} \times 200 \text{ cm} = 4,00 \text{ m}^2$$

$$S_{tsd} = 4 \text{ m}^2 \times 10 = 40 \text{ m}^2$$

Conclusion :

La surface totale des semelles est :

$$S_{tot} = S_{tsc} + S_{tsr} + S_{tsd} = 28 + 16 + 49 = 93 \text{ m}^2$$

La surface de plans est donnée par logiciel **de modélisation** :

$$S_{pl} = 160,65 \text{ m}^2$$

$160,65 \times 50\% = 80,325 < S_{tot} = 93 \text{ m}^2 \Rightarrow$ Comme la surface totale des éléments des semelles isolées dépasse 50 % de la surface du bâtiment considéré, on a opté pour un radier général.

VII.3.2.1. Pré-dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

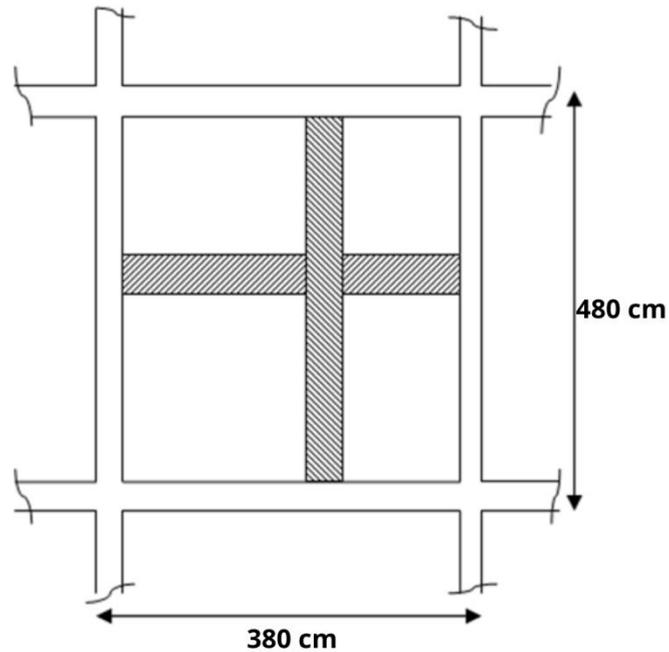


Figure VII.1. Dimension du panneau de dalle le plus sollicité

✓ Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- K : Coefficient d'élasticité du sol $K = 4 \text{ Dan/m}^2$
- E : module d'Yong du béton ($E = 3 \times 10^4 \text{ Mpa}$)
- I : inertie du radier, $I = \frac{b \times h^3}{12}$
- b : bonde de 1m

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times k}{E} \times \left(\frac{2 \times L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \times \left(\frac{2 \times 4,8}{3,14}\right)^4} \geq 66,55 \text{ cm}$$

$$h_2 \geq 66,55 \text{ cm}$$

✓ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{480}{8} \leq h_r \leq \frac{480}{5} \quad \rightarrow \quad 60 \text{ cm} \leq h_r \leq 96 \text{ cm}$$

L_{\max} : est le plus grande portée entre deux poteaux :

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$$

✓ **Condition de non cisaillement.**

L'épaisseur du radier doit également vérifier la condition de la contrainte de cisaillement dans le cas d'une fissuration préjudiciable

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \text{La fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$\frac{T_u^{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9 \times h} \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow h \geq \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9 \times \tau_u} \dots \dots \dots \text{[BAEL91/A5.1.1]}$$

τ_u : Contraint tangentielle

$\overline{\tau_u}$: Contraint tangentielle admissible.

T^{\max} : Effort tranchant max.

Pour le panneau le plus défavorable :

On a:

$$L_x = 3,80 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 4,80 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{4,60} = 0,79 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Pour les panneaux de dalle forme régulière

$$T_u^x = qu \times \frac{L_x \times L_y}{3 \times L_y}$$

$$T_u^y = qu \times \frac{L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul qu :

La surface du radier est de :

$$S = 160,65 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 8027,85 \text{ Kn}$$

$$Q_u = 1,35 \times \frac{G}{S} + 1,5 \times Q = 1,35 \times \frac{8027,85}{160,65} + 1,5 \times 5 = 74,96 \text{ Kn}$$

$$T_u^x = 74,96 \times \frac{3,80 \times 4,80}{3 \times 4,80} = 94,95 \text{ Kn/m}$$

$$T_u^y = \frac{74,96 \times \frac{3,80 \times 4,80}{2 \times 4,80 + 3,80}}{74,96} = 102,04 \text{ kn/m}$$

$$h_3 \geq \frac{102,04}{1 \times 0,9 \times 2,2 \times 10^3} = 0,12 \text{ m} \Rightarrow h_3 \geq 0,12 \text{ m}$$

✓ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots(1)$$

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

h : épaisseur du radier.

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h_r \\ b_1 = b + h_r \end{cases} \rightarrow U_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

N_u : la Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculé à l'E.L.U.R.

$N_{u\max} = 1924,11 \text{ kN}$ appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimension

$(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$$4500h^2 + 2250h - 1924,11 = 0$$

$$h_4 \geq 0,45 \text{ m}$$

Remarque : pour satisfaire les quatre condition précédentes , On prendra une hauteur de radier égale à 70 cm

La hauteur des nervures :

$$h_n \geq \frac{l}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ , on prendra } h_n = 50 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ , on prendra } e = 20 \text{ cm}$$

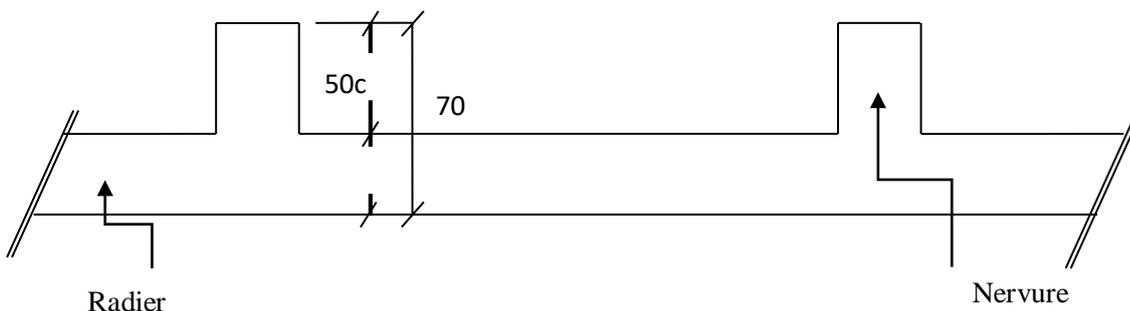


Figure VII.2. Dimension du radier

VII.3.2.2.Pré-dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales
- poutres secondaire

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 \times h \leq b_0 \leq 0,4 \times h$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l - b_0}{2}; \frac{l}{10} \right)$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

Tableau. VIII.1.Dimension des poutres :

	h [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [m]	b[cm]
Poutres pp	70	20	25	30	85
Poutre Ps	70	20	25	30	85

VII.4.Détermination des sollicitations :

❖ **Caractéristiques des radiers :**

$$h = 70 \text{ cm.} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

$$S = 160,65 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 11606,96 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 57385,79 \text{ m}^4$$

$$v_x=4,05 \text{ m}$$

$$v_y=9,2$$

Avec :

v_x, v_y : abscisse du centre de gravité du radier

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier

❖ **calcul du poids du radier : p_r**

Poids du radier sans poutres : $p_1 = S \times e \times \gamma_b$

Poids des poutres principales : $p_p = L \times (h-h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires : $p_s = L' \times (h-h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres

γ_b : Masse volumique du béton

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

$$p_1 = 160,65 \times 0,2 \times 25 = 803,25 \text{ Kn}$$

❖ **Surcharges d'exploitation : Q_r**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 160,65 = 803,25 \text{ Kn}$$

❖ **Combinaisons d'action :**

✓ **Etat limite ultime :**

Situations durable et transitoire :

$$\frac{1,35 \times G + 1,5 \times Q}{N_u^1} + \frac{1,35 \times P_r + 1,5 \times Q_r}{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante des toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel « **Auto desk Robot** » la combinaison ELU.

$$N_u^1 = 64853,91 \text{ Kn}$$

$$N_u^2 = 3943,38 \text{ Kn}$$

$$N_u = 64853,91 + 3943,38 = 68797,29 \text{ Kn}$$

$$M_x = - 52 ,39 \text{ Kn}$$

$$M_y = - 237,20 \text{ Kn}$$

Avec :

M_x, M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_z \times (X_i - X_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_z \times (Y_i - Y_g))$$

M_x et M_y et F_z sont donnée par logiciel « **Auto desk Robot** »

x, y ; Abscisses dpoint d'application de F_z

✓ **Etat limite de service :**

$$N_s = (G+Q) + (P_r + Q_r)$$

$$N_s = 48713,33 \text{ kn}$$

$$M_x = -38,23 \text{ kn .m}$$

$$M_y = -173,16 \text{ Kn .m}$$

✓ situation accidentelle :

$$[(G + Q \pm E) + (P_r + Q_r)] \text{ et } [(0,8 \times G \pm E) + 0,8 \times P_r]$$

$$N_a = 71387,11 \text{ Kn}$$

$$M_x = 985,90 \text{ Kn .m}$$

$$M_y = -107,23 \text{ Kn .m}$$

❖ **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{S}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

➤ **Situation durable est transitoire :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \times V$$

$$N_u = 66825,6 \text{Kn}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bars}$$

• suivant le **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \bar{\sigma} = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 10 \text{ bars}$$

$$V_x = 4,05 \text{ m} , V_y = 9,45 \text{ m}$$

✓ **Etat limite ultime :**

▪ **sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{66825,6}{160,65} \pm \frac{52,39}{11606,96} \times 4,05 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 4,16 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 4,16 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 4,16 + 4,16}{4} = 4,16 \text{ bars}$$

▪ **sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{66825,6}{160,65} \pm \frac{237,20}{57785,79} \times 9,45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 4,16 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 4,16 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 4,16 + 4,16}{4} = 4,16 \text{ bars}$$

✓ **Etat limite de service:**

▪ **sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{48713,33}{160,65} \pm \frac{38,23}{11606,96} \times 4,05 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3,03 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 3,03 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 3,03 + 3,03}{4} = 3,03 \text{ bars}$$

▪ **sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{48713,33}{160,65} \pm \frac{173,16}{57785,79} \times 9,45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3,03 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 3,03 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 3,03 + 3,03}{4} = 3,03 \text{ bars}$$

✓ **Situation accidentelle :**

✓ **sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{71387,11}{160,65} \pm \frac{985,90}{11606,96} \times 4,05 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 4,44 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 4,44 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 4,44 + 4,44}{4} = 4,44 \text{ bars}$$

✓ **sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{71387,11}{160,65} \pm \frac{107,23}{57785,79} \times 9,45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 4,44 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 4,44 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 4,44 + 4,44}{4} = 4,44 \text{ bars}$$

❖ **Vérification vis -à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment.

S : Surface d'assise du bâtiment.

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudiée :

$$P = 8027,85 \text{ Kn} > 1,5 \times 160,65 \times 10 \times 3,6 = 8675,1 \text{ Kn} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$P \geq S \times \gamma \times Z \Rightarrow \text{la structure est stable.}$$

• **Ferraillage du radier :**

VIII.5.1.Ferraillage de la dalle:

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

❖ **Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \times \left(\frac{L}{4}\right) \times 1m$$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,80 \text{ m}$$

$$L_y = 4,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,80}{4,80} = 0,79 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \rightarrow \text{suivant la direction } I_x$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \text{ suivant la direction } I_y$$

✓ **Etat limite ultime :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 254 \text{Kn /m}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 180 \text{Kn /m}$$

✓ **Situation accidentelle :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 272 \text{Kn /m}$$

Les résultats des moments en travées et en appuis sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux.

	L_x [m]	L_y [m]	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x	M_y
ELU	3,80	4,80	0,79	0,0517	0,6678	126,196	84,273
ELS	3,80	4,80	0,79	0,0586	0,7655	101,366	77,595

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées en Kn .m.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appuis [Kn/ml]	Travée [KN/ml]	Appuis [Kn/ml]	Travée [KN/ml]
ELU	63,098	107,266	42,136	71,632
ELS	50,683	86,161	38,797	65,955

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\varphi}{2}$$

$$C_y = a + \varphi + \frac{\varphi}{2}$$

$$\varphi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend : $\varphi = 1,5 \text{ cm}$

Donc :

$$C_x = 2 + \frac{1,5}{2} = 2,75 \text{ cm}$$

$$C_y = 2 + 1,5 + \frac{1,5}{2} = 4,25 \text{ cm}$$

La hauteur utile :

$$d_x = h_0 - C_x = 18 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 15 \text{ cm}$$

➤ **Sens X-X :**

• **En travée :**

✓ Etat limite ultime :

$$M_u = 107,266 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{107266}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,233 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{107266}{348 \times 0,865 \times 18} = 9,16 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,336 = 0,865$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,233}) = 0,336$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 9,16 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$6T14 \rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = 86,161 \text{ KN.m}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times 1}{b} = 3,016 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 3,016 \times 18 = 108,594 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = 7,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 7,83^3}{3} + 15 \times 20,11 \times (18 - 7,83)^2$$

$$I = 47200,9506 \text{ cm}^4$$

$$\frac{K}{M_{ser}} = \frac{1}{I} = \frac{86161}{47200,9506} = 1,82$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 14,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 277,641 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 14,25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 277,641 < \bar{\sigma} = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'états ultime conviennent pas et doivent être recalculées à l'els.}$$

b- Détermination des armatures à l'état limite de servis :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{86161}{240 \times 100 \times 18^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,847 \\ K_1 = 17,68 \end{array} \right.$$

c- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}}{K_1} = \frac{240}{17,08} = 13,57 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' \neq 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{86161}{240 \times 0,847 \times 18} = 13,32 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$9T14 \rightarrow A_c = 13,85 \text{ cm}^2$$

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

• **En appuis:**

✓ Etat limite ultime :

$$M_u = 63,098 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{63098}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,137 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{63098}{348 \times 0,926 \times 18} = 6,06 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,184 = 0,926$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,137}) = 0,184$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 6,06 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$4T14 \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = 50,683 \text{ KN.m}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times \lambda}{b} = 1,846 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,846 \times 18 = 66,47 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = - D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = 6,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 6,51^3}{3} + 15 \times 12,31 \times (18 - 6,51)^2$$

$$I = 33586,731 \text{ cm}^4$$

$$\frac{K}{M_{ser}} = \frac{50683}{33586,731} = 1,50$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9,82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 285,525 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 9,82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa}$
 $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 285,525 < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \\ \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'état ultime conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'els.} \end{array} \right.$

b- Détermination des armatures à l'état limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{50683}{240 \times 100 \times 18^2} = 0,0065$$

$$\mu_1 = 0,0065 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,875 \\ K_1 = 25 \end{array} \right.$$

c- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}}{K_1} = \frac{240}{25} = 9,6 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{A' } \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{50683}{240 \times 0,875 \times 18} = 13,32 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$9T14 \rightarrow A_c = 13,85 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Sens Y-Y :**

- **En travée :**
- ✓ **Etat limite ultime :**

$$M_u = 71,632 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{71632}{14,2 \times 100 \times (15)^2} = 0,224 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{71632}{348 \times 0,872 \times 15} = 4,68 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,321 = 0,872$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,224}) = 0,321$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 4,68 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$4T14 \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = 65,955 \text{ KN.m}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times 1}{b} = 2,40 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2,40 \times 15 = 72,04 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = 6,42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 6,42^3}{3} + 15 \times 16,01 \times (15 - 6,42)^2$$

$$I = 26499,288 \text{ cm}^4$$

$$\frac{K}{M_{ser}} = \frac{1}{I} = \frac{65955}{26499,288} = 2,48$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 15,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 319,176 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 15,92 \text{ Mpa} > \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa}$
 $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 319,176 > \bar{\sigma} = 240 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = 15,92 > \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'états ultime conviennent pas et doivent être recalculées à l'els.

b- Détermination des armatures à l'état limite de servis :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma} \times b \times d^2} = \frac{65955}{240 \times 100 \times 15^2} = 0,0122$$

$$\mu_1 = 0,0122 \rightarrow \text{Tableau} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,841 \\ K_1 = 16,45 \end{array} \right.$$

c- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}}{K_1} = \frac{240}{16,45} = 14,58 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma} \times \beta_1 \times d} = \frac{65955}{240 \times 0,841 \times 15} = 13,32 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$9T14 \rightarrow A_c = 13,85 \text{ cm}^2$$

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

• En appuis:

✓ Etat limite ultime :

$$M_u = 42,136 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{42136}{14,2 \times 100 \times (15)^2} = 0,131 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

$\Rightarrow A'$ n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{42136}{348 \times 0,929 \times 15} = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,929$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,177$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 4,80\text{cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$4\text{T14} \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = 38,797 \text{ KN.m}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times 1}{b} = 1,488 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,488 \times 15 = 44,64 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = 5,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 5,36^3}{3} + 15 \times 9,92 \times (15 - 5,36)^2$$

$$I = 18960,946 \text{ cm}^4$$

$$\frac{K}{I} = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{38797}{18960,946} = 2,046$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 10,96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 295,8516 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 10,96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 295,8516 > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'état ultime conviennent pas et doivent être recalculées à l'els.}$$

b- Détermination des armatures à l'état limite de servis :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{38797}{240 \times 100 \times 15^2} = 0,00717$$

$$\mu_1 = 0,00717 \rightarrow \begin{cases} \text{Tableau } \beta_1 = 0,871 \\ K_1 = 23,76 \end{cases}$$

c- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}}{K_1} = \frac{240}{23,76} = 10,10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma} \times \beta_1 \times d} = \frac{38797}{240 \times 0,871 \times 15} = 5,68 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$5T14 \rightarrow A_c = 7,70 \text{ cm}^2$$

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

Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage du radier :

Sens Zone	X-X		Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A calculée [cm ²]	9,16	6,06	4,68	4,00
Choix	6T14	4T14	4T14	4T14
A adoptée [cm ²]	9,24	6,16	6,16	6,16

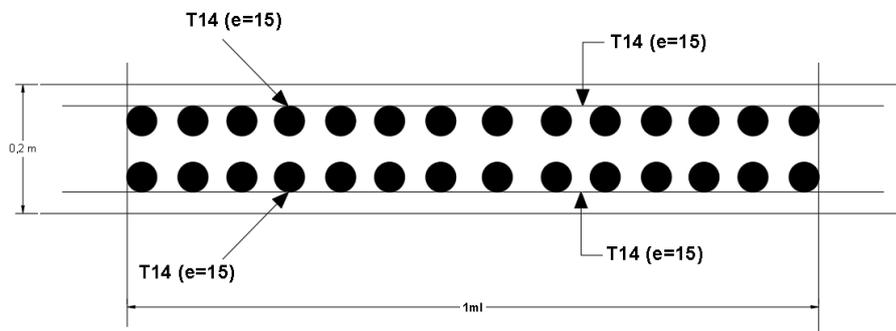


Fig. VII.3. Schéma du ferrailage de la dalle.

VII.5.1.Ferrailage du la dalle:

Le débordement est de 50 cm au-devant du bâtiment

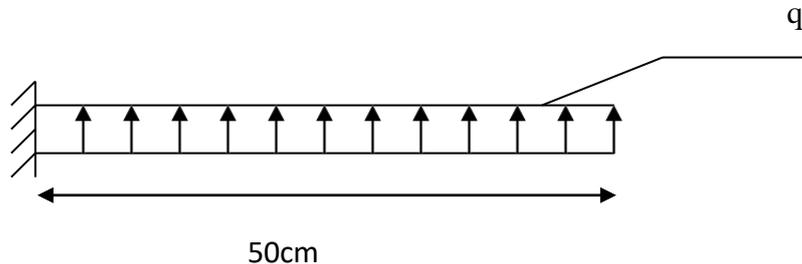


Figure VII .4. Dimension du débordement

✓ **Etat limite ultime :**

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\sigma_m = 254 \text{ KN}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1m = 254 \times 1 = 254 \text{ Kn}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{L^2}{2} = -31,75 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{31750}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{31750}{348 \times 0,960 \times 18} = 4,70 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,089 = 0,960$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,069}) = 0,089$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 4,00 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal}, A_{min}) = 4,70 \text{ cm}^2$$

e- **Choix des armatures :**

$$5T14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Etat limite de service :**

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\sigma_m = 180 \text{ KN}$$

$$q_s = \sigma_m \times 1m = 180 \times 1 = 180 \text{ KN}$$

$$M_s = -q_s \times \frac{L^2}{2} = -22,50 \text{ Kn.m}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_s ; 110 \times \sqrt{\eta} \times f_{c28} \right) = \min(266,66 ; 240) = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

a- **Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \text{ M}}{b} = \frac{15 \times 68}{100} = 1,017 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,017 \times 18 = 36,61 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = 5,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 5,12^3}{3} + 15 \times 6,78 \times (18 - 5,12)^2$$

$$I = 22655,28 \text{ cm}^4$$

$$\frac{K}{M_{ser}} = \frac{22500}{22655,28} = 0,993$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 191,8476 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 5,08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 191,8476 < \bar{\sigma} = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'état ultime sont maintenues.}$$

VII.5.3.Ferraillage des poutres :

❖ **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, On remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes, Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M et T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente).

Etat	q	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q = [q_1 \times \frac{y}{L_y} + q_2 \times \frac{x}{L_x}]$	$q = [q_1 \times \frac{L_x}{L_x} + q_2 \times \frac{L_x}{L_x}]$
ELU (KN)	150,00	188,98	150,00
ELS (KN)	109,44	1274,23	109,44
ACC (KN)	111,00	139,84	111,00

Tableau VII.5 : Tableau de calcul des charges équivalentes.

Sollicitations	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_t [kn.m]	[kn.m]	T [KN]	M_t [kn.m]	[kn.m]	T [KN]
ELU	-379,5	501,0	576,8	-217,3	250,5	374,7
ELS	-255,9	337,8		-158,8	182,9	
ACC	-280,8	370,7		-160,8	185,5	

Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.

Choix des armatures pour les poutres :

sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$A_u cm^2$	8,44	9,26	4,82	4,61
$A_{acc} cm^2$	5,41	5,93	3,09	2,96
$A_{min} cm^2$	8,67	10,46	8,67	10,46
$A_{max} cm^2$	8,67	10,46	8,67	10,46
Choix d'armatures	5T16 A=10,05cm ²	3T20+2T16 A=13,44cm ²	5T16 A=10,05 cm ²	3T20+2T16 A=13,44 cm ²

Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

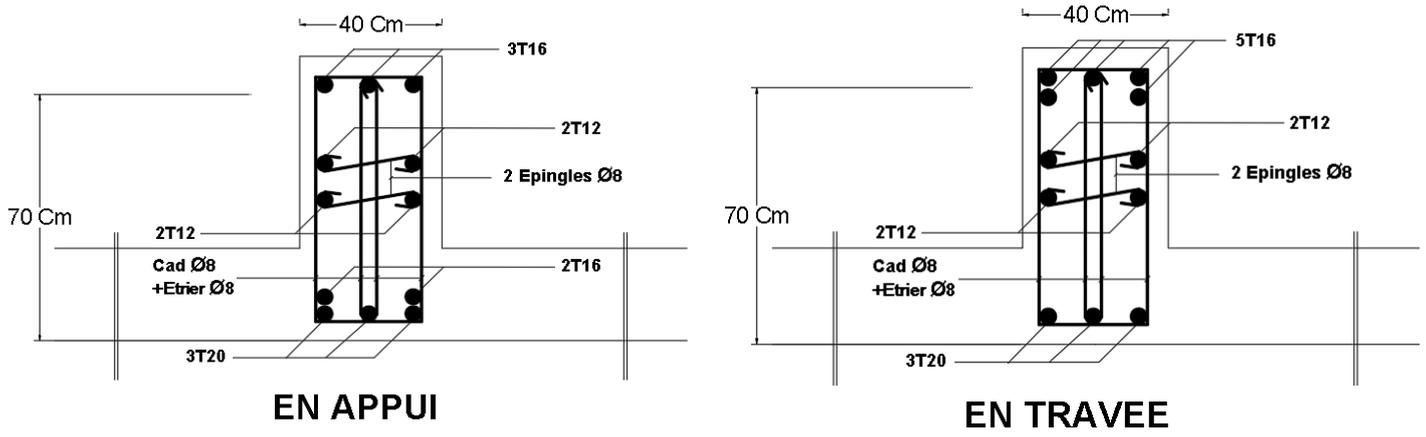


Fig. VII.6. Ferrailage des poutres en travée et en appui.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation et de mettre en exécution nos connaissances en se basant sur les documents techniques et les règlements et les méthodes connues (**BAEL91 révisé 99, RPA 99 / version 2003**). Ces règlements et recommandations sont le fruit des travaux antérieurs basés sur l'expérience, l'expertise, la théorie et les recommandations des commissions de rédaction des codes.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- Une bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Annexe

Annexe1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGEES ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{L_y}{L_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{L_y}{L_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe2
Tableau des Armatures
 (en cm²)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33