

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire d'Ain Témouchent
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Ingénierie de Structure

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'ABITATION
RDC+4 ETAGE AVEC LES TROIS METHODE
(STATIQUE EQUIVALENT-SPECTRAL-TRANSITOIRE)

Présenté en juin 2015 par :

- Berrabah sihem
- Benfatma khadia

Devant le Jury composé de :

M^F hadj Mimoun	Président
M^{me} Moussi W	Examineur
Mr Derbal Rachid	Examineur
D^F Tahar Berrabah .A	Encadreur

Année Universitaire 2014/2015

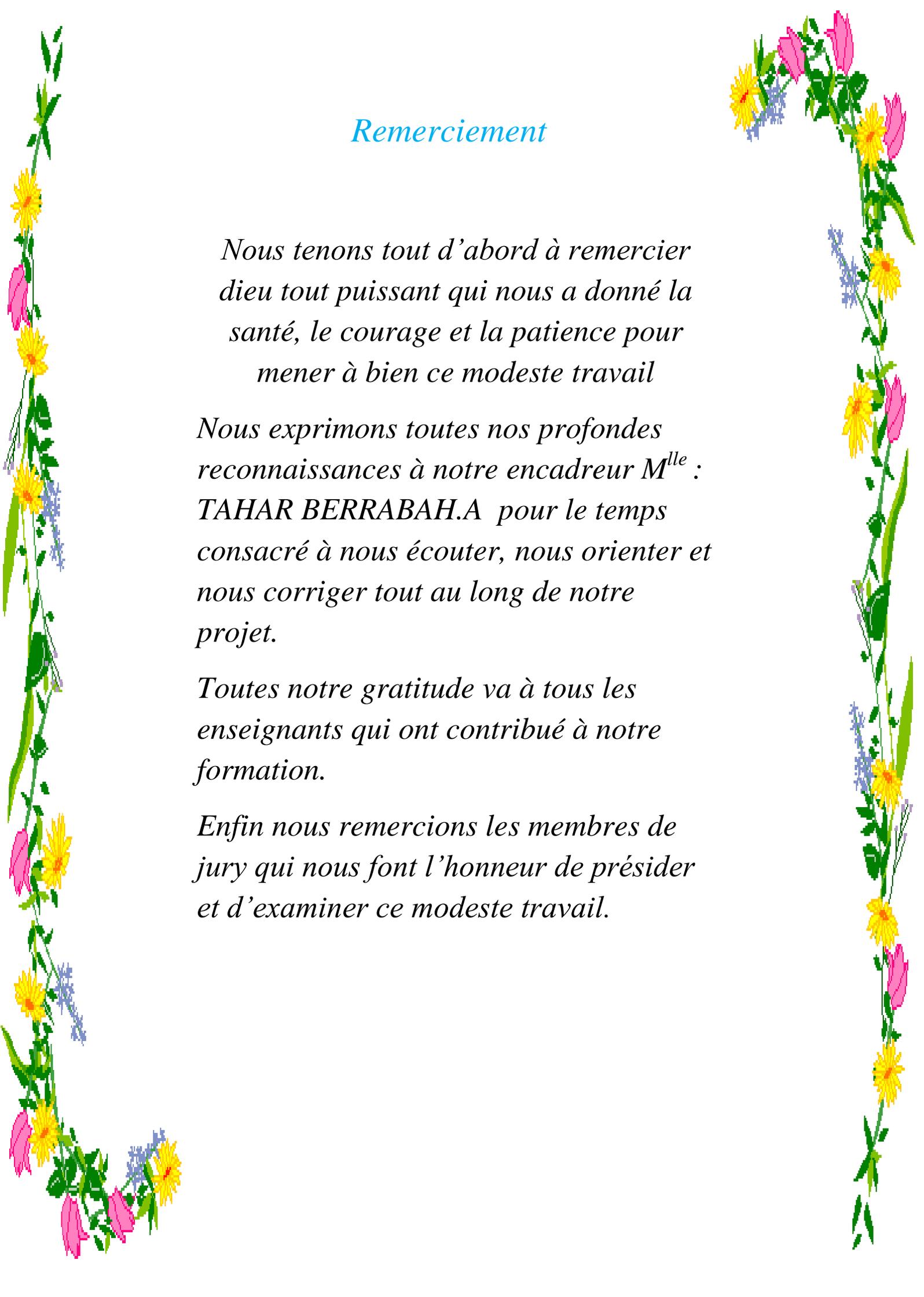
Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier dieu tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M^{lle} : TAHAR BERRABAH.A pour le temps consacré à nous écouter, nous orienter et nous corriger tout au long de notre projet.

Toutes notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

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



Dédicace

Le dédicace modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père qui m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes de vie, que dieu le tout puissant les protège et les gardes.

À ma très chère sœur Ikram

À mon cher frère Mth Amine

À ma grand-mère Rabiaa

À mon amie et binôme : khadia

Un spécial dédicace à mes amis Abdelkader Fatima et Mostapha

À tous mes meilleurs amis que j'aime : Nacera-Djamila-Ibtissem-Hayat-Fatna-zahra-Hind- Nafissa.

À toutes la famille berrabah

BERRABAH SIHEM

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à aux être qui me sont les plus
chères aux mondes ma mère et mon père car c'est grâce à leurs
soutiens que j'ai pu arriver à ce stade*

À mon cher mari

*À mes très chères sœurs Nadia – Houariya-nacera-
mouhammed*

À mes amis : Sihem-Fatima-Fadéla

À toute la promotion sortante (2014/2015)

BENFATMA KHADIA

RESUME

Notre projet présente une étude détaillé d'un bâtiment usage d'habitation d'une forme régulière et avec un système de contreventement mixte (portique-voile) en béton armée.

L'étude se compose de quatre parties :

La première partie traite la description des éléments de la structure avec la descente des charges et leurs pré-dimensionnement.

La deuxième partie concerne la détermination du ferrailage des différents planchers et les éléments secondaires (acrotère, escalier, ...) avec bien sur l'utilisation des règlements définis en vigueur (BAEL91, PA 99 version 2003).

La troisième partie présente une étude dynamique de la structure au moyen du logiciel SAP2000.

Enfin dans la quatrième et dernière partit on a procédé a la détermination du ferrailage de tous les composants de la structure, poteaux, poutre, voile, fondations en utilisant les résultats obtenus par le SAP2000.

Mots clés

Contreventement mixte, béton armée, poteaux, poutre, voile, étude dynamique.

ABSTRACT

This project presents a detailed study of a building using and welling of a regular shape system by a mixed brace system (frame +shells) with Reinforced concrete

The study is composed of four parts:

The first part includes the general description of the project with an architectural presentation of the aspect of the element of the building and pre dimensioning of the resisting and the descent of the loads.

The second part relates to the study of the elements secondary (staircase, parapet, full flagstone, walls of underground).

The third present part the dynamic study of structure by using structural program "Sap2000" for static and dynamic study, to determinate the different sollicitations due to the loadings.

The fourth and last part consists of the steel of the different resistant element of the structure (columns, beams, shells) using the results of SAP2000;

Key words

Mixed brace system, Reinforced concrete, dynamic study, columns, beams, shells

ملخص

مشروع نهاية الدراسة يتضمن دراسة عمارة ذات شكل مستطيل، مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة و عارضات + جدران) بالخرسانة المسلحة

يمكن تقديم هذا المشروع في عدة محاور مختلفة.

المحور الأول : يعتمد على تعريف مختلف خصائص مشروعنا (الهندسة، الطابع) نوعية أرضية الأساسات، خواص البناء (الخرسانة، الفولاذ)، ثم نزل الحمولات وأخيرا أبعاد العناصر المكونة للمبنى.

المحور الثاني: نقوم بتحديد التسليح لمختلف الروافد والعناصر الثانوية مثل المسند، المدرجات، وهذا بواسطة برنامج خاص (SAP 2000).

المحور الثالث تقدم دراسة ديناميكية للعمارة تمت بواسطة برنامج (SAP 2000)

وأخيرا الجزء الرابع يخص دراسة وإنشاء أبعاد الأساسات وتسليحها، وهذا اعتمادا على نتائج البرنامج (SAP 2000).

كلمات مفاتيح:

تدعيم مختلط، الخرسانة المسلحة، دراسة ديناميكية، أعمدة، عارضات، جدران

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 Présentation de l'ouvrage

I .1.1-Présentation de l'ouvrage	2
I .1.2 -caractéristiques géométriques	2
I .1.3- Caractéristiques géotechnique.....	2
I .1.4 -Description de l'ossature.....	2
I .1.5 hypothèse de calcul.....	3
I -2 caractéristiques des matériaux.....	4
I .2.1 -béton.....	4
I .2.2-acier.....	5

CHAPITRE 2 Pré dimensionnement des éléments

2.1-introduction.....	7
2.2-pré dimensionnement	7
2.2.1-plancher.....	7
2.2.2- poutres.....	8
2.2.3-poteau.....	10
2.2.4-escalier.....	13
2.2.5-balcon.....	16
2.2.6-Les voiles.....	16

CHAPITRE 3 DESENTE DES CHARGES

3.1- introduction.....	18
3.2- plancher terrasse inaccessible.....	18

3.3- plancher étage courant.....	19
3.4-murs de façade (extérieur).....	20
3.5-mur intérieur (simple paroi).....	21
3.6-escalier.....	21
3.7- balcon.....	22

CHAPITRE 4 ETUDE D'ESCALIER

4.1-introduction.....	23
4.2- Evaluation des sollicitations.....	23
4.3-calcul le ferrailage	28
4.3.1-calcul le ferrailage d'escalier.....	28
4.3.2-étude de poutre palière.....	31

CHAPITRE 5 ETUDE DE PLANCHER

5.1-introduction.....	37
5.2- calcul des poutrelles.....	37
5.2.1- dimensionnement des poutrelles.....	38
5.2.2-dimensionnement des poutrelles.....	38
5.2.3-ferrailage des poutrelles.....	45
5.2.4-Ferrailage de la dalle de compression.....	49

CHAPITRE 6 ETUDE DE BALCON

6.1-introduction.....	50
6.2 -évaluation des charges.....	50
6.3 -Combinaison d'action.....	50

6.4-calcul les sollicitations.....	51
6.5-calcul les armatures.....	51

CHAPITRE 7 ETUDE D'ACROTERE

7.1INTRODUCTION.....	54
7.2-évaluation des charges.....	54
7.3- les sollicitations.....	54
7.4- ferrailage de l'acrotère.....	55

CHAPITRE 8 ETUDE SISMIQUE

8.1- Introduction.....	62
8.2- Méthode statique équivalente.....	62
8.3- Méthode d'analyse modale spectrale.....	62
8.4-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	62
8.5 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003....	63

Comparaison entre les trois méthodes

1-méthode statique équivalent.....	68
2-méthode modale spectrale.....	69
3-méthode accélograme.....	70

CHAPITRE 9 ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

9.1-introduction.....	72
9.2-ferrailage des poteaux.....	72
9.2.1-ferrailage longitudinale.....	73

9.2.2-ferraillage transversales.....	74
9.3-ferraillage des poutres.....	75
9.4-ferraillage de mur voile.....	81
CHAPITRE 10 ETUDE DE FONDATION	
10 .1-introduction.....	83
10.2.1-des charges verticales.....	83
10.2.2-Des charges horizontales	83
10 .3-Choix du type de fondation.....	83
10.4-Type des fondations.....	83
10.4.1-l'étude des semelles isolées.....	84
10.4.2/l'étude de semelle centrale.....	86

LISTE DES NOTATIONS

A : coefficient d'accélération de zone

A min : section d'acier minimale

Ar : armature de réparation

As armature supérieur

b : largeur de la table de compression

b0 : largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T

Br : section réduite d'un béton

D : facteur d'amplification dynamique moyen

E.L .S : état limite de service

E.L .U : état limite ultime

Eb : module d'élasticité du béton

Eij : module de déformation instantanée

Evj : module d'élasticité différée

Es : module d'élasticité de l'acier

e: distance minimale d'une armature au parement de béton le plus proche, excentricité

ea : excentricité additionnelle

e₀ : excentricité par rapport au centre de gravité du béton seul

e₁ : excentricité du premier ordre

e₂ : excentricité de seconde ordre

Fbc : résultante des efforts de compression dans le béton

Fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé

Fc28 : résistance du béton à la compression simple à 28 jours

Ftj : résistance du béton à la traction simple

G : charge permanente

h : hauteur total d'une section

h_0 : hauteur d'une table de compression

I : moment d'inertie

$i_x ; i_y$: rayon de giration

L : longueur de portée

l_f : longueur de flambement

M : moment fléchissant

M_a : moment fléchissant en appuis

M_t : moment fléchissant en travée

M_s : moment fléchissant à E.L.S

M_u : moment fléchissant à E.L.U

N_d : effort normale de calcule s'exerce sur une section du béton

N_{ser} : effort normale de service

N_u : effort normale ultime

Q : facteur de qualité

q_u : état limite ultime

q_{ser} : état limite service

R : coefficient de comportement global de la structure

S_t : espacement des armatures transversales

$T ; V$: effort tranchant

W : poids

σ_{bc} : contrainte du compression du béton

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte limite du béton comprimé à E.L.S

η : coefficient t de fessuration

β : coefficient t de flambement des poteaux

γ : coefficient t de sécurité

$\rho_d ; \rho_a$: élancement géométrique

ρ_g : élancement géométrique du poteau

λ : élancement géométrique

ϕ : diamètre d'une barre de l'acier

ϕl : diamètre d'une barre de l'acier longitudinale

ϕt : diamètre d'une barre d'acier transversale

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 récapitulation des dimensions des poteaux

Tableau 3.1 : descente de charge plancher terrasse inaccessible

Tableau 3.2 : descente des charges plancher étage courant

Tableau 3.3 : descente des charges mur extérieur

Tableau 3.4 : descente des charges mur intérieur

Tableau 3.5 : descente des charge paillasse

Tableau 3.6 : descente des charges palier

Tableau 3.6 : descente des charges balcon

Tableau 4.1 : combinaison des charge d'escalier

Tableau 4.2 : calcul des sollicitations à ELU

Tableau 4.2 : calcul des sollicitations à ELS

Tableau 8.1: détermination des charges statique

Tableau 8.2 : sollicitation des poutres principale de rive(MSE)

Tableau 8.3 : sollicitation des poutres principales intermédiaires (MSE)

Tableau 8.4 : sollicitation des poutres secondaire de rive (MSE)

Tableau 8.5 : sollicitation des poutres secondaire intermédiaires (MSE)

Tableau 8.6 : sollicitation des poutres principales de rive (spectrale)

Tableau 8.7 : sollicitation des poutres principales intermédiaires (spectrale)

Tableau 8.8 : sollicitation des poutres secondaire de rive (spectrale)

Tableau 8.9 : sollicitation des poutres secondaire intermédiaire (spectrale)

Tableau 8.10 : sollicitation des poutres principales de rive (accélogramme)

Tableau 8.11 : sollicitation des poutres principales intermédiaire (accélogramme)

Tableau 8.12 : sollicitation des poutres secondaire de rive (accélogramme)

Tableau 8.13 : sollicitation des poutres secondaire de rive (accélogramme)

Tableau 9.1 : vérification des poteaux sous sollicitation normales

Tableau 9.2 : vérification des poteaux sous sollicitation tangente

Tableau 9.3 : Ferrailage exigé par RPA

Tableau 9.4 : Ferrailage des poteaux

Tableau 9.5 : sollicitation des poutres principale

Tableau 9.6 : sollicitation des poutres secondaire

Tableau 9.7 : ferrailage longitudinales des poutres principales

Tableau 9.8 : ferrailage longitudinales des poutres secondaire

Tableau 9.9 : vérification des contraintes tangentielle

Tableau 9.10 : sollicitation dans les voiles

Tableau 9.11 : ferrailage de voile

Liste des figures

Figure 1.1-Diagramme contrainte – déformation de calcul du béton

Figure 1.2-Diagramme déformation –contrainte

Figure 2.1 : plancher étage

Figure 2.2 dalle de compression

Figure 2.3 coupe de voile en élévation

Figure 2.3 coupe de voile

Figure 3-1 : plancher terrasse inaccessible

Figure 3.2 : plancher étage courant

Figure 3-3 : remplissage extérieur

Figure 4.1 : vue en élévation d'escalier

Figure 4 .2 : vue en plan d'escalier

Figure 4.3 : charge permanente à ELU

Figure 4.4 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Figure 4.5 : charge permanente à ELS

Figure 4.6 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Figure 5 .1 : schéma d'un plancher à corps creux

Figure 5.2 : diagramme de moment fléchissant

Figure 5.3 : diagramme d'effort tranchant

Figure 5.4 : la coupe de ferrailage sur appuis et sur travée

Figure 5.5 : disposition constructive des armatures de la dalle de compression

figure 7.1-acrotère

Figure 7.2-ferrailage de l'acrotère

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est un passage obligé dans l'acte de bâtir.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

-Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou un autre phénomène.

-Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien

Dans le cadre de ce projet de fin étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 4 étages dans le système de contreventement mixte.

Dans cette étude on a utilisé le logiciel de calcul par éléments fini SAP2000V14 particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages, il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamique de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le B.A.E.L91 et les règles parasismiques Algériennes R.P.A99 version 2003.

Chapitre I:

présentation de projet

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I .1.1-Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé a usage d'habitation est constitué d'un RDC+4 étage, on trouve 2 appartement par étage et cage d'escaliers.

Les bâtiments sera implanté à Ain t'émouchent - Ain kihal.

L'architecture retenue d'un bâtiment présente une régularité en plan.

I .1.2 -caractéristiques géométriques :

L'ouvrage étudié à les dimensions suivant

Longueur $L=22,2m$

Largeur $L=9,4 m$

Hauteur du réez - de chaussée et des étages courant $h= 3,06m$

Hauteur total du bâtiment $h_t=15,3 m$

I .1.3- Caractéristiques géotechnique :

Selon le rapport de sol la construction sera fondée sur un sol ferme d'une contrainte admissible au sol de 2 bar a une profondeur de 1,3 m

Le poids volumique égale $1,3t/m^3$

L'angle de frottement interne du sol $\phi=28,68^\circ$

La cohésion du sol $C =0,72$

I .1.4 -Description de l'ossature :

Plancher:

Les plancher sont constitués par des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

Gain important du temps de réalisation

Facilité de réalisation, sans coffrage.

Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

Raison économique.

Légèreté du plancher.

Meilleure isolation thermique et acoustique.

Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ♦ Les murs extérieurs et les murs séparant les logements sont constitués en double parois de briques (10cm et d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- ♦ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

L'acrotère:

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

Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I .1.5 hypothèse de calcul

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Règles parasismiques algériennes **RPA99/ Version 2003**.

Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé **BAEL 91**.

Document technique réglementaire **DTRBC2-2** : charges permanentes et d'exploitations.

Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables.

I –2 caractéristiques des matériaux

I .2.1 –béton

Le béton utilisé est un béton armé son dosage en ciment doit être compris entre 300 et 400 kg/m³ pour les éléments du bâtiment et 200kg/m³ pour le béton de propreté.

La résistance du béton à la compression simple à 28 jours est $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

La résistance du béton à la traction simple à 28 jours est

$$f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}\rightarrow 2,1 \text{ MPa.}$$

Module de déformation:

Le module de déformation instantanée $E_{ij}=11000f_{cj}^{1/3} = 32164 \text{ MPa}$

Le module de déformation différée $E_{vj}=3700 f_{cj}^{1/3} =10819 \text{ MPa}$

Modèle de calcul à l'ELS

Pour décrire le comportement du béton à ELS, on adopte alors la loi de Hooke:

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$$

Pour le module d'Young du béton, on adopte une valeur forfaitaire telle que :

$$E_b = E_s / n$$

$n = 15$ =le coefficient d'équivalence

Le module E_b est considéré constant quel que soit l'âge du béton et quel que soit sa résistance caractéristique.

Modèle de calcul à l'ELU:

Pour les calculs à l'ELU, le comportement du béton est modélisé par la loi parabole – rectangle.

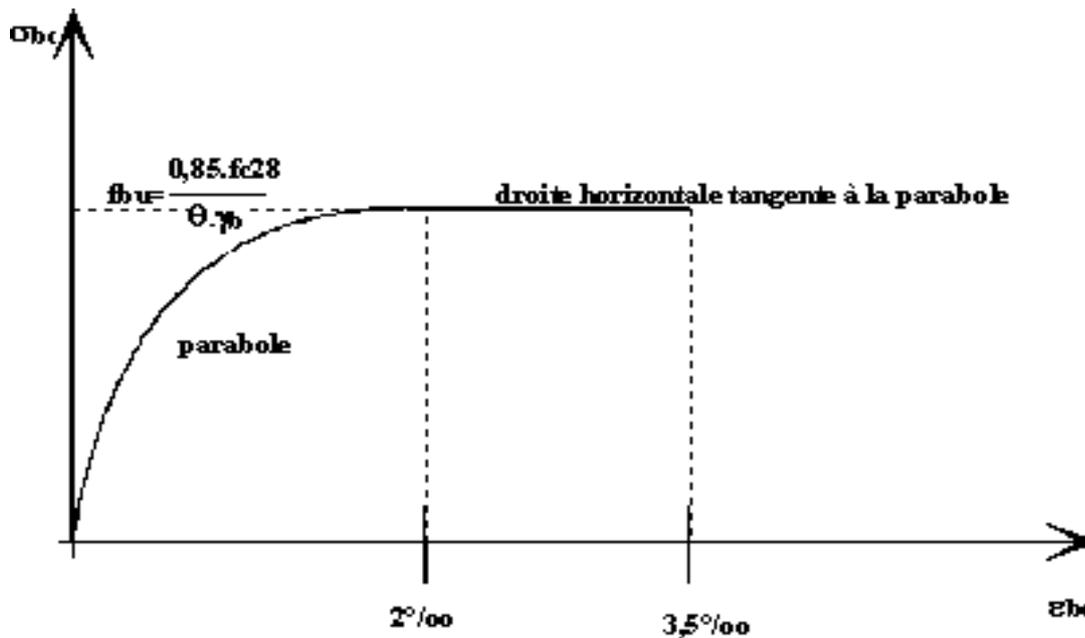


Figure 1.1-Diagramme contrainte – déformation de calcul du béton

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton $f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b$

Le coefficient de sécurité partielle γ_b vaut:

1,5 cas normal

1,15 cas accidentel

θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

$\theta = 1$ pour les charges appliquées plus de 24 heures

$\theta = 0,9$ entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ si $< 1h$

1.2.2-acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé en raison de leurs caractéristiques et leur utilisation sont :

Barres à haute adhérence "Fe E 400" pour armatures principales → HA.

Acier doux ou rond lisse ; " Fe E 235 " pour armatures principales → RL.

Treillis soudés ; pour le quadrillage → TS.

Le module d'élasticité longitudinal → $E_s = 2.10^5$ MPa.

La contrainte pour l'état limite ultime de résistance :

$$\sigma = F_e / \gamma_s$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPA} \rightarrow \gamma_s = 1.15 \text{ MPA}$ en général

$\sigma_s = 400 \text{ MPA} \rightarrow \gamma_s = 1.00 \text{ MPA}$ cas accidentel

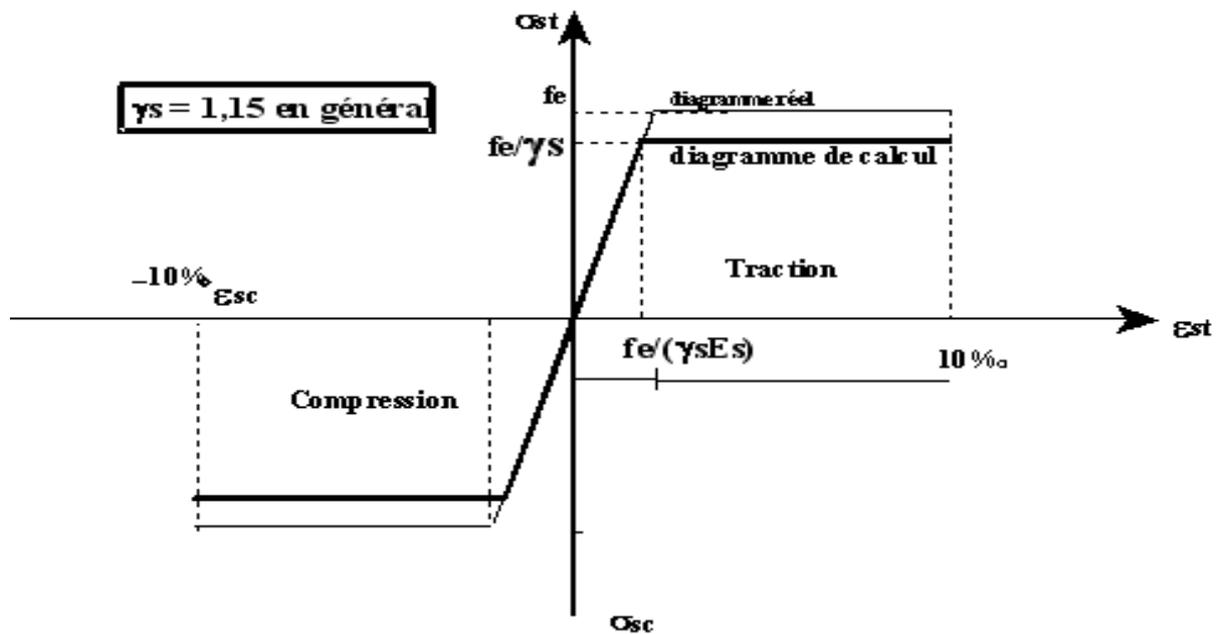


Figure 1.2-Diagramme déformation –contrainte

Contrainte de calcul pour l'ELS :

Fissuration peu préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{ 0,5 F_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$.

Chapitre II:

Prédimensionnement des éléments structuraux

Pré dimensionnement des éléments

2.1-introduction :

Avant d'entamer tout calcul , il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure , ce qui permet d'avoir des dimensions économiques et éviter d'avoir un surplus de béton et acier

Pour cela les règlements en vigueur notamment le BAEL 91 et RPA 99

Version 2003 donnent des fourchettes pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

2.2-pré dimensionnement :

2.2.1-plancher :

Définition :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux.

Pour notre structure on a choisi des planchers à corps creux.

❖ *Description de fonctionnement des planchers à corps creux :*

Les planchers à corps creux sont composés des trois éléments :

- Les corps creux ou «entrevous» qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de grâce à leur armatures.
- Une dalle de compression ou «hourdis» coulée sur les entrevous et qui reprend les efforts de compression.

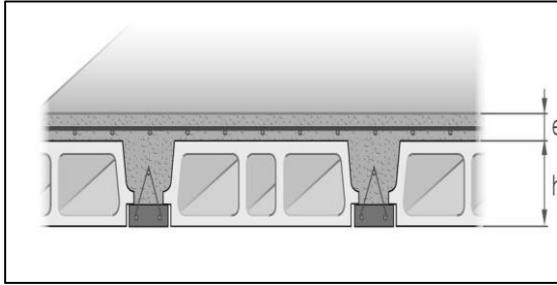


Figure 2.1 : plancher étage

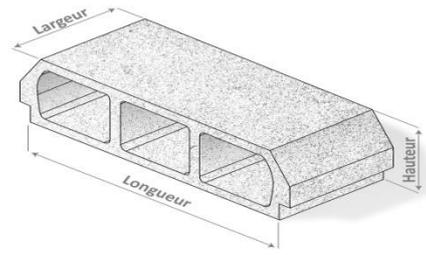


Figure 2.2 dalle de compression

Pour le pré dimensionnement de ce type de plancher, on utilisera la condition de flèche suivant

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

h_t : la hauteur totale de plancher

L : la portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis

$$h_t \geq \frac{450}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20cm$$

On adopte donc un plancher (16+4), soit une épaisseur de 20cm : entrevous de 16 et une dalle de compression de 4cm.

2.2.2- poutres :

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

$$\frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h_t < b \leq 0,7h_t$$

h_t : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

L : les plus grands portés entre nus d'appuis

❖ Poutre principale :

On a :

$$L = 5,70 \text{ m}$$

$$\frac{5,70}{15} < h_t \leq \frac{5,70}{10}$$

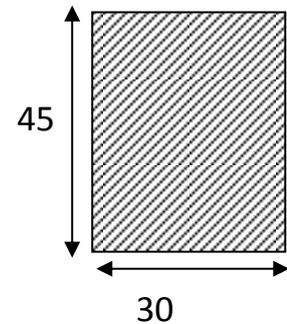
$$\rightarrow 0,38 < h_t \leq 0,57$$

on prend $h_t = 45 \text{ cm}$

$$0,3(45) < b \leq 0,7(45)$$

$$13,5 < b \leq 31,5$$

on prend $b = 30 \text{ cm}$



Vérification suivant R.P.A 99 :

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

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} & c \cdot v \\ b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} & c \cdot v \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 & c \cdot v \end{cases}$$

Donc notre poutre principale est de $(45 \times 30) \text{ cm}^2$

❖ Poutre secondaire :

On a $L = 4,5$

$$\frac{4,5}{15} < h_t \leq \frac{4,5}{10}$$

$$\rightarrow 0,3 < h_t \leq 0,45$$

on prend $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,3(40) < b \leq 0,7(40)$$

$$12 < b \leq 28$$

on prend $b = 25 \text{ cm}$

Vérification suivant R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} & c \cdot v \\ b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} & c \cdot v \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,6 \leq 4 & c \cdot v \end{cases}$$

Donc notre poutre secondaire est de $(40 \times 25) \text{ cm}^2$

2.2.3-poteau :

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99**

(Article : 7.4.1)

En zone IIa les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule de BAEL (article B.8.4.1)

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\Rightarrow Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\left(\frac{f_{bc}}{0,9} \right) + \left(0,85 f_e / 100 \times \gamma_s \right) \right]}$$

Br : section réduite du poteau (en cm²)

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

γ_b = 1,5 coefficient de sécurité du béton .

γ_s = 1,15 coefficient de sécurité de l'acier.

β : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \beta = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right)} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{array} \right.$$

Pour le pré dimensionnement λ = 35

D'où β=1,2

Nu = Pu × S × n

Avec P= 1t/m²

S : la surface du poteau le plus sollicité (poteau centrale)=L×l

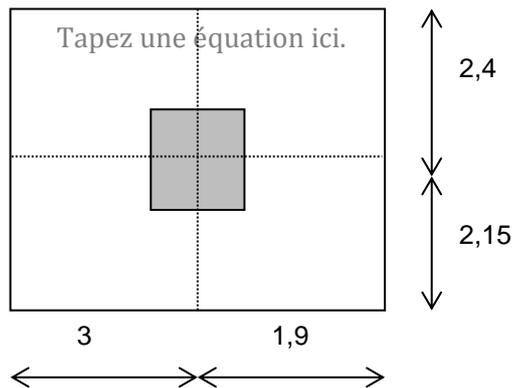
n : (nombre de niveau) = 5

S = (3 + 1,9) × (2,4 + 2,15)

S= 22,30 m²

Nu = 10 × 22,30 × 5

Nu =1115 KN



$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec $\theta = 1$ (charge > 24h)

Donc $f_{bc} = 14,17$ MPa

$$Br \geq \frac{1,2 \times 1,115}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$Br \geq 0,07$$

On suppose que le poteau est carré

$$a \geq \sqrt{Br} + 0,02$$

$$a \geq 0,28$$

On prend $a = 30$

Donc notre poteau est de (30×30) cm²

Vérification du flambement :

Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$I_x = I_y = \frac{30 \times 30^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 67500 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration $i_x ; i_y$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}}$$

$$i_x = i_y = 8,66 \text{ cm}$$

Calcul de l'élançement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 \Rightarrow \text{cas d'un bâtiment}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 214 \cdot \text{cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214}{10,10} = 21,18 < 50 \Rightarrow c \cdot v$$

Niveau	N	N (kN)	Br (m ²)	B (m ²)	Lo	a (cm)	a choisi	b (cm)	b choisi
R.D.C	5	1115	0,07	0,178	3,06	28	40	28	40
1 ^{er} étage	4	892	0,06	0,142	3,06	28	35	28	35
2 ^{ème} étage	3	669	0,042	0,107	3,06	28	30	28	30
3 ^{ème} étage	2	446	0,03	0,071	3,06	28	30	28	30
4 ^{ème} étage	1	223	0,0143	0,035	3,06	28	30	28	30

Tableau2.1 récapitulation des dimensions des poteaux.

Avec

$$B \geq \frac{N}{0,25 \times f_{c28}} \Leftrightarrow (RPA99 \text{ zone } \Pi a)$$

2.2.4-escalier :

Les escaliers dans notre projet sont constitués de deux volées séparés par un palier de repos.

❖ Contre marche :

D'après la formule du blondel :

$$60 \leq 2h + g \leq 66$$

h : hauteur de la marche

g (giron) : largeur de la marche

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm} \quad \text{on prend } h=17$$

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

H: hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

H= 3,06m

D'où :

$$n = \frac{H/2}{h} = \frac{1,53}{0,17} = 9$$

Donc on a 9 contre marche.

❖ Marche :

Nombre des marches = n-1

Donc on a 8 marches.

❖ Giron :

$$60 \leq 2h + g \leq 66$$

$$\Rightarrow 60 - (2 \times 16) \leq 66 - (2 \times 16)$$

$$\Rightarrow 28 \leq g \leq 34$$

On prend g=30cm

❖ Ligne de foulé :

D'après blondel on a :

$$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow L = g(n-1)$$

$$\Rightarrow L = 30(8)$$

$$L = 2,40 \text{ m}$$

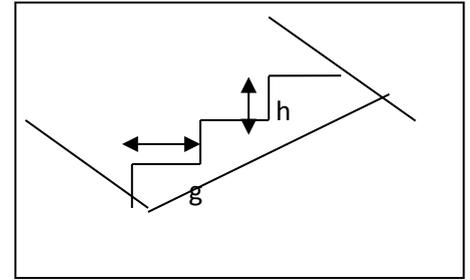
Vérification :

Donc on a 8 marches avec $g=30$ cm et $h=17$ cm.

❖ L'inclinaison de pailleasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = \arctg 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$



❖ L'épaisseur de la pailleasse (e_v):

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20}$$

$$\Rightarrow \frac{240}{30} \leq e_v \leq \frac{240}{20}$$

$$\Rightarrow 8 \leq e_v \leq 12$$

On prend e pailleasse $e_v = 12$ cm

❖ L'épaisseur de palier (e_p) :

$$\frac{L}{20} \leq e_p \leq \frac{L}{15}$$

$$\Rightarrow \frac{240}{20} \leq e_p \leq \frac{240}{15}$$

$$\Rightarrow 12 \leq e_p \leq 16$$

On prend $e_p = 15$ cm

❖ Longueur de pailleasse :

$$L = \frac{2,4}{\cos \alpha} \Rightarrow L = 2.75 \text{ m}$$

2.2.5-balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionner par :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{20} + 7 \quad \text{avec } L = 1,10 \text{ m}$$

$\Rightarrow h = 12,5$ on doit majoré à $h = 15 \text{ cm}$

2.2.6-Les voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé , ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

Le RPA99 version 2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur du voile} \\ a : \text{épaisseur des voiles} \\ h_e : \text{hauteur libre d'étage} \end{array} \right.$$

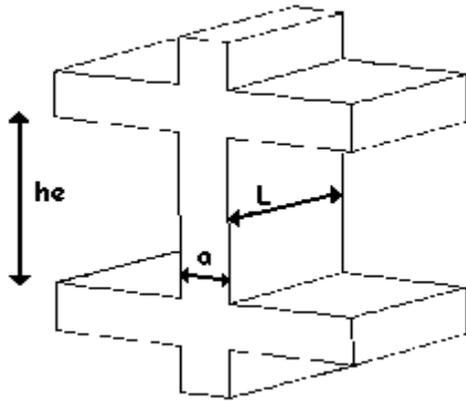


Figure 2.3 coupe de voile en élévation

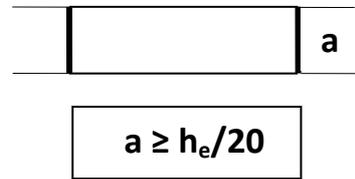


Figure 2.3 coupe de voile

On a :

$$he = 3,06\text{m} \rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 0,153\text{ m} \Rightarrow \text{on prend } a = 20\text{ cm}$$

Chapitre III:

desente des charges

DESENTE DES CHARGES

3.1- introduction :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes **G**

Les charges d'exploitation **Q**

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

3.2- plancher terrasse inaccessible:

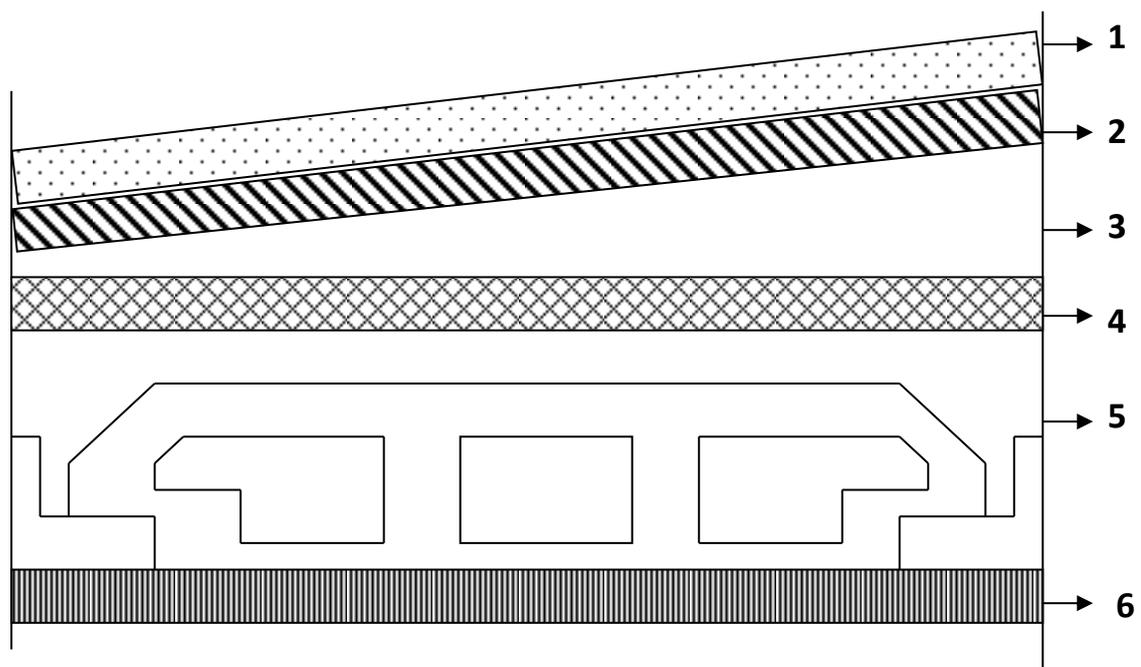


Figure3-1 : plancher terrasse inaccessible

On a la charge $G = \rho \cdot e$

ρ : poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

Tableau3.1 : descente de charge plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Protection gravillon	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3-Forme de pente	0,10	22	2,2
4-Isolation thermique	0,03	5	0,15
5-Plancher (16+4)	0,2	14	2,8
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,2

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

$$G=6,32\text{KN/m}^2$$

3.3- plancher étage courant :

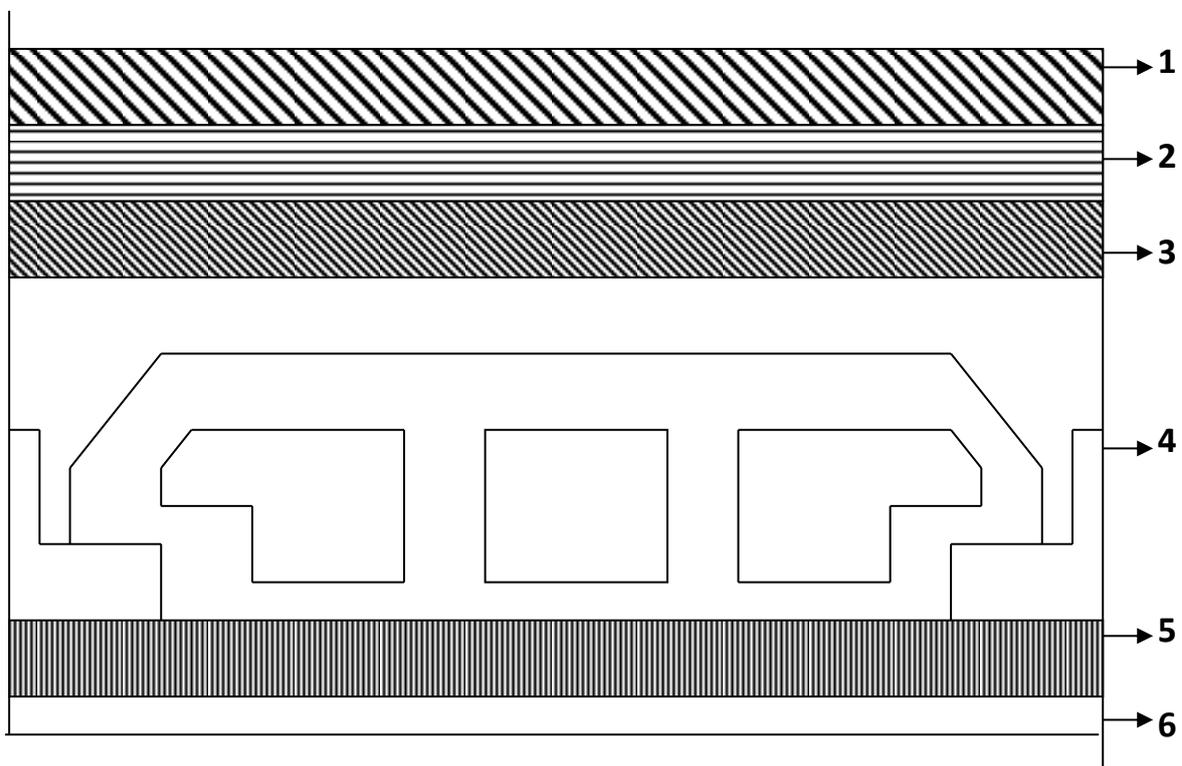


Figure 3.2 : plancher étage courant

Tableau3.2 : descente des charges plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-carrelage	0,02	22	0,44
2-mortier de pose	0,02	20	0,4
3-lit de sable	0,02	18	0,36
4-plancher (16+4)	0,20	14	2,8
5-enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6-cloison intérieure	0,1	10	1

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

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

3.4-murs de façade (extérieur) :

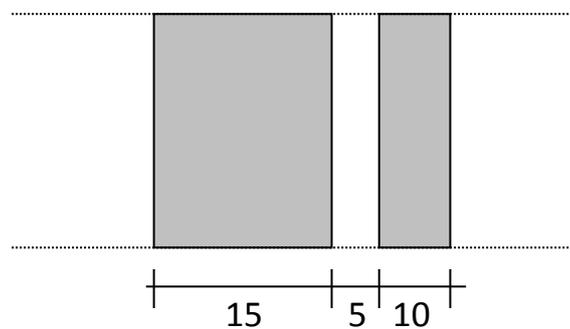


Figure3-3 : remplissage extérieur

Tableau 3.3 : descente des charges mur extérieur

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Brique creuse	0,1	9	0,9
Brique creuse	0,15	9	1,35
Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,2

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

$$G=2,81\text{KN/m}^2$$

3.5-mur intérieur (simple paroi) :

Tableau3.4 : descente des charges mur intérieur

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

$$G=1,3\text{KN/m}^2$$

3.6-escalier :

❖ paillasse :

Tableau 3.5 : descente des charge paillasse

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Carrelage verticale ($e \times \rho \times t \times \alpha$)	0,02	22	0,25
Mortier horizontale	0,02	20	0,4
Mortier verticale ($e \times \rho \times t \times \alpha$)	0,02	20	0,23
Marche	$h/2=0,085$	22	1,87
Paillasse ($e \times \rho \times 1m / \cos \alpha$)	0,12	25	3,44
Enduit ($e \times \rho / \cos \alpha$)	0,015	10	0,17
Gard corps			0,10

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

$$G=6,9\text{KN/m}^2$$

❖ palier :

Tableau 3.6 : descente des charges palier

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier	0,02	20	0,4
Palier	0,15	25	3,75
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit	0,015	10	0,15

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

$$G=5,1\text{KN/m}^2$$

3.7- balcon :

Tableau 3.6 : descente des charges balcon

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier	0,02	20	0,4
lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2

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

$$G=5,15\text{KN/m}^2$$

Chapitre IV:

Etude des escaliers

ETUDE D'ESCALIER

4.1-introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

4.2- Evaluation des sollicitations

Charges et surcharges

Volée:

- Charge permanente : $G=6,9 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Palier:

- Charge permanente : $G=5,1 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{A l'état limite service : } q_{\text{ser}} = G + Q$$

	G (KN/m²)	Q(KN/m²)	Qu(KN/mL)	Qs(KN/mL)
palier	5,1	2,50	10,635	7,6
paillasse	6,9	2,50	13,065	9,4

Tableau 4 .1 : combinaison des charge d'escalier

d'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivant :

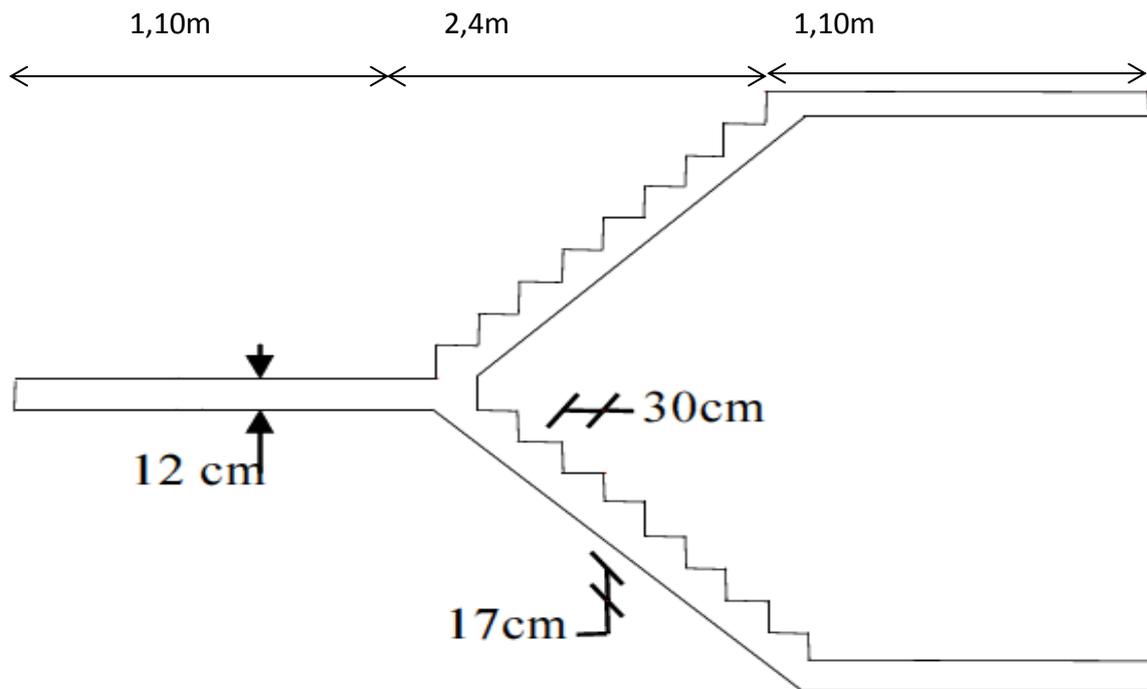


Figure 4.1 : vue en élévation d'escalier

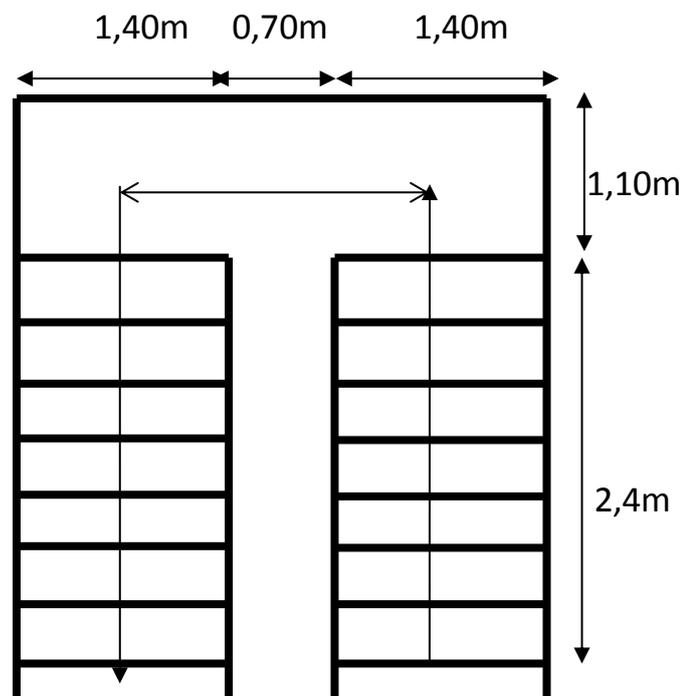


Figure 4.2 : vue en plan d'escalier

Calcul des moments fléchissant et d'efforts tranchant :

ELU :

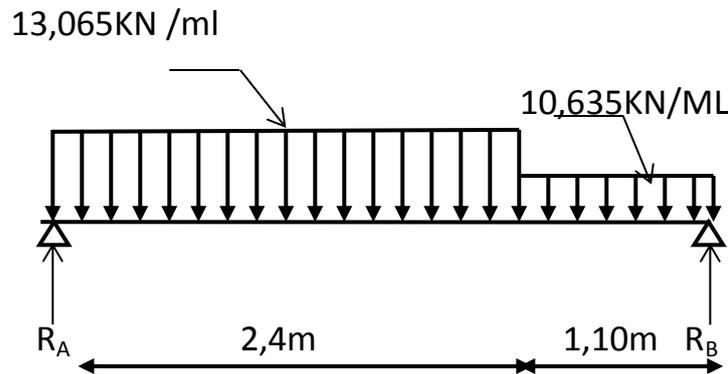


Figure 4.3 : charge permanente à ELU

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow (-R_B \times 3,5) + (11,63 \times 2,95) + (31,356 \times 1,2) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 20,606 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow (R_A \times 3,5) - (11,63 \times 0,55) - (31,356 \times 2,3) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 22,448 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 31,365 + 11,693 - 20,606 - 22,449 = 0 \Rightarrow C.V$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq X \leq 2,4$		$T(X) = R_A - q_1 \cdot X = 0$ $T(0) = 22,448$ $T(2,4) = -8,908$	$M(X) = R_A \cdot X - q_1(X^2/2)$ $M(0) = 0$ $M(2,4) = 16,25$
$2,4 \leq X \leq 3,5$		$T(X) = R_A - 2,4q_1 - (X - 2,4) \cdot q_2$ $T(2,4) = -8,908$ $T(3,5) = -20,60$	$M(X) = R_A \cdot X - q_1 \cdot 2,4 \cdot (X - 1,2) - q_2 \cdot [(X - 2,4)^2 / 2]$ $M(2,4) = 16,25$ $M(3,5) = 0$

Tableau 4.2 : calcul des sollicitations à ELU

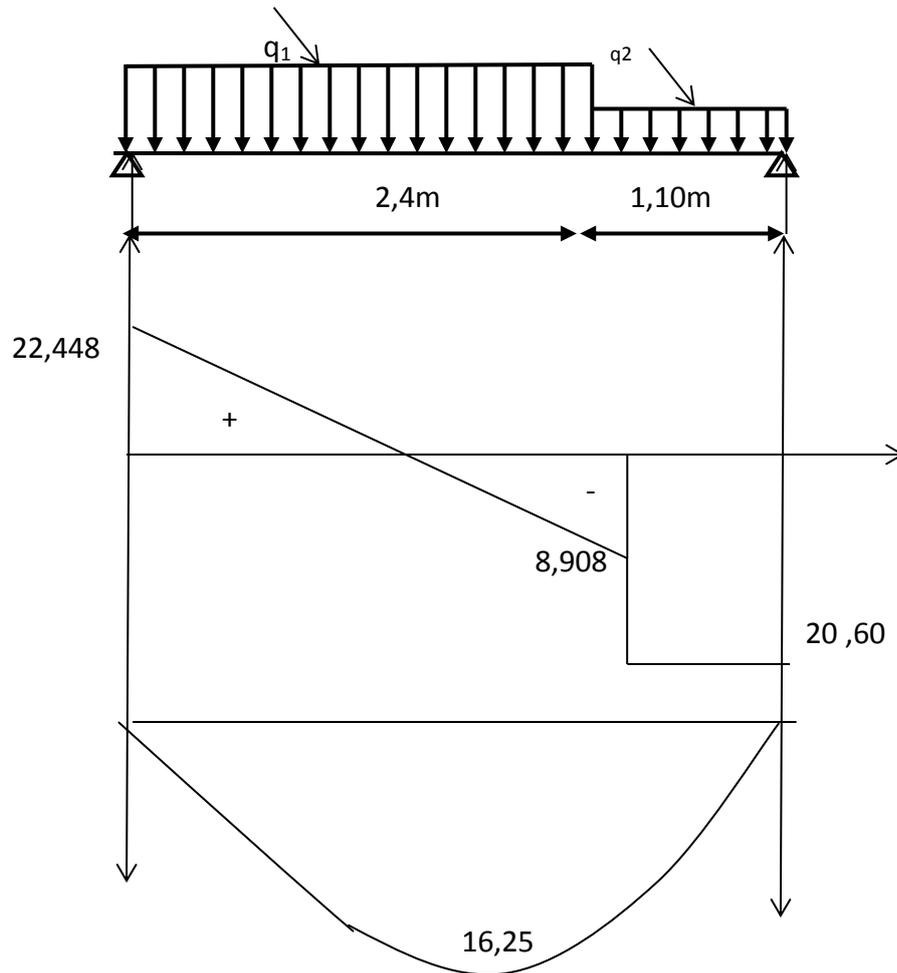


Figure4.4 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Donc $M_{max} = M(2,4) = 16,25$ MPA

➤ **ELS :**

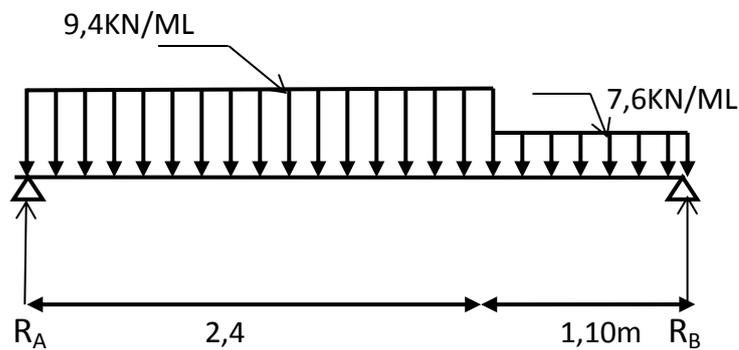


Figure 4.5 : charge permanente à ELS

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow (-R_B \times 3,5) + (8,36 \times 2,95) + (22,56 \times 1,2) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 16,138 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow (R_A \times 3,5) - (8,36 \times 0,55) - (22,56 \times 2,3) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 16,138 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 22,56 + 8,36 - 14,78 - 16,138 = 0 \Rightarrow C.V$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq X \leq 2,4$		$T(X) = R_A - q_1 \cdot X = 0$ $T(0) = 16,138$ $T(2,4) = -6,42$	$M(X) = R_A \cdot X - q_1(X^2/2)$ $M(0) = 0$ $M(2,4) = 11,66$
$2,4 \leq X \leq 3,5$		$T(X) = R_A - 2,4q_1 - (X - 2,4) \cdot q_2$ $T(2,4) = -6,42$ $T(3,5) = -14,782$	$M(X) = R_A \cdot X - q_1 \cdot 2,4 \cdot (X - 1,2) - q_2 \cdot [(X - 2,4)^2 / 2]$ $M(2,4) = 11,66$ $M(3,5) = 0$

Tableau 4.2 : calcul des sollicitations à ELS

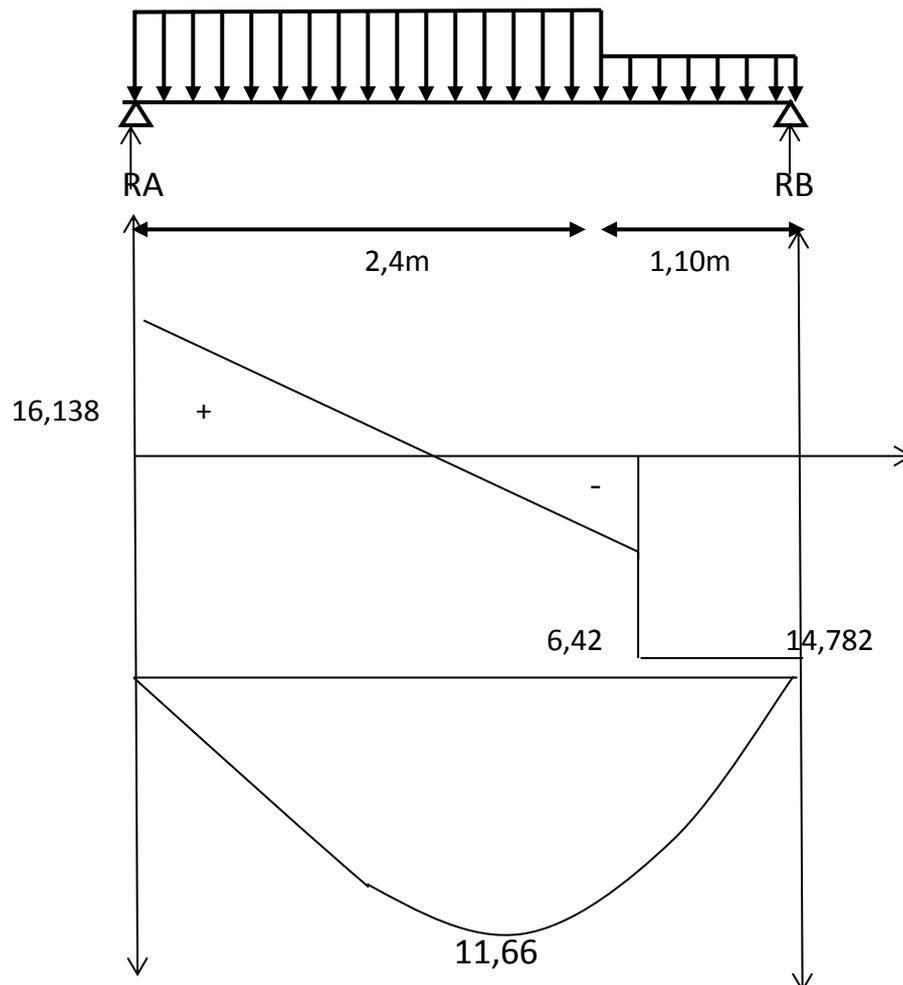


Figure4.6 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

4.3-calcul le ferrailage :

4.3.1-calcul le ferrailage d'escalier:

➤ Ferrailage à ELU :

$h=0,12$

$b=1m$

$d=0,9.h= 0,108m$

$f_{c28}b\acute{e}ton=25MPa$

Acier HA Fe400

➤ En travée :

$$M_{\max}=16,25 \text{ KN}$$

$$M_{UT}=0,85 \times M_{\max}=13,81 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_c 28}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0,083 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas armature comprimé (A}_{sc} = 0)$$

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

$$\alpha = 0,1$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,1 \text{ m} \Rightarrow z = 10 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = 3,97 \text{ cm}^2$$

D'après RPA99V2003 $A_{\min}=5\%b \cdot h$

$$A_{\min}=0,005 \times 1 \times 0,12=6 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st}=6T14=9,24 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{st} \geq 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{c.v}$$

- Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$M_u=0,4M_{\max}$$

$$M_u=0,4 \times 16,25=6,5 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{0,0065}{1,2(0,108)^2 14,17}$$

$$\mu = 0,032 < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimé}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,10 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \Rightarrow Z = \frac{0,0065}{0,1 \times 348}$$

$$A_{st} = 1,86 \text{ cm}^2$$

D'après RPA99V2003 $A_{\min} = 5\%b.h$

$$A_{\min} = 0,005 \times 1 \times 0,12 = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{st} \geq 1,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{c.v}$$

➤ Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage à ELS:**

➤ En travée :

$$M_{\max} = 11,66 \text{ KN}$$

$$M_{UT} = 0,85 \times M_{\max} = 9,911 \text{ KN} = 0,00911 \text{ MN}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 180,9y - 1935,72 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,69 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \times A_s (y - d)^2 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} + \eta A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4,69)^3 + 15(12,06)(10,8 - 4,69)^2 = 1092,1 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4,19 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 12,65 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V$$

- En appui :

$$M_s = 0,4 M_{max}$$

$$M_s = 0,4 \times 11,66 \cdot 10^{-3} = 0,0046 \text{ KMN}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 180,9y - 1935,72 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,26 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \times A_s (y - d)^2 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} + \eta A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4,26)^3 + 15(12,06)(10,8 - 4,26)^2 = 8498167 \text{ cm}^4$$

4.3.2-étude de poutre palière:

- ❖ Dimensionnement selon RPA :

$$L = 3,5 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{3,5}{15} \leq h \leq \frac{3,5}{10} \Rightarrow 0,23 \leq h \leq 0,35$$

On prend $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

Vérification suivant R.P.A 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \quad c \cdot v \\ b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad c \cdot v \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4c \cdot v \end{array} \right.$$

❖ Descente de charge :

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,8 \times 1,53 = 4,34 \text{ KN/m}$

$G = 6,96 \text{ KN/ML}$

Poids du paillasse : $6,9 \times 1,10 = 7,6 \text{ KN/m}$

❖ Calcul réaction du palier due a l'escalier :

➤ En travée :

$$Tu_{\max} = \frac{RA}{\frac{L}{2}} = \frac{22,448}{\frac{3,5}{2}} = 12,82 \text{ KN}$$

❖ Les combinaisons d'action :

$$q_u = 1,35G + Tu_{\max}$$

$$q_u = 1,35(6,96) + 12,82$$

$$q_u = 22,21 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 19,78 \text{ KN/m}$$

➤ **Ferraillage à ELU :**

➤ En travée :

$$M_{\max} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 22,21 \times \frac{(3,5)^2}{8}$$

$$M_{\max} = 34 \text{ KN}$$

$$M_{u_t} = 0,85 \times 34$$

$$M_{u_t} = 28,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{0,0289}{0,3(0,099)^2 14,17}$$

$$\mu = 0,068 < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimé}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,087$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,095 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \Rightarrow Z = \frac{0,0289}{0,095 \times 348}$$

$$A_{st} = 8,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{T}14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

- Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ En appui :

$$M_{u_a} = 0,4 \times 34$$

$$M_{\max,a} = 13,6 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{0,0136}{0,3(0,099)^2 14,17}$$

$$\mu = 0,032 < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimé}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,097 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \Rightarrow Z = \frac{0,0136}{0,097 \times 348}$$

$$A_{st} = 4,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T}14 = 4,617 \text{ cm}^2$$

- Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} \geq 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{en travé : } 9,23 > 1,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\text{en appui : } 4,617 > 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$q_{s1} = 1,35G + T_{s_{\max}}$$

$$q_{s1} = 1,35G + \frac{16,138}{\frac{3,5}{2}} \Rightarrow q_{s1} = 18,61 \text{ KN}$$

$$q_{s2} = 1,35G + PP \Rightarrow q_{s2} = 9,936 + 7,6 \Rightarrow q_{s2} = 17 \text{ KN}$$

$$M_{s_{\max}} = q_{s \times} \frac{l^2}{8} = 28,45$$

$$\text{En travée : } A_s = 9,23 \text{ cm}^2 \quad d = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 138,45y - 4361,17 = 0$$

$$\Rightarrow y = 13,04 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \times A_s (y - d)^2 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} + \eta A (d - y)^2$$

$$I = 30(13,04)^3 + 15(9,23)(31,5 - 13,04)^2 = 27284,99 \text{ cm}^4$$

- Les armatures calculées à ELU convient :

Sur appui :

$$A_s = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 60,3y - 1899,45 = 0$$

$$\Rightarrow y = 10,091 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \times A_s (y - d)^2 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} + \eta A (d - y)^2$$

$$I = 30(10,91)^3 + 15(4,02)(31,5 - 10,91)^2 = 64521,96 \text{ cm}^4$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{12,82 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,13 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPA} \} = 0,13 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,13 < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{c.v (pas de risque de cisaillement)}$$

❖ Armature transversale :

- Diamètre des armatures :

$$\Phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi L \right\} = \min \{1; 3; 12\}$$

on adopte $\Phi L = 10 \text{ mm}$

- Espacement des cadres : d'après RPA

Zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12; 30 \right\} \text{ cm} \Rightarrow St = 8,75 \text{ cm}$$

on adopte $\Phi L = 10 \text{ mm}$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$

Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow St < \frac{35}{2} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Chapitre IV:

Etude des escaliers

Chapitre V:

Etude des plancher

Etudes des planchers

5.1-introduction:

Les plancher ont un rôle très important dans la structure .ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte les planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle) et par des éléments de remplissage (corps creux)..Avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

5.2- calcul des poutrelles:

5.2.1- dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur du plancher. $h_p=20$ cm

La petite largeur (b_0) nervurée :

$$b_0=0,4 \times h_p = 8 \text{ cm}$$

En prend $b_0=12$ cm pour des raisons constructives d'après BAEL 91.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 version 2003 le b_1 doit satisfaire les conditions suivantes:

$$b_1 \leq \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 \leq 26,5 \text{ cm} \quad \text{c.v}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 26,5 \leq 44,5 \quad \text{c.v}$$

$$b_1 \leq (6 \times h_0, 8 \times h_0) \Rightarrow b_1 \leq (24 ; 32) \text{ cm} \quad \text{c.v}$$

Donc on a des poutrelles de :

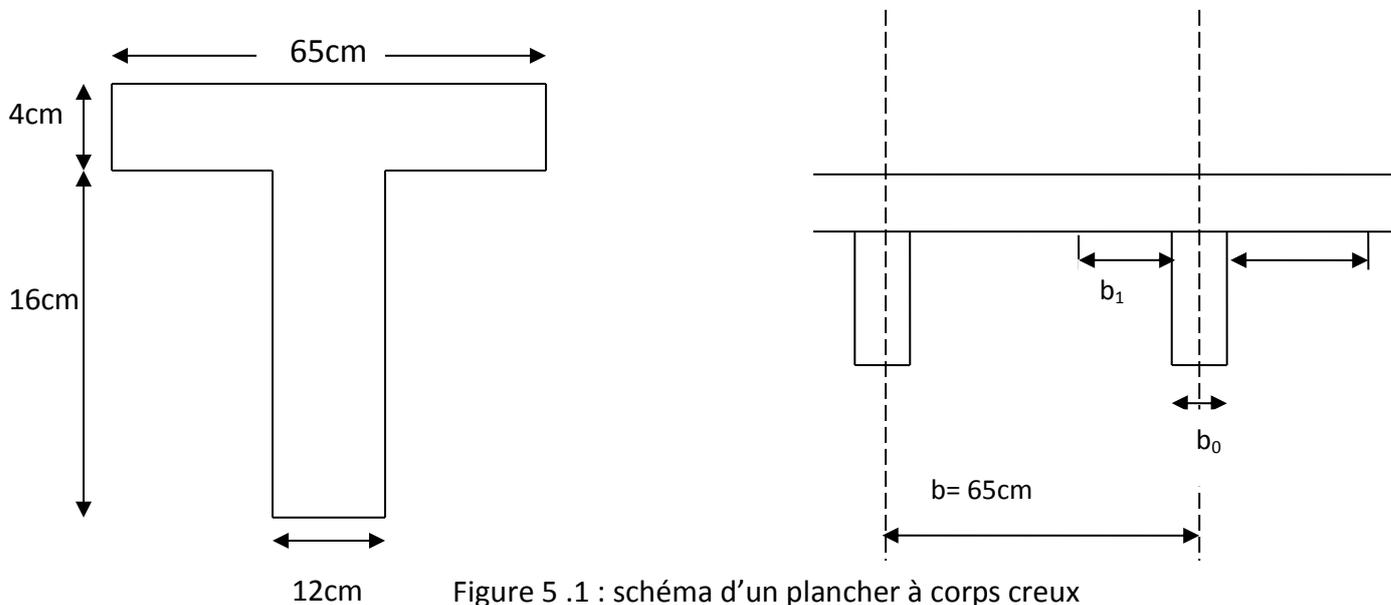
$$\begin{cases} h_p = 16 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$


Figure 5 .1 : schéma d'un plancher à corps creux

5.2.2-dimensionnement des poutrelles :

Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de Caquot.

❖ Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

❖ Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureau....

❖ Les conditions de la méthode forfaitaire :

a) La surcharge d'exploitation modérée $Q < (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

- b) les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »
- c) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 à 1,28
- d) la fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue de béton armé.

Combinaison des charges :

Plancher terrasse inaccessible

$$G=6,32 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1\text{KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G' + 1,5Q'$$

$$G' = 0,65 \times G = 4,01 \text{ KN/ml}$$

$$Q' = 0,65 \times Q = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,50 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G' + Q' = 4,75 \text{ KN/ml}$$

Plancher étage courant

$$G=5,2 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G'=3,38 \text{ KN/ml} \quad Q'=0,97 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 6,01 \text{ KN/ml} \quad Q_s = 4,35 \text{ KN/ml}$$

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	Qu(KN/ml)	Qs(KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	4,01	0,65	6,36	5,01
Plancher étage courant	3,38	0,97	6,01	4,35

La combinaison la plus défavorable est Celle du plancher Terrasse → la poutrelle sera calculée sous une charge uniformément répartie de 6,36 KN/ml.

❖ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$1 \text{ KN} < (12,64 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

I constant.....C.V

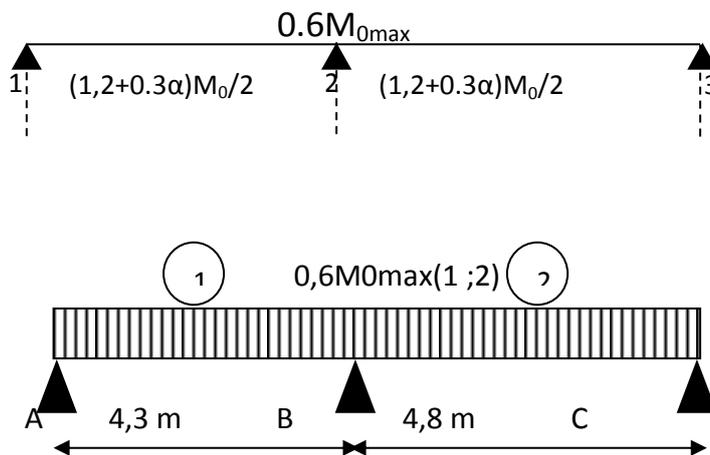
$$0,8 < \frac{4,3}{4,8} < 1,25 \dots \dots C.V$$

La fissuration peut être préjudiciable..... C.V

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

❖ Calcul des sollicitations :

On a une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max(M_{01}; M_{02})$



Les moments en travées et en appuis d'après forfaitaire

❖ ELU :

Moment isostatique :

$$l = 4,3 \text{ m} \Rightarrow M_{0AB} = 6,50 \times \frac{(4,3)^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = 15,02 \text{ KN.m}$$

$$l = 4,8 \text{ m} \Rightarrow M_{0BC} = 6,50 \times \frac{(4,8)^2}{8} \Rightarrow M_{0BC} = 18,72 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_A = M_C = 0,4M_0 \Rightarrow \text{encastrement partielle}$$

D'où :

$$M_A = 6 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 7,48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6M_{0\text{MAX}} \Rightarrow M_B = 0,6 \times 18,72$$

$$M_B = 11,23 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \Rightarrow \text{de rive} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \Rightarrow \alpha = 0,13$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ \Rightarrow M_t + \left(\frac{0,4 + 0,6}{2} \right) M_0 \geq 1,04 M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t \geq 1,04 M_0 - 0,33 M_0$$

$$\text{donc } M_t \geq 0,71 M_0$$

$$M_{tAB} = 0,71 \times M_{OAB} = 10,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 0,71 \times M_{OBC} = 13,3 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \\ \Rightarrow \begin{cases} M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3 \times 0,13) \frac{15,02}{2} \\ M_{tBC} \geq (1,2 + 0,3 \times 0,13) \frac{18,72}{2} \end{cases} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 9,30$$

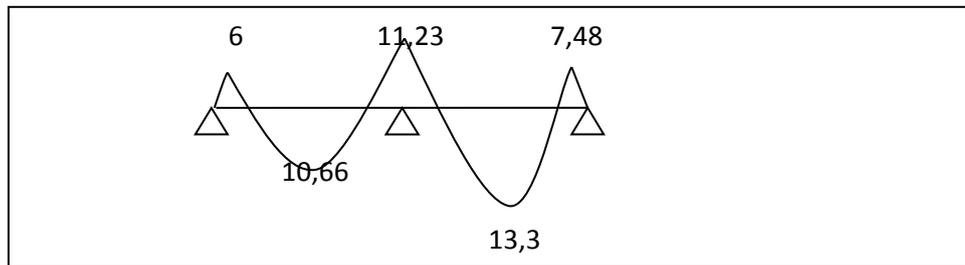
$$M_{tBC} \geq 11,6$$

Donc on prend

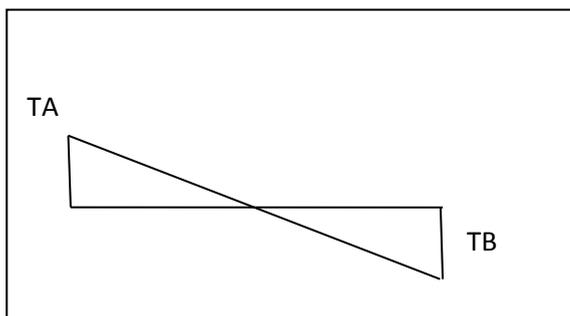
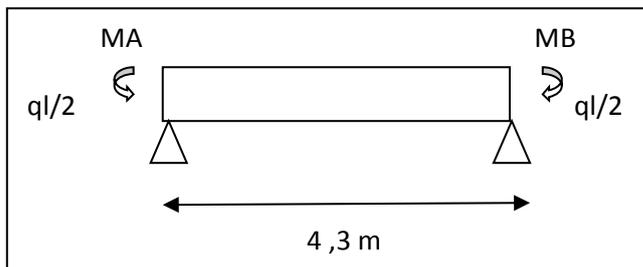
$$M_{tAB} = 10,66 \text{ KN.m}$$

$M_{tBC}=13,3\text{KN.m}$

Figure5.2 :diagramme de moment fléchissant



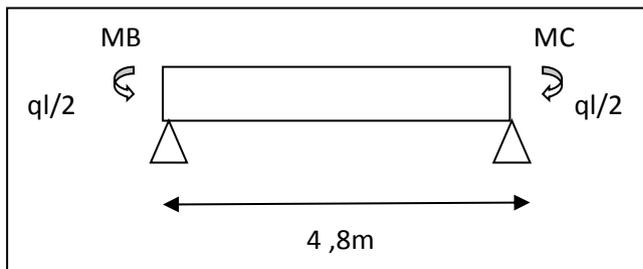
Effort tranchant :



$$T_A = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_A - M_B}{l} \Rightarrow T_A = 12,76 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} \Rightarrow T_B = 15,81 \text{ KN} \Rightarrow T_B = 15,81 \times 1,15 = 17,45$$

Travée BC:



$$T_B = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_C}{l} \Rightarrow T_B = 16,38 \text{ KN} \Rightarrow T_B = 16,38 \times 1,15 = 18,83$$

$$T_C = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} \Rightarrow T_C = 14,82 \text{ KN}$$

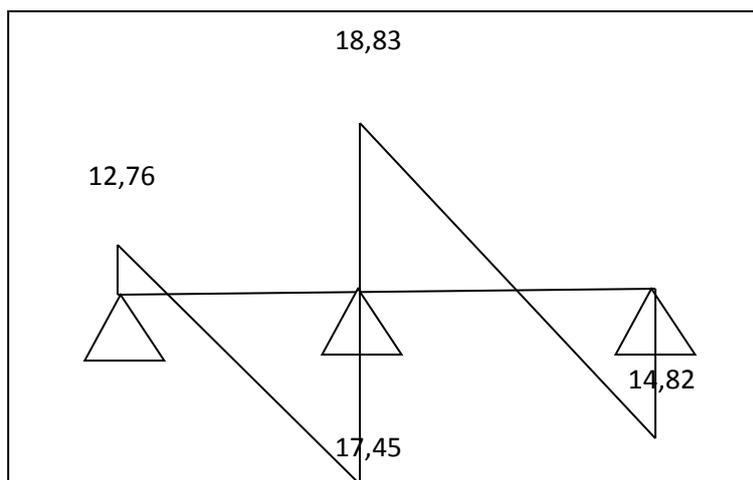


Figure5.3 : diagramme d'effort tranchant ELS

Moment isostatique :

$$l = 4,3 \text{ m} \Rightarrow M_{0AB} = 4,75 \times \frac{(4,3)^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = 10,97 \text{ KN.m}$$

$$l = 4,8 \text{ m} \Rightarrow M_{0BC} = 4,75 \times \frac{(4,8)^2}{8} \Rightarrow M_{0BC} = 13,68 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_A = M_C = 0,4M_0 \Rightarrow \text{encastrement partielle}$$

$$M_A = 4,38 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 5,47 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6M_{0MAX} \Rightarrow M_B = 0,6 \times 13,68$$

$$M_B = 8,20 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\left\{ M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \right.$$

$$\Rightarrow M_t + \left(\frac{0,4 + 0,6}{2} \right) M_0 \geq 1,04 M_0$$

$$\Rightarrow M_t \geq 1,04 M_0 - 0,33 M_0$$

donc $M_t \geq 0,71 M_0$

$$M_{tAB} = 0,71 \times M_{OAB} = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 0,71 \times M_{OBC} = 9,71 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3 \times 0,13) \frac{10,97}{2} \\ M_{tBC} \geq (1,2 + 0,3 \times 0,13) \frac{13,68}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 6,79$$

$$M_{tBC} \geq 8,47$$

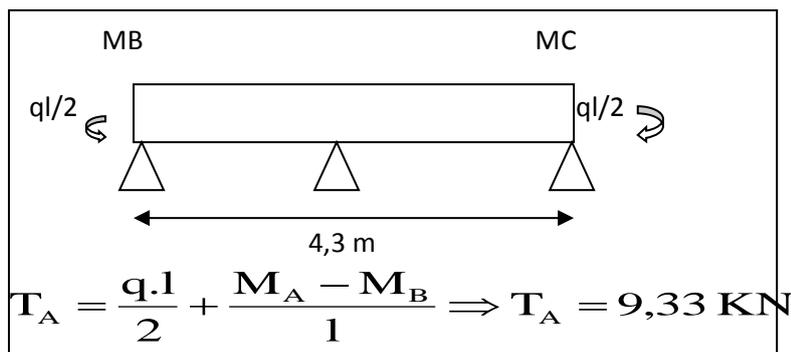
Donc on prend

$$M_{tAB} = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 9,71 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

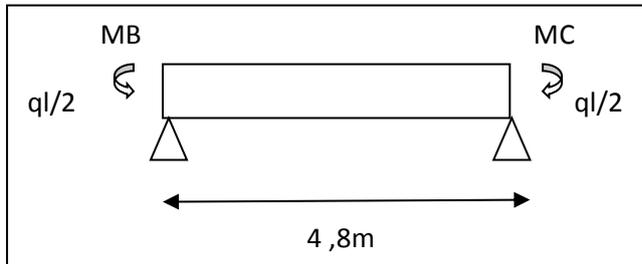
Travée AB



$$T_B = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} \Rightarrow T_B = 11,09 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_B = 11,09 \times 1,15 = 12,75 \text{ KN}$$

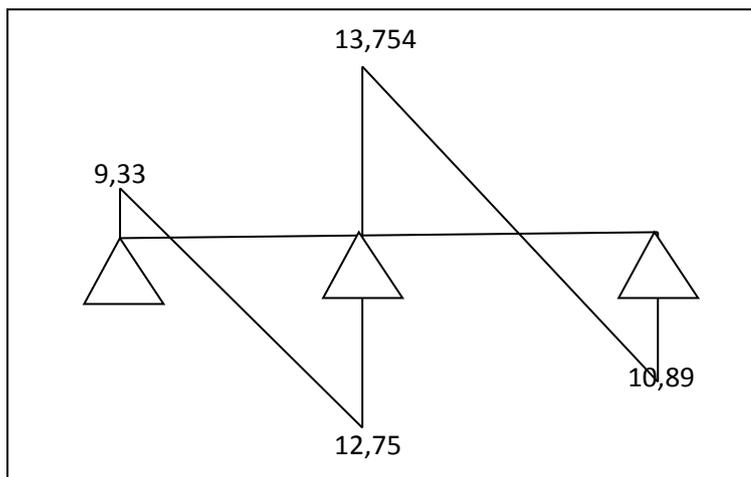
Travée BC



$$T_B = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_C}{l} \Rightarrow T_B = 11,96 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_B = 11,96 \times 1,15 = 13,754 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_C - M_B}{l} \Rightarrow T_C = 10,84 \text{ KN}$$



5.2.3-ferraillage des poutrelles:

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple

❖ Armatures longitudinales:

- En travée

$$M_{tmax} = 13,3 \text{ KN.m}$$

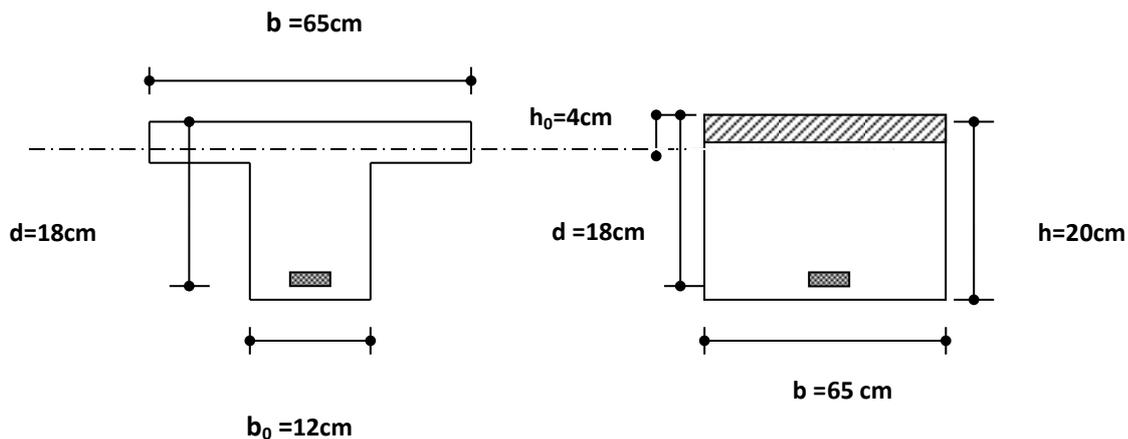
Le moment de la table de compression

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \quad d = 0,9 \cdot h$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times (0,18 - 0,02) \times 10^{-3}$$

$M_t = 58,947 \text{ KN.m}$ → moment qui équilibre la table.

$M_t \geq M_{t\max}$ → donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section sera calculée comme une section rectangulaire $b \times h = (65 \times 20)$



$$\mu = \frac{M \max}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,5 \times 1000}{(65) \cdot (18)^2 \cdot (14,17)} = 0,044$$

$\mu < 0,392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 17,64$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = 2,16 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 = 3,393 cm²

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{st} \geq 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow c.v$$

- En appui

$$M_{\max} = M_B = 11,23 \text{ KN.m}$$

Dans la partie tendue on néglige le béton tendu → la section de calcul sera une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\mu = \frac{M_B}{b_0 d^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{11,23 \times 1000}{12(18)^2 14,17}$$

$$\mu = 0,196$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,275$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 16,02$$

$$A_{st} = \frac{M_B}{Z \sigma_s} \Rightarrow Z = \frac{11,23 \times 1000}{16,02 \times 348}$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Choix 3T12=3,393 cm²

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{st} \geq 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow c.v$$

Vérification de cisaillement

Fissuration peut nuire

Condition de non fragilité

Selon article A5.11 BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{avec } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Vu: la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime

$$\tau_u = \frac{18,38 \div 1000}{0,12 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,85 \text{ MPA}$$

$$\tau'_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}) \text{ article A5.11 BAEL}$$

$$\tau'_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \tau'_u \Rightarrow c.v$$

❖ Armatures transversales

D'après le RPA 99 V 2003 (article 7.5.2.2) on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right. \quad \text{avec } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right)$$

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) && \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right) \\ &&& \Rightarrow \phi_t \leq \min(0,57, 1, 1,2) \\ &&& \Rightarrow \phi_t = 0,57\text{mm} \end{aligned}$$

On adopte

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ cadre T6}$$

• Calcul d'espacement des cadres

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte: $S_t=15\text{cm}$



Figure5.4 : la coupe de ferrailage sur appuis et su travée

5.2.4-Ferrailage de la dalle de compression:

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens (un quadrillage) afin d'éviter les fissurations, le ferrillage est en treilles soudés (BAEL91 article B.6.8.4). Les conditions suivantes doivent être respectées:

- Résister aux l'effort des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de réparation entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$)

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

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

$f_e=400 \text{ MPA}$

$$\text{on a } L_1 = 65 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On a } L_1=65 \text{ cm } 5\text{T}6 \Rightarrow A_1 = 1,415 \text{ cm}^2$$

Armatures de réparations

$$A_2=A_1/4=0,35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{T}6 \rightarrow A_2=1,69 \text{ cm}^2 \text{ et } st=20 \text{ cm}$$

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

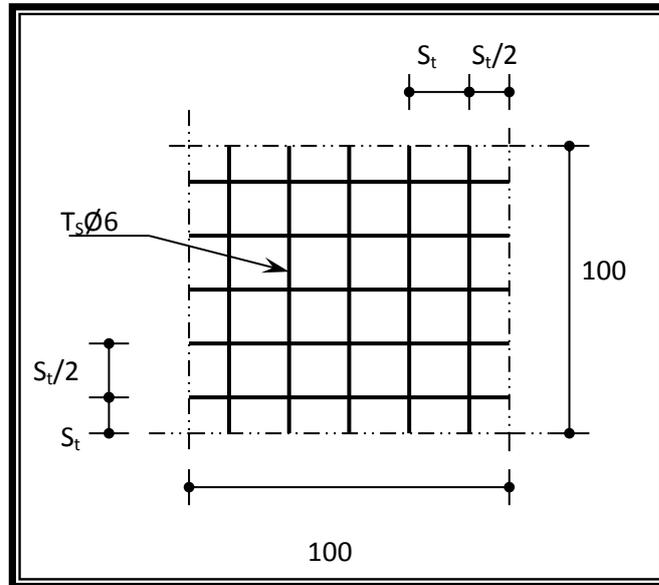


Figure 5.5 : disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Chapitre VI:

Etude de balcon

Etude du balcon

6.1-introduction:

Le balcon se calcule comme des consoles encastrées dans les poutres, soumise à son poids propre et la surcharge d'exploitation.

On adopte une épaisseur $e=15\text{cm}$.

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

6.2 -évaluation des charges:

Pour 1 ml

$G=5,15\text{KN/ml}$

$Q=3,5 \text{ KN/ml}$

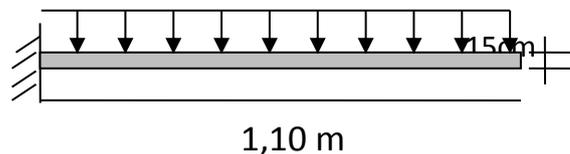
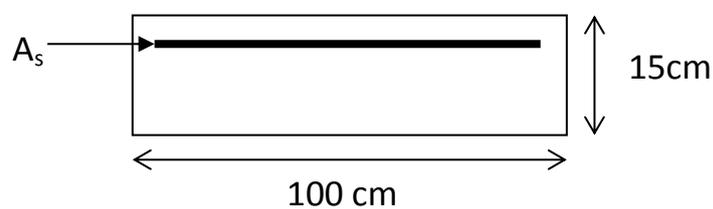


Figure 6-1:Schéma de balcon



6.3 -Combinaison d'action:

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

$q_u=12,2\text{KN/m}$

ELS: $q_{ser}=G+Q=8,65\text{KN/m}$

6.4-calcul les sollicitations:

$$M_u = \frac{qu \cdot l^2}{2} \Rightarrow M_u = 7,381 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{qs \cdot l^2}{2} \Rightarrow M_s = 5,23 \text{ KN.m}$$

$$V_u = qu \times L$$

$$V_u = 13,42 \text{ KN.m}$$

6.5-calcul les armatures:

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, le calcul s'effectuera donc à L'ELU est l'ELS.

❖ ELU:

$$a = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,41$$

$$\mu = \frac{M_u a}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_c 28}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0,007381}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,028 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas armature comprimé (A}_{sc} = 0)$$

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

$$\alpha = 0,0375$$

$$z = dx(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,132 \text{ m}$$

Selon BAEL (E6.2.3)

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 1,60$$

$$A_u = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T10$$

Armature de réparation:

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 0,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_u \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_u = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

❖ ELS:

La contrainte du béton selon BAEL article (a.4.5,2) est donnée par

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

Selon BAEL91 article A45, 33

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ donc } f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,36 \text{ Mpa}$$

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d \Rightarrow x = 0,071 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,11 \text{ m}$$

$$\overline{M} = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z \quad b = 1 \text{ ml}$$

$$\overline{M} = 0,058 \text{ MN/ml}$$

$$M_{ser} < \overline{M} \text{ donc } A' = 0 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \cdot \overline{\sigma}_{st}} \Rightarrow A_{ser} = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } 3T12$$

Condition de non fragilité:

$$e=15 \text{ cm} \quad A_s=3,39\text{cm}^2$$

$$A_s > 0,23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/F_e)$$

$$A_s > 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{\min}}$$

Choix des barres:

$$A_s > \max (A_u ; A_{ser} ; A_{\min})$$

D'où $A_s = 3,39$ soit 3T12

Armature de réparation:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte 3T12}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{0,01342}{1 \times 0,35} = 0,1 \text{ Mpa}$$

Selon BAEL article (A51, 211)

$$\tau'_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\Rightarrow \tau'_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

donc $\tau_u < \tau'_u \Rightarrow \text{c.v}$

Chapitre VII:

Etude de l'acrotère

Etude d'acrotère

7.1-INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base dans le plancher terrasse, elle soumise à son poids propre « G » et un moment du à la force horizontale « FP ».

Le calcul se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1mL.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à ELU et ELS.

7.2-évaluation des charges :

❖ *Poids propre :*

$$G = \rho \times s$$

$$\rho = 25 \text{ KN}$$

$$s = \left(\frac{0,05 \times 0,1}{2} \right) + (0,05 \times 0,1) + (0,15 \times 0,6)$$

$$S = 0,097 \text{ m}^2$$

$$G = 0,097 \times 25 = 2,425 \text{ KN/mL}$$

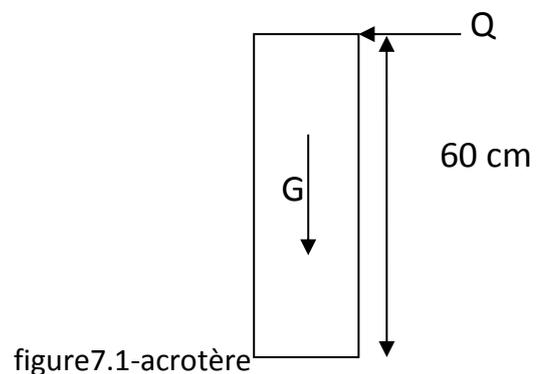
$$Q = 1 \text{ KN/mL}$$

7.3- les sollicitations :

G : crée un effort normal $N_G = 2,425 \text{ KN/mL}$ et un moment $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Q : crée un effort normal $N_Q = 1 \text{ KN/ml}$ et un moment maximum

$$M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$



- *ELU :*

$$N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 2,425$$

$$N_u = 3,27 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times N_Q \cdot h$$

$$M_u = 0,9 \text{ KN/ml}$$

- *ELS:*

$$N_{ser} = N_G = 2,425 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$$

- *Effort tranchant:*

$$V = N_Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$V_{ser} = 1,5 \times v = 1,5 \text{ KN/ml}$$

7.4- ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h$$

❖ *calcul à ELU* : selon BAEL l'article (A.4.3, 5)

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_1 : excentricité de la résultante

e_2 : excentricité dus effets du second ordre

e_a : excentricité additionnelle

$$e_a = \max \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ L/250 \end{cases}$$

Donc on prend $e_a = 2 \text{ cm}$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{3,27} = 0,275 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4} (2 + \alpha\phi)$$

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

$$\alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3(1,2)^2}{10^4 \times 0,1} \times 2$$

$$e_2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,275 + 0,02 \quad e_1 = 0,295$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,295 + 0,0086$$

$$e = 0,303 \text{ m}$$

- *majoration des sollicitations :*

On major Mu et Nu par le coefficient γ telque

$$\frac{e_1}{h} > 0,7 \text{ donc}$$

$$\lambda f = \min\left(1 + 0,15\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \times \frac{h}{e}; 1,4\right)$$

$$\lambda = \frac{l f}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec } I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$B = b \times h$$

$$i = \sqrt{\frac{0,000083}{0,1}} \Rightarrow i = 0,03$$

$$\text{donc } \lambda = \frac{1,2}{0,03} = 40 \leq 100$$

$$\lambda f = \min(1,064; 1,4) \Rightarrow \lambda f = 1,064$$

$$Nu' = \lambda f \times Nu = 1,064 \times 3,27$$

$$Nu' = 3,48 \text{ KN/ml}$$

$$Mu' = \lambda f \cdot Mu + Nu' \cdot e_a = (1,064 \times 0,9) + (3,48 \times 0,02)$$

$$Mu' = 1,026 \text{ KN/ml}$$

$$Mu'_a = N'u \times e_a$$

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$Mua = Nu \times e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$Mua = 3,48 \times 0,275 + (0,09 - 0,05)$$

$$Mua = 1,09 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_c 28}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0,0094 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas armature comprimé (A}_{sc} = 0)$$

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

$$\alpha = 0,011$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,089 \text{ m} \Rightarrow z = 8,95 \text{ cm}$$

Selon BAEL (E6.2.3)

$$A_u = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_s} = \frac{0,109}{0,089 \times 348} \times 10^2$$

$$A_u = 0,35 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendues A_u est

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = 0,35 \cdot 10^{-4} - \frac{3,48 \cdot 10^{-3}}{348}$$

$$A_u = 0,25 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul à ELS

$$N_{ser} = 2,425 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de l'excentricité (position de centre de pression):

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,425} \Rightarrow e_0 = 24 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

donc $e_0 > \frac{h}{2} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimé(s.p.c)

- *Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues:*

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

$$M_{ser_a} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser_a} = 0,6 + 2,425 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_{ser_a} = 0,697 \text{ KN/ml}$$

La contrainte du béton selon BAEL article (a.4.5,2) est donnée par

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

Selon BAEL91 article A45, 33

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t_{ij}}} \right) \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ donc } f_{t_{ij}} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,36 \text{ Mpa}$$

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d \Rightarrow x = 0,047 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$\overline{M} = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma_{bc}} \cdot z \quad b = 1 \text{ ml}$$

$$\overline{M} = 0,026 \text{ MN/ml}$$

$$M_{ser_A} = 0,0697 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} < \overline{M} = 0,026 \text{ MN/m}$$

\Rightarrow section sans armatures comprimées $A' = 0$ (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser_A}}{z \cdot \overline{\sigma_{st}}} \Rightarrow A_{ser} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{st}}}$$

$$A_{ser} = 0,34 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

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

$$\Rightarrow A_{s_{min}} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s_{min}}, A_{s_{ser}}, A_u) \Rightarrow A_s = A_{s_{min}} = 1,09 \text{ cm}^2$$

soit 4HA8 ($A_s = A_s' = 2,01 \text{ cm}^2$)

- Armature de réparation:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit 3HA6} (A_s' = 0,85 \text{ cm}^2)$$

- Vérification au cisaillement:

On doit vérifier la condition

$$\tau_u < \tau'_u$$

Selon BAEL article (A5, 1)

$$\tau_u = \frac{v_{u \max}}{b \times d}$$

$$v_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{0,0015}{1 \times 0,9} = 0,016 \text{ Mpa}$$

Selon BAEL article (A51, 211)

$$\tau'_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\Rightarrow \tau'_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{donc } \tau_u < \tau'_u \Rightarrow \text{c.v}$$

Vérification au séisme:

$$F_p = 4A \cdot c_p \cdot W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone = 0,15

C_p: facteur de force horizontale CP consol=0,8

W_p: poids de l'acrotère = 2,425KN/ ml

$$\text{D'ou: } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,425$$

$$F_p = 1,16 \text{ KN/ml}$$

Chapitre VIII:

Etude sismique

ETUDE SISMIQUE

8.1- Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les forces horizontales et les efforts internes (M, N, T) provoqués par l'action accidentelle sismique et que subit la structure.

Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer ces efforts. Le calcul de ces efforts sismiques peut être mené de trois manières.

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

8.2- Méthode statique équivalente

- Principe

Dans cette méthode le 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.

8.3- Méthode d'analyse modale spectrale:

- Principe

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

8.4-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Principe

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre projet le calcul sismique se fera par les 3 méthodes.

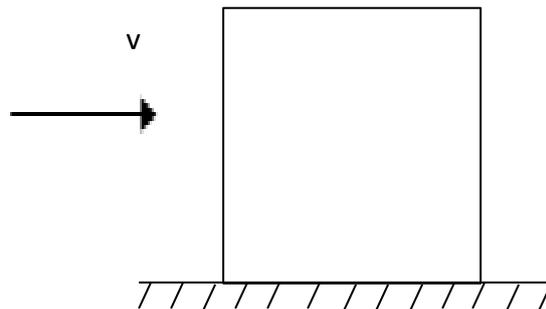
8.5 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Ain t'émouchent donc en zone II a.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

❖ Statique équivalent :

Règle de calcul:

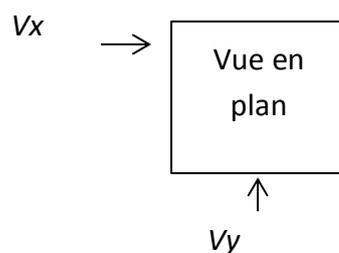
Calcul de la force sismique totale :



- Selon : R.P.A (2003)

$$b_1 = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \text{article 4.1}$$

- La force sismique totale appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales.



Avec

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

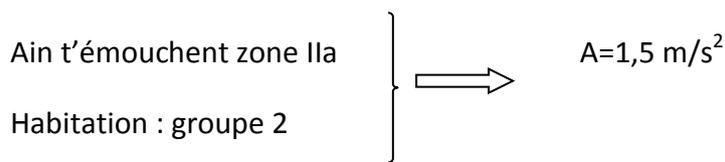
R : coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : poids de la structure.

Q : facteur de la qualité.

Détermination des facteurs :

(A) Coefficient d'accélération de zone: Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique (donner par le tableau 4-1 RPA2003)



❖ **Facteur d'amplification d'ynamique moyenne D:**

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

Avec C_t=0,05 (béton armé remplissage avec maçonnerie) ... tableau4 .6

H_N:hauteur total de la structure

$$h_N = 3,06 \times 5 = 15,3 \text{ m}$$

D'où

$$T = 0,386$$

T₁ = 0.15 sec (Tableau 4.7 RPA99/version 2003).

T₂ = 0.40 sec

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots(1) \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \dots\dots\dots(2) \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

1 ⇒ 0 ≤ T ≤ T₂ ⇒ 0 ≤ 0,386 ≤ 0,4 ⇒ vérifier
donc D = 2,5η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec } \xi = 0,07 \text{ (portique et le remplissage avec B.A dense)}$$

$$\eta = 1,838$$

$$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 1,838 \Rightarrow D = 4,595$$

❖ **Coefficient de comportement (R):**

Il dépend du type et de la nature du contreventement (donner par le tableau 4-3 du RPA 2003)

$$R = 3,5$$

❖ **Facteur de qualité (Q):**

Il dépend de l'observation et non des critères de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : valeur de pénalité donnée par le tableau 4-4 RPA 2003 donc

$$Q_x = Q_y = 1,15$$

❖ **Le poids de la structure (W):**

$$W_{RDC} = 3366,045 \text{ KN}$$

$$W_{1^{\text{ère}} \text{ étage}} = 4236,53 \text{ KN}$$

$$W_{2; 3^{\text{ème}} \text{ étage}} = 4161,87 \text{ KN}$$

$$W_{4^{\text{ème}} \text{ étage}} = 4181,33 \text{ KN}$$

$$T_{\text{terrace}} = 462,165 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } W_T = 16407,94 \text{ KN}$$

En aura

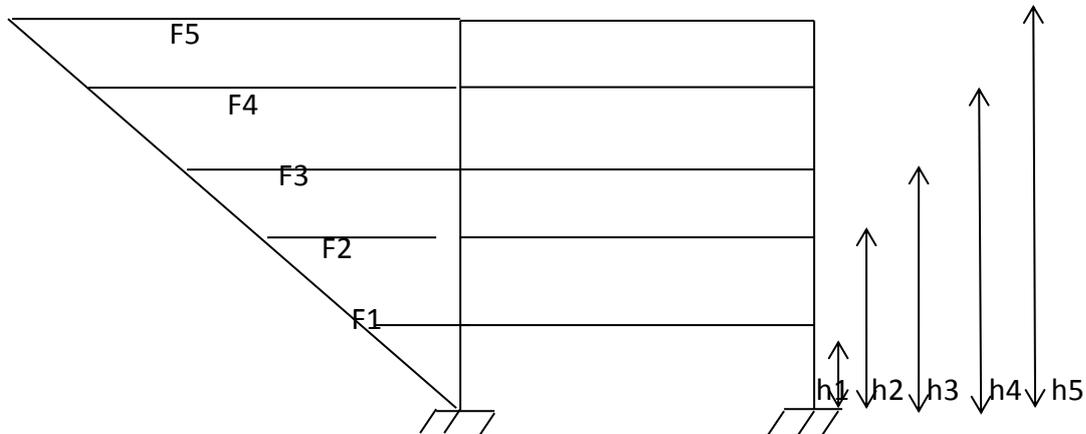
$$V_x = V_y = \frac{1,5 \times 4,595 \times 1,15}{3,5} \cdot 16407,94$$

$$V_x = V_y = 37158,71$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot Wh_i}{\sum W_j h_j}$$

$F_t = ?$

$T = 0,386 < 0,7 \rightarrow F_t = 0$



Niveau	Hauteur h	F_x (KN)	F_y (KN)
1	3,06	13830,96	13830,96
2	6,12	27661,92	27661,92
3	9,18	41492,88	41492,88
4	12,24	55323,84	55323,84
terrace	15,3	69154,80	69154,80

Tableau8.1: determination des charges statique

Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2
(RPA99/version2003)

Dans notre cas $\xi = 7\%$.

R=3,5

Q=1,15

Site S2 : site ferme

comparaison
entre les trois méthodes

Comparaison entre les trois méthodes (Statique équivalent –modale spectrale – accélogramme)

1-méthode statique équivalent :

1.1-poutre principale (30×45)

1.1.1-poutre de rive :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	45,38	66,65	32,9	51,97
1	48,155	77	34,98	55,89
2	51,26	77,37	37,19	56,10
3	52,54	79,02	38,11	57,29
4	58,46	81,14	42,73	59,30

Tableau 8.2 : sollicitation des poutres principale de rive(MSE)

1.1.2-poutre intermédiaire :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	69,18	101	30,48	73,17
1	70,64	98,05	51,15	71,02
2	70,85	97,88	52,87	50,65
3	73,75	97,02	53,40	46,98
4	58,35	98,853	37,59	35,77

Tableau 8.3 : sollicitation des poutres principales intermédiaires (MSE)

1 .2-poutre secondaire (30×40)

1.2.1-poutre de rive :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	11,66	27,65	8,6	20,13
1	13,40	27,78	9,68	20,38
2	14,34	27,59	10,31	20,17
3	15,60	30,58	11,30	22,29
4	18, 36	21, 24	13,25	15, 40

Tableau 8.4 : sollicitation des poutres secondaire de rive (MSE)

1.2.2-poutre intermédiaire :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	11, 89	27	8,68	19, 56
1	13,25	29,27	9,60	21,37
2	13,96	29,33	10,20	21,32
3	15,09	32,83	11,01	24,50
4	17,43	23, 28	12,70	17

Tableau 8.5 : sollicitation des poutres secondaire intermédiaires (MSE)

2-méthode modale spectrale:

2.1-poutre principale (30×45)

2.1.1-poutre de rive :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	45,44	66,7	32,96	52,03
1	48,20	77,05	35,03	55,93
2	51,28	77,38	37, 23	56,17
3	52,57	79,02	38,17	57,36
4	58,46	81,17	42,77	59,36

Tableau 8.6 : sollicitation des poutres principales de rive (spectrale)

2.1.2-poutre intermédiaire :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	69,28	101,11	30,65	73,23
1	70,70	98, 33	51,26	71,28
2	70,99	98,01	53,04	50,671
3	73, 88	97,179	53, 58	47,09
4	51, 52	99,03	37,66	35,98

Tableau 8.7 : sollicitation des poutres principales intermédiaires (spectrale)

2 .2-poutre secondaire (30×40)

2 .2.1-poutre de rive :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	12	27,75	8,76	20,24
1	13,57	38,01	9,87	20,49
2	14,41	27,79	10,47	20,29
3	15,66	30,66	11,38	22,38
4	18,49	21,36	13,50	15,62

Tableau 8.8 : sollicitation des poutres secondaire de rive (spectrale)

2.2.2-poutre intermédiaire :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	12,01	27,04	8,78	19,73
1	13,32	29,35	9,69	21,45
2	14,03	29,41	10,26	21,47
3	15,18	32,96	11,04	24,65
4	17,54	23,34	12,82	17,06

Tableau 8.9 : sollicitation des poutres secondaire intermédiaire (spectrale)

3-méthode accélograme :

3.1 -poutre principale (30×45)

3.1.1-poutre de rive :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	45,40	66,67	32,92	51,95
1	48,16	77	34,98	55,87
2	51,27	77,33	37,21	56,10
3	52,54	79,02	38,12	57,29
4	58,46	81,14	42,73	59,30

Tableau 8.10 : sollicitation des poutres principales de rive (accélogramme)

3.1.2-poutre intermédiaire :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	69,18	101	30,48	73,17
1	70,66	98,05	51,17	71,02
2	70,86	97,88	52,87	50,65
3	73,75	97,02	53,42	46,98
4	58,35	98,857	37,59	35,77

Tableau 8.11 : sollicitation des poutres principales intermédiaire (accélogramme)

3 .2-poutre secondaire (30×40)

3.2.1-poutre de rive :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	11,68	27,65	8,6	20,13
1	13,40	27,80	9,68	20,38
2	14,34	27,59	10,31	20,17
3	15,60	30,60	11,30	22,29
4	18, 36	21, 24	13,25	15, 40

Tableau 8.12 : sollicitation des poutres secondaire de rive (accélogramme)

3.2.2-poutre intermédiaire :

niveau	Mt	Ma	Mst	Msa
RDC	11, 89	27	8,68	19, 56
1	13,26	29,27	9,60	21,37
2	13,99	29,34	10,20	21,32
3	15,09	32,83	11,05	24,50
4	17,43	23, 28	12,70	17

Tableau 8.13 : sollicitation des poutres secondaire de rive (accélogramme)

❖ Résultat de la comparaison :

La période après la disposition des murs voile $T = 0,35s$

La période reste constante dans les trois méthodes

D’après les résultats précédents on remarque que

$V_{spectrale} = 90\% V_{accélogramme} = 90\% V_{statique}$

Chapitre IX:

Etude des éléments structuraux

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

9.1-introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

9.2-ferraillage des poteaux :

❖ Combinaison d'action :

Les combinaisons du RPA99V2003 :

G+Q+1,2E

0,8G+E

Les combinaisons du BAEL91 :

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

❖ Vérification spécifique sous sollicitation normales :

Avant de calculer le ferraillage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c_{28}}} \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{article 7 - 2 RPA99 version 2003 .}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B : Section de poteau.

f_{c₂₈} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Poteaux	Nd(KN)	B (cm ²)	Fc ₂₈ (MPA)	v≤0,3	observation
RDC	1115	(40×40)	25	0,278	C.V
1 ^{er} étage	892	(35×35)	25	0,291	C.V
2 ^{ème} étage	669	(30×30)	25	0,297	C.V
3 ^{ème} étage	446	(30×30)	25	0,198	C.V
4 ^{ème} étage	223	(30×30)	25	0,099	C.V

Tableau 9-1 : vérification des poteaux sous sollicitation normales

❖ Vérification spécifique sous sollicitation tangente :

$$\tau_{bu} = \rho d \cdot f_{c28} \dots \dots \dots \text{article 7 - 3 RPA99 version 2003}$$

$$\rho d = 0,075 \text{ si } \rho g = 5$$

$$\rho d = 0,04 \text{ dans le cas contraire}$$

$$\text{avec } \rho g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0,7l_0$$

Poteaux	l ₀	l _f	a	λg	ρd	V	τ _{bu}	τ̄ _{bu}	vérification
RDC	3,06	2,142	0,40	5,355	0,075	78,21	0,48	1,875	C.V
1 ^{er} étage	3,06	2,142	0,35	6,12	0,075	85,72	0,69	1,875	C.V
2 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,30	7,14	0,075	85,16	0,94	1,875	C.V
3 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,30	7,14	0,075	84,31	0,93	1,875	C.V
4 ^{ème} étage	3,06	2,142	0,30	7,14	0,075	74,72	0,83	1,875	C.V

Tableau 9-2 : vérification des poteaux sous sollicitation tangente

9.2.1-ferrailage longitudinale :

D’après RPA99 V 2003

Le pourcentage minimum est de 0,8%(zone II a)

Le pourcentage maximal sera 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement

Poteaux	Section (cm ²)	Amin 0,8%(cm ²)	Amax ₁ =0,4%	Amax ₂ =6%
RDC	(40×40)	12,8	64	96
1 ^{er} étage	(35×35)	9,8	49	73,5
2 ^{ème} étage	(30×30)	7,2	36	54
3 ^{ème} étage	(30×30)	7,2	36	54
4 ^{ème} étage	(30×30)	7,2	36	54

Tableau 9-3 : Ferrailage exigé par RPA

Les résultats qui trouve dans logiciel SAP2000 et remplie dans le tableau suivant :

Poteaux	Section (cm ²)	Amin 0,8%(cm ²)	Asap (cm ²)	A choisie
RDC	(40×40)	12,8	4,18	8T16
1 ^{er} étage	(35×35)	9,8	3,344	8T16
2 ^{ème} étage	(30×30)	7,2	2,49	4T16+4T14
3 ^{ème} étage	(30×30)	7,2	1,80	4T16+4T14
4 ^{ème} étage	(30×30)	7,2	1,80	4T16+4T14

Tableau 9-4: Ferrailage des poteaux

9.2.2-ferrailage transversales:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a v u}{h_1 F_e} \dots\dots\dots(\text{article 7.1 RPA})$$

Vu : effort tranchant de calcul

h1 : hauteur total de la section brute.

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

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte du fragile de rupture par effort tranchant).

ρ_a=2.5 Si l'élançement géométrique ≥5.

ρ_a=3.75 Si l'élançement géométrique <5.

Fe=400 MPA.

t : espacement des armatures transversales

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \phi_l / 3 \longrightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

- Calcul espacement :

D'après RPA99 V2003 on a :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\Phi ; 15\text{cm}) \dots\dots \text{zone II soit } St = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$t \leq 15\Phi_1 \dots\dots \text{zone IIa soit } St = 15 \text{ cm}$$

Φ_1 : Diamètre minimales des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armature transversale :

$A_t / t.b$

Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 40 + 1,2 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = 0,003 \times 10 \times 40 + 1,8 \text{ cm}^2$

Le choix 6 $\emptyset 8 = 3,02 \text{ cm}^2$

- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPA}) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e$$

$$f_e = 235 \text{ MPA}$$

$$A_t \geq 1,02 \text{ cm}^2 < 3,02 \quad \text{C.V}$$

- Détermination de la zone nodale:

$$h' = \max(h_e/6 ; b ; h ; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

9.3-ferraillage des poutres :

- ❖ Combinaison d'action :

Les combinaisons du RPA99V2003 :

G+Q+E

0,8G+E

Les combinaisons du BAEL91 :

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

a)poutre principale :

Exemple de calcul :

- ❖ Poutre de rive située au plancher 1^{ère} étage :

Section (cm ²)	Mut	Mua	Mst	Msa
30×45	48, 20	77,05	35, 03	55,93

Tableau9.5 sollicitation des poutres principale

➤ **ELU :**

- Ferrailage en travée :

$$d=0,9 \times h=0,405 \text{ m}$$

$$48,20 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48.20 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0691.$$

$$\Rightarrow \mu_u < 0,186 \Rightarrow \text{donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,09)$$

$$\Rightarrow Z = 0,390$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{48.87 \times 10^{-3}}{0,390 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 3.55 \text{ cm}^2 .$$

- Ferrailage en appui :

$$\bullet \quad \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{77.05 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,11. \Rightarrow \mu_u < 0,186 \Rightarrow \text{ASC}=0$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,382 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{77.05 \times 10^{-3}}{0,382 \times 348} = 5,79 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

En travée

$$M_t = 35.03 \text{ KN.m.}$$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 0,72$$

$$\alpha < 0,11 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

En appui

$$M_A = 77,05 \text{ kN.m.}$$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{77.05}{55.93} = 1,37$$

$$\Rightarrow \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,14 < 0,435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

a) poutre secondaire :

❖ Poutre de rive située au plancher 1^{ère} étage :

Section (cm ²)	Mut	Mua	Mst	Msa
25x40	13,57	28,02	9,87	20,49

Tableau 9.6 sollicitation des poutres secondaire

➤ ELU :

Ferraillage en travée :

$$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$M_t = 13,75, \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.75 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,024.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,186 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,031$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,031)$$

$$\Rightarrow Z = 0,35$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{13.57 \times 10^{-3}}{0,35 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1.11 \text{ cm}^2 .$$

• Ferrailage en appui :

Mt=28,01KN

$$\bullet \quad \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.01 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,05$$

$$\Rightarrow \mu_u < 0,186 \Rightarrow \text{ASC}=0$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,065$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{28.01 \times 10^{-3}}{0,35 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

En travée

M_t=9.87 KN.m.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,37$

$\alpha < 1,37$C.V

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

En appui

$M_A = 20,49 \text{ kN.m.}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{28.01}{20,49} = 1,36$

$\Rightarrow \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$

$\Rightarrow \alpha = 0,065 < 0,43$C.V

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Suivant de la même méthode on trouve le même résultat pour les poutres intermédiaire

Niveau	Section (cm ²)	Amin 0,5%(cm ²)	Asap	A choisie
RDC	travée	6,75	3,5	6T14
	appuis	6,75	5,60	6T14
1 ^{er} étage	travée	6,75	3,55	6T14
	appuis	6,75	5,79	6T14
2 ^{ème} étage	travée	6,75	3,55	6T14
	appuis	6,75	5,79	6T14
3 ^{ème} étage	travée	6,75	3,55	6T14
	appuis	6,75	5,79	6T14
4 ^{ème} étage	Travée	6,75	3,55	6T14
	appuis	6,75	5,97	6T14

Tableau9. 7 : ferrailage longitudinales des poutres principales

Niveau	Section (cm ²)	Amin 0,5%(cm ²)	Asap	A choisie
RDC	travée	6	1,09	6T14
	appuis	6	2,20	6T14
1 ^{er} étage	travée	6	1,11	6T14
	appuis	6	2,29	6T14
2 ^{ème} étage	travée	6	1,11	6T14
	appuis	6	2,29	6T14
3 ^{ème} étage	travée	6	1,11	6T14
	appuis	6	2,29	6T14
4 ^{ème} étage	Travée	6	1,11	6T14
	appuis	6	2,29	6T14

Tableau9.8 : ferrailage longitudinales des poutres secondaire

❖ Calcul les armatures transversales :

- Diamètres des armatures transversales :

$$\varnothing t \leq \min (h/35 ; b /10 ; \varnothing l)$$

on adopte $\varnothing t : 12,86 \text{ mm} \Rightarrow 2\Phi 8$

- Calcul de l'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (36 ; 40\text{cm}) \end{array} \right. \rightarrow St \leq 35 \text{ cm}$$

Zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 12\varnothing l ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$St \leq h/2 \quad St \leq 22,5\text{cm} \rightarrow St = 20\text{cm}$$

9.4-ferraillage de mur voile:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l’action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d’exploitation (Q), ainsi sous l’action des sollicitations dues aux séismes.

❖ Vérification des contraintes tangentielles :

Le calcul se fait en flexion composé d’une bande de section (0,2x1ml).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq = 0.2 f_{c28} \text{ :l'article 7.7.2 RPA 99}$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

b_0 : épaisseur de linteau ou du voile

d : hauteur utile =0 ,9.h

h : hauteur totale de la section brute.

	Vmax(MN)	τ_u (MPA)	τ_u' (MPA)	vérification
ELU	0,047	0,65	5	C.V
ELS	0,0345	0,47	5	C.V

Tableau9.9 : vérification des contraintes tangentielle

❖ Détermination des sollicitations :

➤ Combinaison d’action :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G+Q \pm 1,2 EX \\ G+Q \pm 1,2 EY \end{array} \right.$$

	F_{11}	M_{11}	F_{22}	M_{22}
ELU	163,54	36,37	103,70	6,88
G+Q+1,2EX	123	25,34	82 ,99	5,34

Tableau9.10 : sollicitation dans les voiles

❖ Détermination de ferraillage :

Le ferraillage se calcul de la même manière que les poteaux en flexion composé d’une bande de section de 0,2x1ml.

	Min RPA 0,8% (b.h)	Armature choisie	Espacement
Armature longitudinale	16	8T16	15
Armature transversales	4	4T12	15

Tableau9.11 : ferrailage de voile

Chapitre X:

Etude de fondation

ETUDE DE FONDATION

10 .1-introduction

Les fondations ; terme employé le plus souvent au pluriel pour désigner l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction, elles assurent la stabilité du bâtiment et transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en le répartissant de manière à garantir une assise parfaite, Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

10.2-Rôle principal des fondations

Les fondations ont comme rôle principale est de reprendre les charges verticales et horizontales.

10.2.1-des charges verticales

La structure porteuse d'un ouvrage supporte Différentes charges telles que :

- les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs,
- les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige.

10.2.2-Des charges horizontales (ou obliques)

Comme des charges permanentes telles que la poussée des terres, comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent

10 .3-Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ▶ Type de construction.
- ▶ Caractéristique du sol
- ▶ Charge apportées par la structure.
- ▶ Solution économique et facilité de réalisation.
- ▶ Stabilité total des bâtiments

10.4-Type des fondations

- Les fondations profondes (des pieux)
- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radié)

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.

10.4-l'étude des semelles isolées :

-En appelant a' et b' les cotes de la semelle aux cotes a et b du poteau, deux conditions à Satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centre.

- la capacité portante du sol est de **2 bars**.
- la profondeur d'encrage est 1.30 m tout en dépassant toute épaisseur de remblais éventuelle
- Ceci nous amène a envisagé le type des semelles à utiliser qui sont des semelles isolées.
- L'étude se fait sur les semelles les plus sollicitées.
- Chaque semelle est soumise à un effort normal est un moment de flexion donc elle est étudiée en flexion composée.

10.4.1/l'étude de semelle de rive

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2\text{bar} = 0,2\text{MPa}$$

$$a=b=40\text{cm}$$

on a :

$$\sigma_{fondation} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{N_{ser}}{a'.b'} \leq \sigma_{sol} \dots \dots (1)$$

$$\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow a' = b'$$

$$\frac{N_{ser}}{b'^2} \leq \sigma_{sol}$$

$$(1) \Rightarrow b' \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow b' \geq \sqrt{\frac{0,503}{0,2}} \Rightarrow b' \geq 1,7\text{m}$$

on prend $a' = b = 2\text{m}$

Donc on choisit une semelle de $(2 \times 2) \text{ m}^2$

$$d_b = \frac{b' - b}{4} \qquad d_a = \frac{a' - a}{4}$$

$$d_b = \frac{200 - 40}{4} \text{ et } h = d + 3$$

On prend $d=40 \text{ cm}$ et $h=43\text{cm}$

❖ Vérification des contraintes :

$$\frac{N_{total}}{a'.b'} \leq \sigma_{sol}$$

$N_{total} = N_{ser} + \text{poid de la semelle}$

Poids de la semelle :

$$\gamma = \frac{\rho}{v} \Rightarrow \rho = \gamma \times v \quad \gamma = 25 \text{ KN}$$

$$\rho = 25 \times a' \times b' \times h_{moy}$$

$$h_{moy} = e + \left(\frac{h - e}{2} \right)$$

$$h_{moy} = 21,5 + \left(\frac{43 - 21,5}{2} \right)$$

$$h_{moy} = 32,25 \text{ cm}$$

$$N_{total} = 503,522 + (25 \times 2 \times 2 \times 0,3225) = 536, \text{ KN}$$

$$\frac{536 \times 10^2}{200 \times 200} = 1,34 \text{ bar} < 2 \text{ bar} \Rightarrow \text{c.v}$$

❖ Le ferrailage :

$$\text{lit inferieur : } (//b') = \frac{N_{u tot} \times (b' - b)}{8d.b.\sigma_s}$$

$$\text{lit superieur : } (//a') = \frac{N_{u tot} \times (a' - a)}{8d.b.\sigma_s}$$

ELU :

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

$$N_{ut} = N_u + p_s$$

$$N_{ut} = 690,369 + (25 \times 2 \times 2 \times 0,3225) = 722,62 \text{ KN}$$

$$Ab' = Aa' = \frac{722,62(200 - 40)}{8 \times 40 \times 348 \times 100}$$

$$A_u = 10,38 \text{ cm}^2 (6T16)$$

10.4.2/l'étude de semelle intermédiaire :

$$\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow a' = b'$$

$$\frac{N_{ser}}{b'^2} \leq \sigma_{sol}$$

$$b' \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow b' \geq \sqrt{\frac{1,210}{0,2}} \Rightarrow b' \geq 2,45m$$

on prend $a' = b = 2,5m$

Donc on choisit une semelle de $(2,5 \times 2,5) \text{ m}^2$

$$d_b = \frac{b' - b}{4} \quad d_a = \frac{a' - a}{4}$$

$$d_b = \frac{250 - 40}{4} \text{ et } h = d + 3$$

On prend $d = 52,5 \text{ cm}$ et $h = 55,5 \text{ cm}$

❖ Vérification des contraintes :

$$\frac{N_{total}}{a' \cdot b'} \leq \sigma_{sol}$$

$N_{total} = N_{ser} + \text{poids de la semelle}$

Poids de la semelle :

$$\rho = 25 \times a' \times b' \times h_{moy}$$

$$h_{moy} = e + \left(\frac{h - e}{2} \right)$$

$$h_{moy} = 27,5 + \left(\frac{55,5 - 27,5}{2} \right)$$

$$h_{moy} = 41,5 \text{ cm}$$

$$N_{total} = 1210 + (25 \times 2,5 \times 2,5 \times 0,41) = 1274 \text{ KN}$$

$$\frac{1274 \times 10^2}{250 \times 250} = 2 \text{ bar} = \sigma_{sol} \Rightarrow \text{c.v}$$

❖ Le ferrailage :

ELU :

$$N_u_t = N_u + p_s$$

$$N_u_t = 1528,513 + (25 \times 2 \times 2 \times 0,41) = 1593,35 \text{ KN}$$

$$A_b' = A_a' = \frac{1593,53(250 - 40)}{8 \times 52,5 \times 348 \times 100}$$

$$A_u = 22,89 \text{ cm}^2 (8T20)$$

Conclusion

-La réalisation de cette étude m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

-D'après l'étude que nous avons fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

-Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, m'a été très bénéfique que ce soit dans l'aspect scientifique et technique ou dans l'aspect informatique puisque l'utilisation des outils informatiques (SAP, Auto CAD) reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

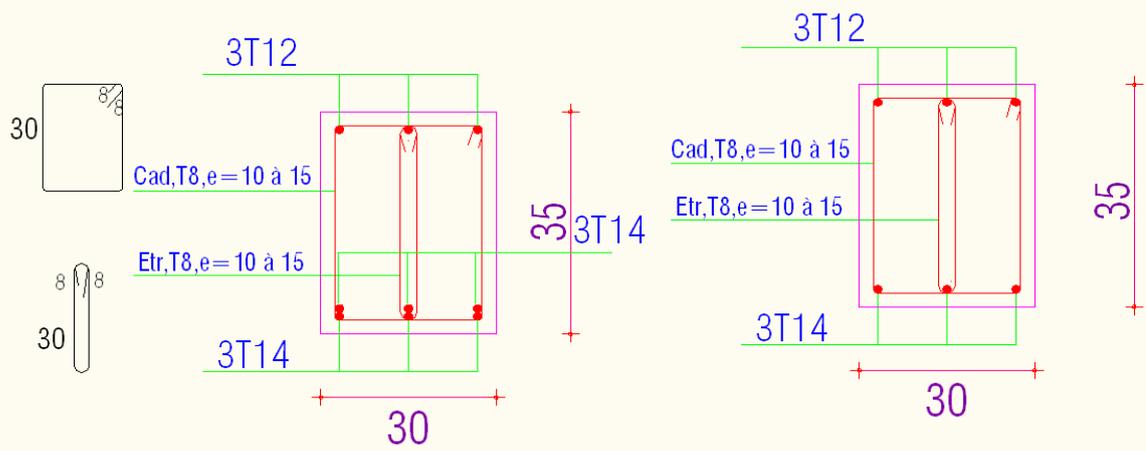
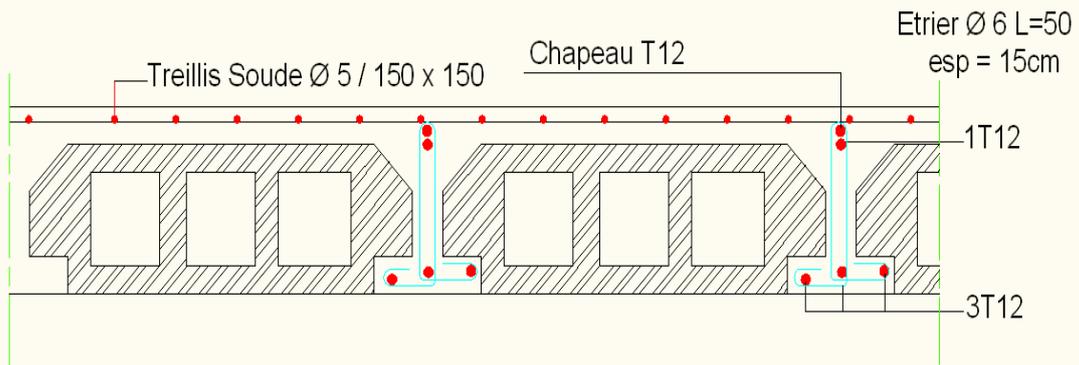
Bibliographie

- ❖ Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES,2000).
- ❖ Document technique réglementaire DTR B C 2 48
- ❖ règles parasismique algériennes R.P.A 99 V 2003
- ❖ CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- ❖ D.T.R charge permanentes et charge des d'exploitation
- ❖ PFE hachem radhwane 2013/2014
- ❖ PFE Brahim Ahmat Idriss/Mehiaoui Sidi Mohamed 2013/2014

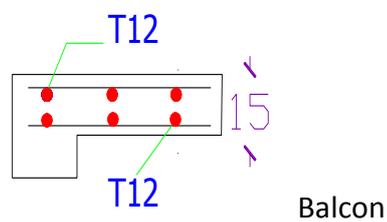
Logiciel :

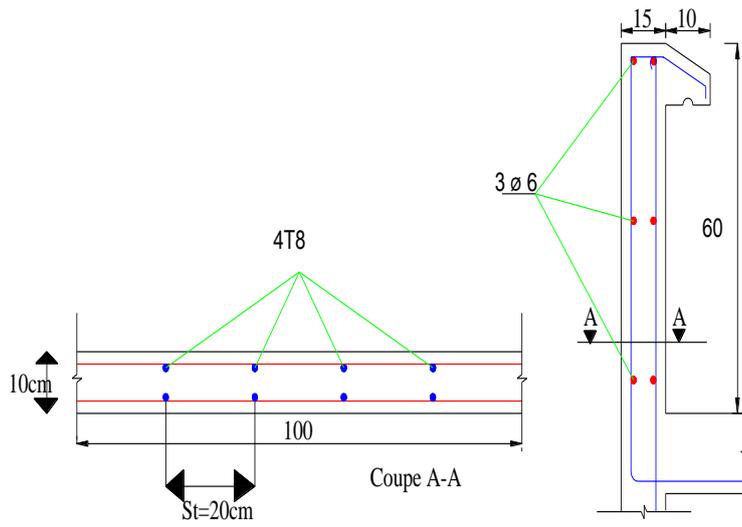
- ❖ AUTOCAD 2010.....Dessin
- ❖ SAP 2000V 14.....calcul

ANNEXE

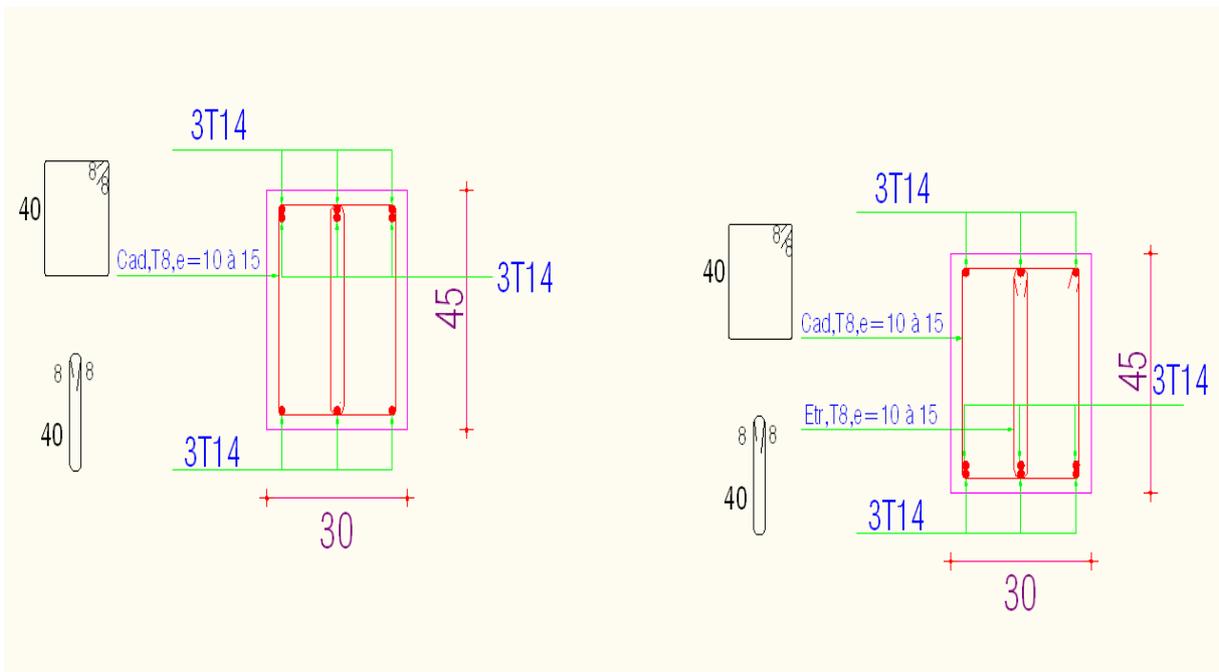


Poutre palière

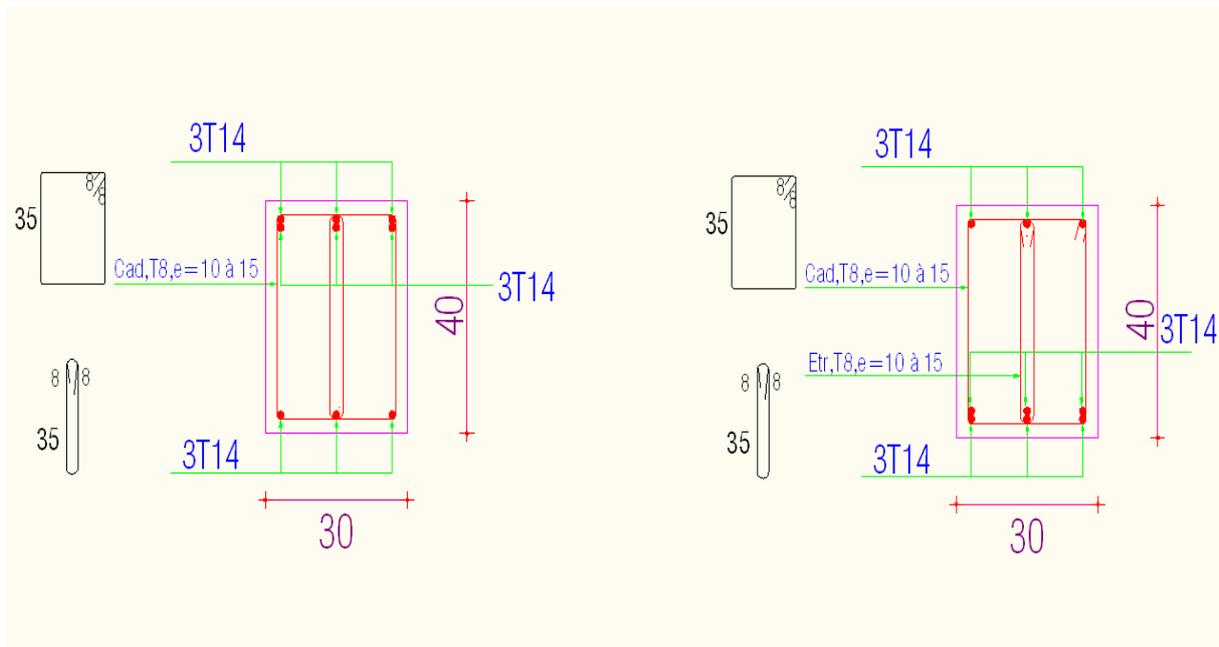




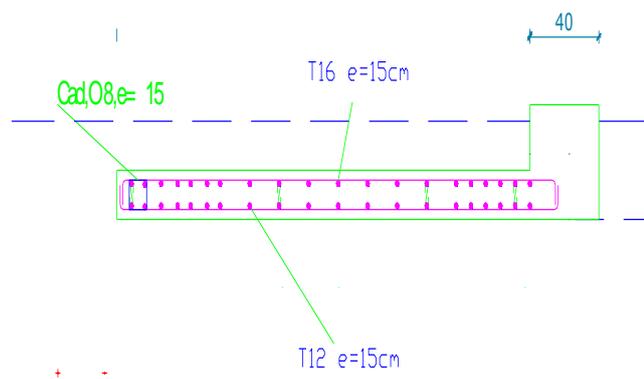
Acrotère



Poutre principale



Poutre secondaire



Voile