

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

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

Université de RELIZANE
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département: Génie civil et travaux publics



جامعة غليزان
RELIZANE UNIVERSITY

MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER EN GENIE CIVI :
OPTION Structure

Intitulé

Etude d'un bâtiment en béton armé
à multi usage d'habitation en R+5

Présenté par:

Mr : Ikhelef Noureddine

Mlle : Safa Aouda

Devant les membres de jury :

Président :Mr Sekkal Mohamed

Maître de conférence (A)A (U. Relizane)

Encadreur :Mr : Zine Abdallah

Maître de conférence (A) A (U. Relizane)

Examineur : Mr Safer Omar

Maître de conférence (A) A (U. Relizane)

Examineur : Mr Chemmam mohamed

Maître de conférences (A) A (U. Relizane)

Année universitaire :2024/2025

Remerciements

*Nous remercions DIEU qui nous a donné la force
et la patience pour terminer ce travail.*

Nous exprimons nos sincères remerciements :

- *A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.*
- *A notre encadreur Mr ZINE pour son aide et ses conseils avisés tout au long de cette année*
- *A tous les professeurs du département de Génie Civile.*

Dédicaces

Je dédie ce travail à ma famille qui m'a encouragée et soutenu durant mes études particulièrement :

- *Ma chère mère qui par son amour et sa
générosité guide mes joies et le bonnet
humeur.*
- *Mes enfants Rahaf et Ishak et ma femme*
- *la famille : Ikhelef*

Ikhelef Noureddine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé
durant toute ma vie.*

Mes frères et mes sœurs et à toute la famille

Safa Aouda

SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicaces	
Introduction	
Chapitre I : Introduction	
I-1- Présentation de projet	01
I-2- Caractéristiques de la structure	01
I-3-Règlement de calcul	01
I-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux	01
Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments structuraux	
II-1- Pré dimensionnement des poutres	08
II-2-Pré dimensionnement des planchers	09
II.3- Pré dimensionnement des voiles	11
II-4 -Pré dimensionnement les escaliers	13
II-5-Pré dimensionnement les balcons	14
II-6 -Pré dimensionnement l'acrotère	14
II-7 Pré dimensionnement des poteaux	15
Chapitre III : étude des planchers	
III-1 – Introduction	25
III-2 – Type des planchers	26
III-3– Choix de type de plancher	27
III-4- Les types des poutrelles	28
III-5- Ferrailage de la dalle de compression	33
Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux	
IV.1- l'acrotère	35
IV.2-les escaliers	41
IV.3-étude du Balcon	57

Chapitre V : Etude sismique	
V-1- Objectifs de l'étude sismique	62
V-2- Choix de la méthode de calcul	62
V-3- Méthode Statique Equivalente.	63
V-4- Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente:	64
V-5- La Méthode Dynamique Spectrale	70
V-6- Modélisation de la structure	70
V-7-Justification vis à vis de l'effet $P \Delta$	73
V-8-Vérification au renversement	74
V-9 -Vérification de L'excentricité accidentelle	75
V-10- Vérification spécifique sous sollicitations normales	76
Chapitre VI : étude des éléments structuraux	
VI-1- Introduction	78
VI-2- Le ferrailage des poutres	78
VI-3- Ferrailages les poteaux	88
VI-4-Ferrailage Des Voiles	97
Chapitre VII : étude des fondations	
VII -1- Introduction	106
VII -2- Différents fonctions des fondations	106
VII -3-Facteurs de choix du type de fondation	106
VII -4-Risques à criarde:	107
VII.5- Choix du type de fondations	107
VII.6- Vérification des semelles isolées	107
VII.7- Vérification des semelles filantes	108
VII.8-Vérification du radier général	108
VII-9-Pré dimensionnement	108
Conclusion	
Références Bibliographiques	

LISTES DES PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES

A : coefficient d'accélération de zone Aa : section d'armature en appui
Al : section d'armature longitudinale
Amin : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
Aser : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
Au : section d'armature d'état limite ultime de résistance
Ax : section d'armature du sens x-x
Ay : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
Eij : module de déformation longitudinale instantanée
Eiv : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence I : moment d'inertie
If : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
Ml : masse linéaire
Mser : moment fléchissant d'état limite de service
Mt : moment fléchissant de travée
Mu : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
Mw : moment fléchissant de la gauche
Mx : moment fléchissant du sens x-x
My : moment fléchissant du sens y-y
M0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
M1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
M2 : coefficient de Pigeaud
M2-2 : moment suivant le sens 2-2
M3-3 : moment suivant le sens 3-3
N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section
Npp : effort normal dû au poids des poutres principales
Nps : effort normal dû au poids des poutres secondaires
Nser : effort normal d'état limite de service
Nu : effort normal d'état limite ultime de résistance
P : poids propre ; périmètre
Pr : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
Sr : surface du radier **T** : effort tranchant
Tx : période fondamentale dans le sens x-x
Ty : période fondamentale dans le sens y-y
Uc : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
Wp : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b0 : largeur de la nervure **b1** : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement **ea** : excentricité additionnelle **f** : flèche
fc : contrainte caractéristique du béton à la compression **fe** : limite élastique d'acier
ft : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
hc : hauteur du corps creux
hd : hauteur de la dalle **he** : hauteur libre
hmoy : hauteur moyenne
ht : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h1 : hauteur du poteau
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
lf : longueur de flambement
lx : la petite dimension du panneau de la dalle
ly : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l0 : longueur libre
qb : charge linéaire induite par les marches **qeq** : charge linéaire équivalente
ql : charge linéaire
qser : charge linéaire d'état limite de service
qu : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
qP : charge linéaire du palier
s : espacement
t : espacement ; période
x : abscisse
y : ordonnée
y1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ζ : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 \emptyset : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommation
 Φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Liste des figures

CHAPITRE I INTRODUCTION	
Figure I.1: Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELUR.	02
Figure I.2 : Diagramme de déformations-contraintes de l'acier	04
Figure I.3 vue en plan niveaux étage courant de la structure	05
Figure I.4 vue en plan de toiture de la structure	06
Figure I.5 vue en plan de la façade principale de la structure	06
Figure I.6 Coupe A-A de la structure	07
CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments structuraux	
Figure II.1 : section d'une poutre	08
Figure II.2 : Coupe transversale du plancher à corps creux	10
Figure II.3-a: coupe de voile en élévation	11
Figure II.3-b: coupe de voile en plan	12
Figure II.4: schéma statique équivalent d l'escalier	13
Figure II.5: schéma statique du l'acrotère	14
Figure II.6: la section réduit du poteau	15
Figure II.7 : les charges verticales agissant sur le poteau	16
Figure II.8: la section du poteau	16
CHAPITRE III étude des planchers	
Figure III.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux	27
Figure III.2: dimensions des poutrelles	27
Figure III.3 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 1	29
Figure III. 4: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 1	29
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la poutrelle	31
Figure III.6 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	33
CHAPITRE IV Etude des éléments non structuraux	
Figure IV.1: schéma statique de l'acrotère	36
Figure IV.2: Schéma du ferrailage de l'acrotère	40
Figure IV.3: Schéma d'un escalier	41

Figure IV.4: Schéma statique de l'escalier	41
Figure IV.5: Schéma statique de l'escalier	44
Figure IV.6: diagrammes des sollicitations ELU	45
Figure IV.7: diagrammes des moments	46
Figure IV.8 diagrammes des sollicitations ELS	47
Figure IV.9: diagrammes des moments retenus	48
Figure IV.10 Coupé de poutre palière	56
Figure.IV.11 - vue en plan de balcon $e_p = 15\text{cm}$	57
CHAPITRE V étude sismique	
Figure V.1: modélisation de la structure	70
CHAPITRE VI étude des éléments structuraux	
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poutres	87
Figure VI.2 : Crochet des barres horizontales	86
Figure VI.3: Schéma de ferrailage des poteaux	87
Figure VI.4 : Schéma de Voile N° 01	91
Figure VI.5 Schéma de ferrailage de voile 01	93
Figure VI.6 Schéma de Voile N° 02	94
Figure VI.7 Schéma de ferrailage de voile 02	96
CHAPITRE VII étude des fondations	
Figure VII.1 : Schéma des efforts normaux sur les poteaux-	98
Figure VII.2 : Schéma de La contrainte σ_{xx}	100
Figure VII.3 : Schéma de La contrainte σ_{yy}	101
Figure VII.4 : schéma de moment M_{xx}	101
Figure VII.5 : schéma -As appuis direction x-	102
Figure VII.6 : -schéma- As appuis direction y-	103
Figure VII.7 : -Schéma -As travée direction x-	103
Figure VII.8 : - 8-plan coffrage et ferrailage d radier la nappe inferieur	104
Figure VII.9 : -plan coffrage et ferrailage d radier la nappe supérieure	105
Figure VII.10: Les Plans de Coffrage et Ferrailage du Radier	105

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Introduction	
CHAPITRE II : pré-dimensionnement des éléments structuraux	
Tableau II-1 : les dimensions des poutres	09
Tableau II.-2 : les charges permanentes G et des charges d'exploitation Q	19
Tableau II-3 : la loi de dégression	20
Tableau II-4 : dimensions du poteau prise en compte	24
CHAPITRE III : étude des plancher	
Tableau III.1 : Charges supporté par Les poutrelles.	28
Tableau III-2 : Différents efforts pour l' ELU	30
Tableau III-3 :Différents efforts pour l' ELS	30
Tableau III-4-Ferraillage des poutrelles de tous les étages	31
CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux	
Tableau IV.1: descente de charge (volée)	42
Tableau IV.2 : descente de charge de palier	42
Tableau IV.3 : effort tranchant et moment fléchissant (ELUR)	46
Tableau IV.4: effort tranchant et moment fléchissant(ELS)	66
CHAPITRE V : étude sismique	
Tableau V.1 : Catégorie du site	65
Tableau V.2 : Valeurs du coefficient d'amortissement	66
Tableau V.3 : Type de remplissage	67
Tableau V.4 Valeurs des pénalités Pq	68
Tableau V.5 les modes CQC	71
Tableau V.6- Les périodes et Les facteurs de participation massique	72
Tableau V.7: Déplacement relatif X	72
Tableau V.8: Déplacement relatif Y	73
Tableau V.9 : l'effet P Δ / Vérifiée selon X	74

Tableau V.10 : l'effet P Δ / Vérifiée selon Y	74
Tableau V.11- Vérification spécifique sous sollicitations normales	77
CHAPITRE VI : étude des éléments structuraux	
Tableau VI.1: Données de calcul de ferrailage des poutres	78
Tableau VI.2: Ferrailages des poutres transversales	80
Tableau VI.3 : Ferrailages des poutres longitudinales	85
Tableau VI.4: Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau.	81
CHAPITRE VII : étude des fondations	
Tableau VII.1: Résumé des résultats du ferrailage.	133

Chapitre I

Introduction

I. INTRODUCTION

I-1) Présentation du projet :

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé, qui constitué d'un rez-de-chaussée commerciale et d'une habitation dans les cinq étages. Notre projet sera implanté dans la wilaya de **RELIZANE**, à **Commune Relizane**, faisant partie de la zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage **2** (ouvrage courant d'importance moyenne).

I-2) Caractéristiques de la structure :

Le bâtiment comporte:

- ✓ Un rez-de chaussé de hauteur égale à **3.06 m** (habitation + commerciale)
- ✓ Cinq étages de hauteur égale à **3.06 m** de chaque étage
- ✓ La largeur en plan **19.90 m**
- ✓ La longueur en plan **28.80 m**.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **18.36 m**.

I-3) Règlement de calcul :

Les calculs de ce projet sont effectués conformément aux règles de BAEL91 et aux règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003)

Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (zone **IIa**).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- ✓ Le site est considéré comme ferme (**S2**).
- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1.2$ bars.

I-4) caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes aux règles techniques de conception, et de calcul des structures en béton armé.

a) Le béton :

a-1) : Dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA425

- 350kg de ciment CPA425.
- 400 L de sable.
- 800 L de gravier.
- 175 L d'eau.

a-2) Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}). pour un béton courant dosé à 350kg/m^3 on a $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$.

a-3) Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton l'âge (j) jours est conventionnellement défini par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1\text{Mpa}$$

b) Contraintes limites :**b-1) E.L.U.R :****➤ Diagramme parabole rectangle**

On utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole rectangulaire)

ce diagramme représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement ($\sigma_{bc} - \varepsilon_{bc}$)

$$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : $\theta = 1$ en général.

$\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants.

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

- Pour $\gamma_b = 1,5$ et $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$
- Pour $\gamma_b = 1,15$ et $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 18,48\text{Mpa}$

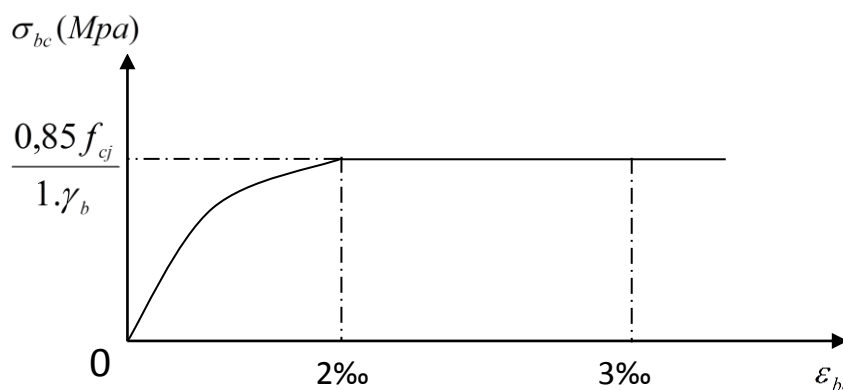


Fig. I-1: Diagramme contraintes- déformation du béton l'E.L.U.R

➤ **diagramme rectangulaire :**

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser donc les calculs le diagramme simplifié équivalent de forme rectangulaire.

➤ **La contrainte ultime de cisaillement :**

Pour des armatures transversales droites :

- En fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\}$
- En fissuration peu nuisible: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$

b-2) E.L.S

- La contrainte admissible du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa$

c) Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour les charges instantanées (durée d'application inférieure à 24h)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000(25)^{1/3} = 32164,2MPa$$

- Pour les charges de longue durée d'application

d) Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et a $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

$$E_{vj} = 3700 \left(f_{cj} \right)^{1/3} = 10818,87Mpa$$

e) B) Acier :

➤ **type d'aciers utilisés :**

on utilise 3 type d'aciers :

- 1^{eme} type : aciers à haut adhérence (HA), de nuance $f_e E400$ et dont la limite élastique est :

$$f_e = 400Mpa \text{ (pour les armatures longitudinales).}$$

- 2^{eme} type : Ronds lisses (RL), de nuance $f_e E235$ et dont la limite élastique est :

$f_e=235\text{Mpa}$ (pour les armatures transversales).

- 3^{ème} type : Treillis soudée (TS).

➤ **Diagramme contraintes -déformations pour L'E.L.U.R.**

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \quad \text{Si : } \varepsilon_s < \varepsilon_{sl} \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\text{Si : } \varepsilon_{sl} \leq \varepsilon_s' < 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,15$ pour les cas courants.

$\gamma_b = 1,15$ pour les cas accidentels.

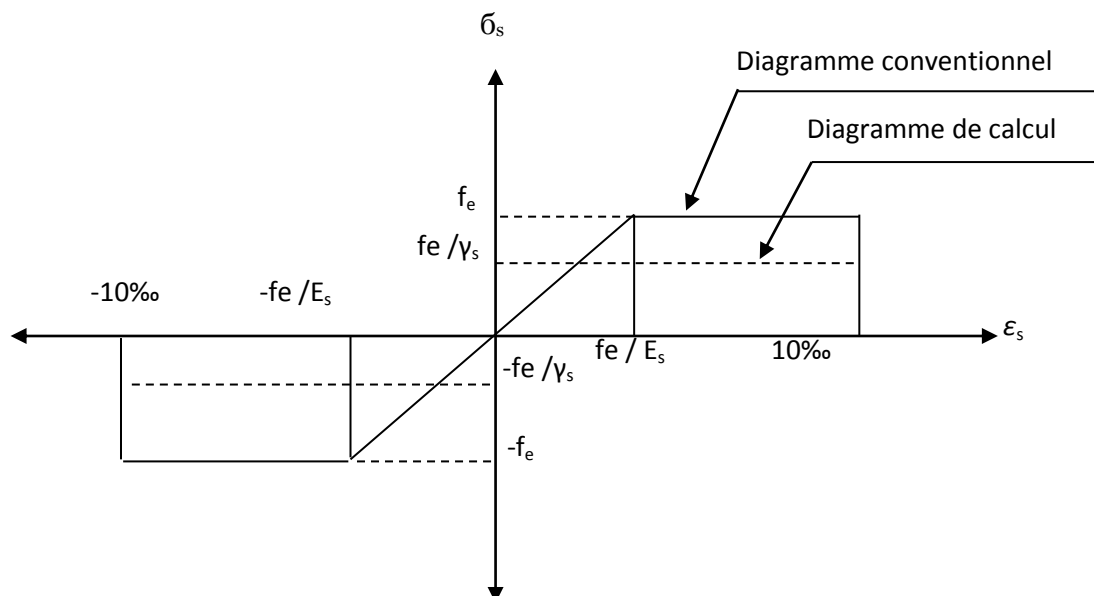


Fig. I-2 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier

➤ **Contraintes limites (E.L.S) :**

- Fissuration peu nuisible pas limitation de la contrainte.
- Fissuration préjudiciable :

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

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

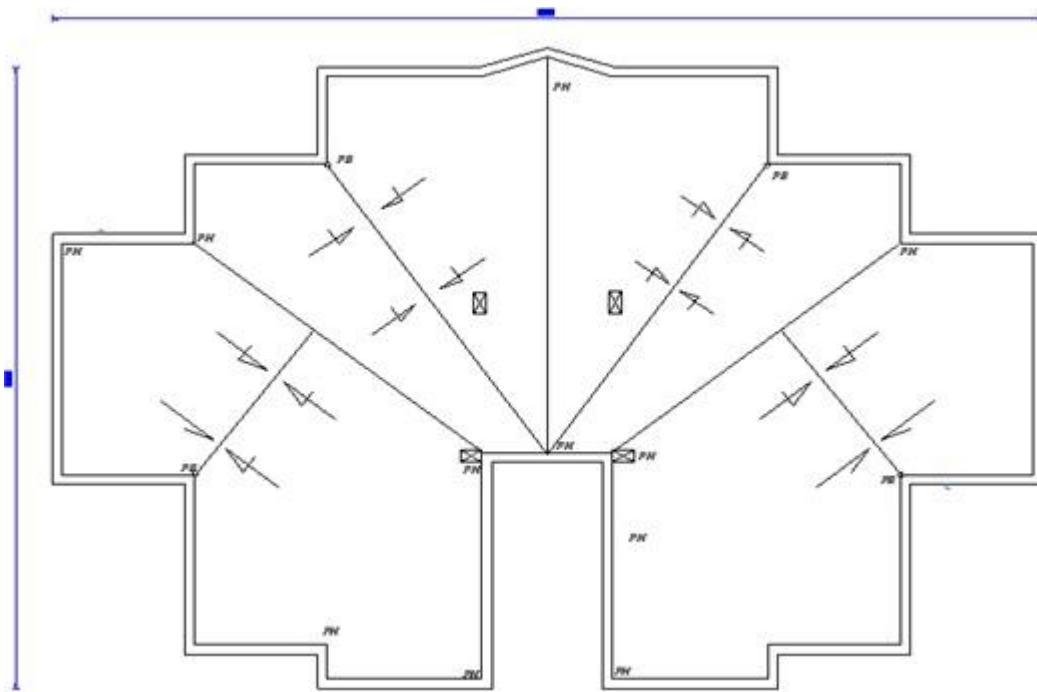


Figure I-3: vue en plan de toiture de la structure



Figure I-5 :vue en plan de la façade principale de la structure

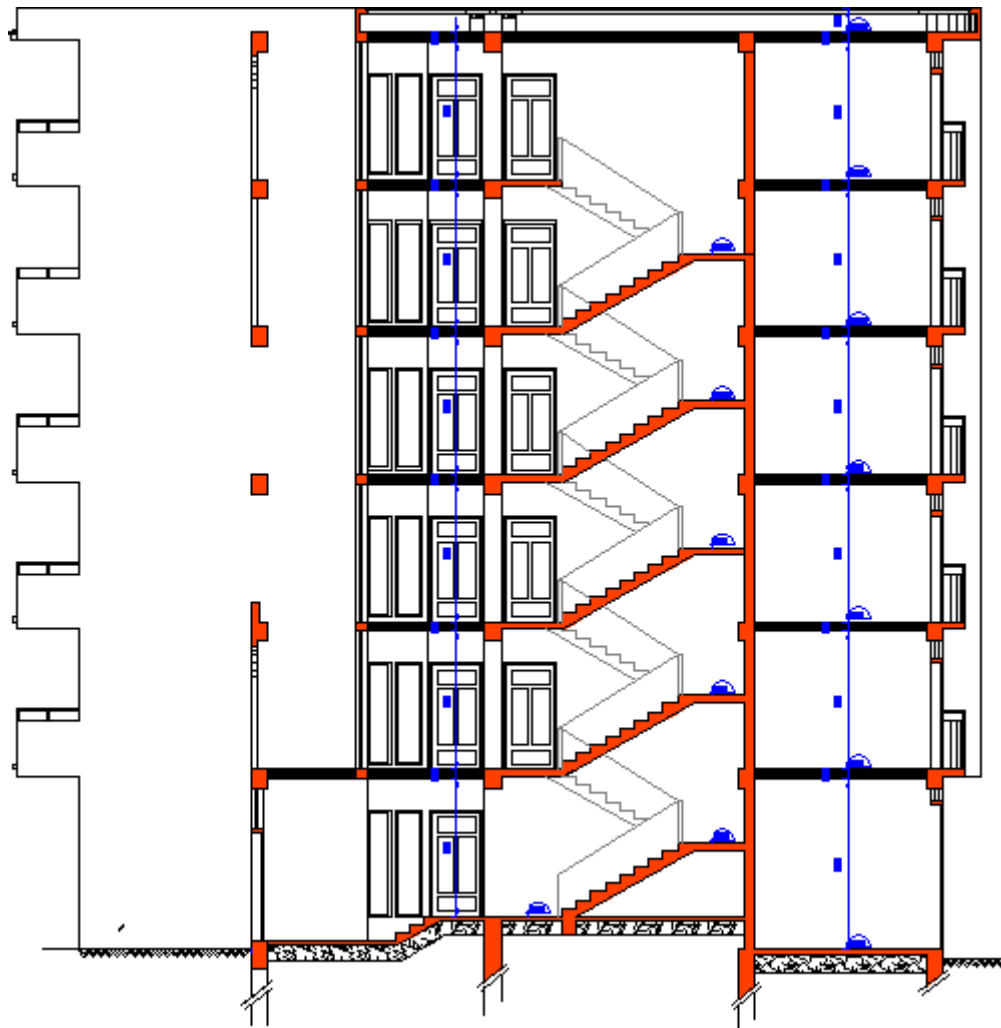


Figure I-6 :Coupe A-A de la structure

Chapitre II

*pré-dimensionnement des
éléments structuraux*

II) Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Le pré dimensionnement des éléments de la structure doit respecter les règles de **RPA99 version 2003** et les différentes règles de **CBA93** ainsi que règles **BAEL91**.

II-1 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers. Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par [BAEL91] et vérifiées par la suite selon le [RPA99.v.2003] d'après le BAEL :

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ [Formulaire du CBA P257]}$$

Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 7.5.1 du RPA 99 V 2003.

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4$$

$$0.4 \cdot h < b < 0.8 \cdot h \quad \text{selon BAEL}$$

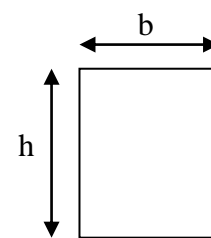


Fig.II.1. Section d'une poutre.

Avec : L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h / b	Section adoptée (cm ²)
Poutres principales (PP)	525	35	52.5	45	30	1.5	30x45
Poutres secondaires (Ps)	475	31.6	47.5	40	30	1.33	30x40

Tableau II.1. Les dimensions des poutres

d-1) Poutres principales (PP) 30*45

- **Vérification selon les conditions du R.P.A:**

$b \geq 20\text{cm}$	$b = 30\text{cm}$	OK
$h \geq 30\text{cm}$	$h = 45\text{cm}$	OK
$h / b \leq 4$	$h/b = 45/30 = 1.5 \leq 4$	OK

d-2) Poutres secondaires(Ps) 30*40

- **Vérification selon les conditions du R.P.A:**

$b \geq 20\text{cm}$	$b = 30\text{cm}$	OK
$h \geq 30\text{cm}$	$h = 40\text{cm}$	OK
$h / b \leq 4$	$h/b = 40/30 = 1.33 \leq 4$	OK

II-2 Pré dimensionnement des Planchers :

Les planchers constituent un des éléments de la structure les plus importants, ils offrent une surface plane sur laquelle il est possible de circuler ou d'entreposer des marchandises et sous laquelle il est possible de s'abriter des intempéries.

Dans ce projet, nous avons un seul type de plancher .C'est un plancher à corps creux

a) Plancher a corps creux :

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher, on utilise la condition de flèche (rigidité)

suivante :

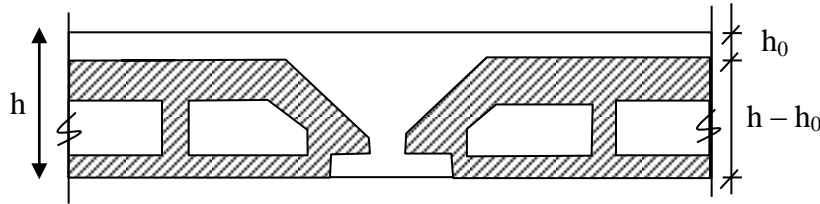


Fig. II.2 Coupe transversale du plancher a corps creux

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \quad \text{Ou : } h = L/22,5 \quad \text{B.A.E.L 91}$$

Avec : h : L'épaisseur totale du plancher.

L : plus grande portée entre nus d'appuis des secondaires.

$$L = 4,40 \Rightarrow 17.6 \leq h \leq 22 \text{ cm}$$

On prend $h = 20\text{cm} = (16 + 4)$ cm avec 16 l'épaisseur du corps creux et 4 cm l'épaisseur de la dalle de compression.

b) Dimensionnement des poutrelles :

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en T

$$b_1 = \min \left(\frac{b - b_0}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right)$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{portée de la nervure entre nus des poutres principales} \\ L_0 : \text{distance entre axes des nervures} \end{cases}$

$$b_1 = \min \left(\frac{60 - 12}{2} ; \frac{467.5}{10} \right) = 24 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + 12 = 60\text{cm}$$

Soit la largeur de la nervure $b = 60\text{cm}$ (dimension normalisée).

II-3 Pré dimensionnement les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement

D'après le **RPA 99/V2003 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**) « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité au extrémités comme indique la figure (**1.b**)

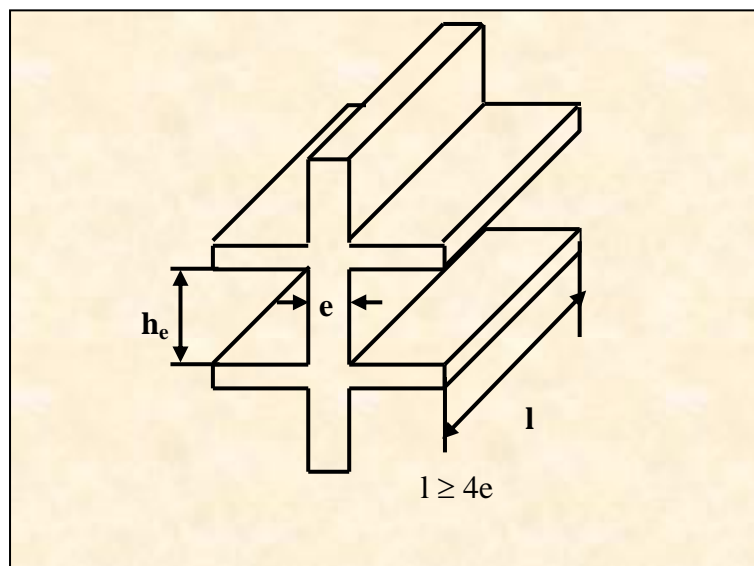


fig. II-3-a « Coupe de voile en élévation »

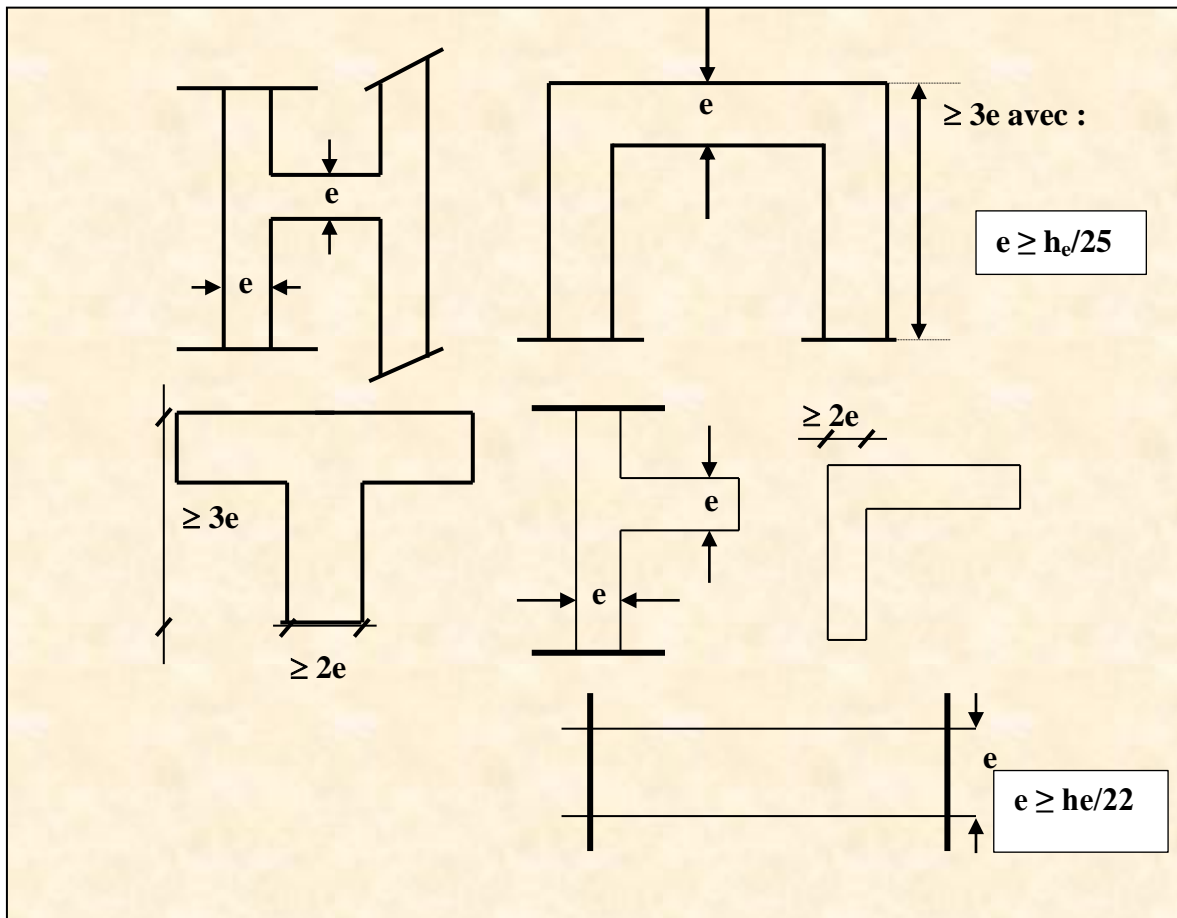


fig. II-3-b : « Coupe de voile en plan »

a) Voile de contreventement :

$$e \geq \text{Max} (h_e/25; h_e/22 ; h_e/20)$$

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$e \geq (10.64 ; 12.09 ; 13.3) \text{ cm}$$

On adopte Alors :

$$e = 20 \text{ cm}$$

b) Voile périphérique :

$$e > h_e/25 \quad h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$e \geq 10.64 \text{ cm}$$

On adopte Alors :

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

II-4 Pré dimensionnement les escaliers :**a) Calcul de nombre des marches :**

Tous les étages

$$H=306\text{cm}$$

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm, on prend } \mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1) \cdot g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow \mathbf{g = 30\text{cm.}}$$

D'après la formule de Blondel, on a : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm.}$

$$2 \times 17+30 = 64 \text{ cm et que } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha = 29,54^{\circ}$$

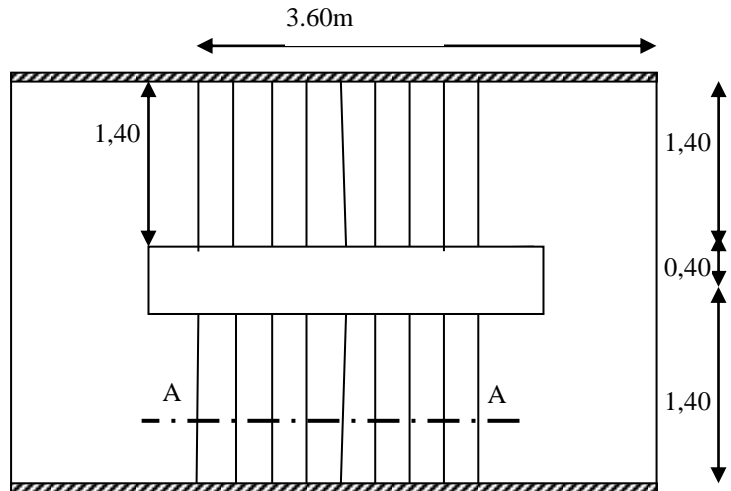


fig II-4: Schéma statique équivalent de l'escalier

b) Epaisseur de la paillasse et de palier :

d-1) Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{300}{\cos \alpha} = 344,83 \text{ cm.}$$

$$11,49 \leq e_p \leq 17,24 \text{ on prend } e_p = 15$$

d-2) Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{15}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$$

On adopte $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$

II-5 Pré dimensionnement les Balcon :

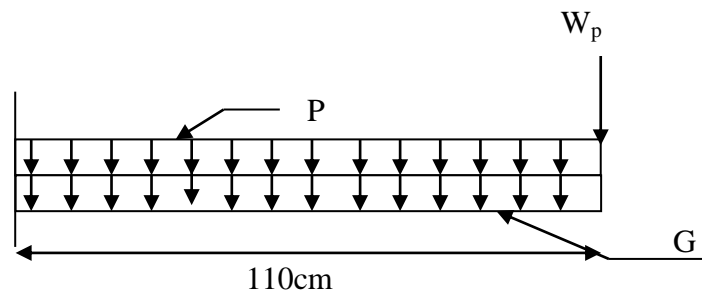
L'épaisseur de balcon

$$e_p = \frac{l}{10} \quad \text{Avec } l=110\text{cm}$$

$$e_p = 11\text{cm}$$

On prend :

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



II-6 Pré dimensionnement l'acrotère :

Le calcul se fait pour 1m de largeur

Le poids propre de l'acrotère $G = \rho * S$

ρ : Le poids volumique du béton = 25kN/m³

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.07 + 0.1) * 0.12 / 2$$

$$S = 0.0702\text{m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.0702 * 2500 = 175.5\text{kg/ml}$$

$$G_{\text{TOTAL}} = 175.5 \text{ KN/ml}$$

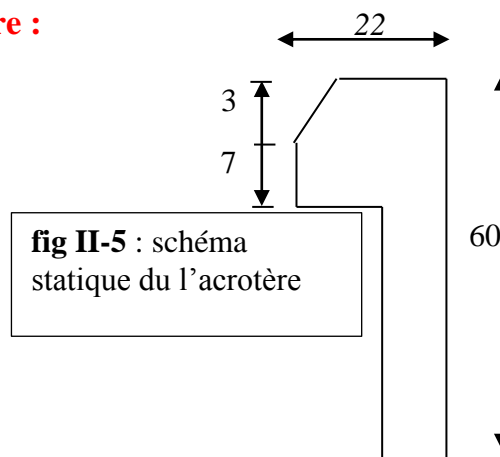


fig II-5 : schéma statique du l'acrotère

II-7 Pré dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance et critère de stabilité et vérifier les conditions du RPA99 ainsi que la condition de flambement.

a) . Critère de résistance : [BAEL 91/B.8.4.1]

Soit : N_u : effort normal ultime agissant sur le poteau

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (I)$$

Avec : A : section d'armatures à mettre en place ;

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

$$Br = (a - 2) (b - 2) \rightarrow \text{pour une section rectangulaire (voir Fig.II.6)}$$

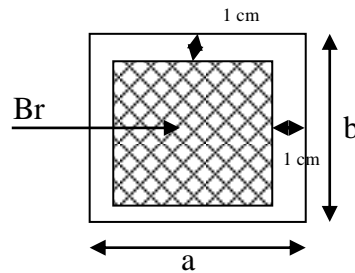


Fig. II.6. La section réduite du poteau.

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

α : Coefficient déduit de l'élanement mécanique λ .

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$

Donc :

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,71$$

Remarque :

La valeur de α doit être divisée par un coefficient égal à :

- ✓ 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours ;
- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours ;

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours. $\Phi=1$

A partir la relation (I), on déduit que :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend $\frac{A}{Br} = 1 \%$

$$\Rightarrow Br \geq \frac{Nu \text{ [KN]}}{0,71 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{1}{100} \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]}$$

Donc : $\rightarrow Br \geq 0,64 Nu$

$Nu \text{ [KN] , } Br \text{ [cm}^2\text{]}$

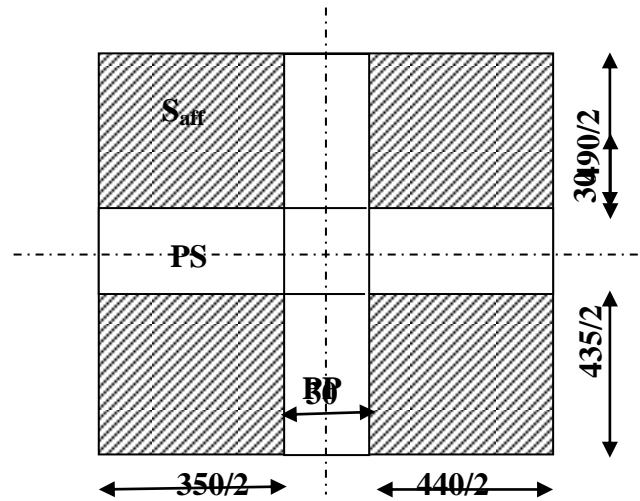


Fig. II.7. Les charges verticales agissant sur le poteau.

b) Conditions de RPA99 : [RPA99 V 2003/7.4.1]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Pour une section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b , a) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b , a) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{a} < 4 \end{array} \right.$$

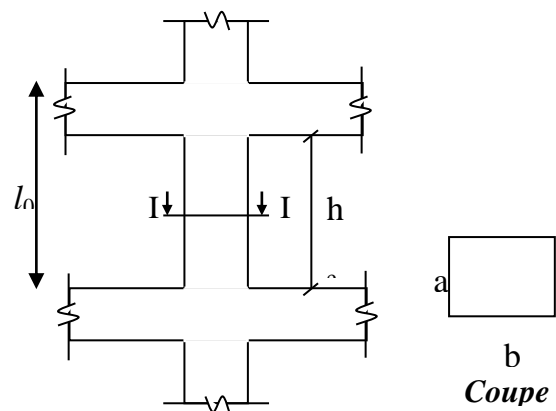


Fig II.8. La section du poteau.

Nous adoptons pour des poteaux carrés ($a=b$)

c) Critère de flambement :

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Avec :

λ : Élancement ;

l_f : longueur de flambement ;

$$l_f = 0,7 l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration de la section de plan de flambement ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B: Aire de la section du béton seul ;

I : moment d'inertie. $I = \frac{a^4}{12} \rightarrow$ Pour une section carré

On a 2 types des coffrages :

- ✓ **Type 1** : RDC jusqu'au la 2^{ème} étage
- ✓ **Type 2**: du l'étage 3^{ème} jusqu'à la terrasse

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

La surface afférente est donnée par : **S=4.625*3.95=18.26 m²**

d) Descente des charges :**d-1) Introduction :****➤ Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitations ou surcharges.

➤ Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

➤ Les charges d'exploitations :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

d-2) Descente de charges :**➤ Plancher terrasse inaccessible :**

1- protection en gravillons roulés (5cm)	—————→	0,8 KN/m ²
2- Étanchéité multicouche (2cm)	—————→	0,12 KN/m ²
3- forme de pente en béton léger (14cm)	—————→	2,8 KN/m ²
4- Isolation thermique en polystyrène (4cm)	—————→	0,16 KN/m ²
5- plancher à corps creux +dalle de compression (16 +4)	—————→	2,80 KN/m ²
6- Enduit en plâtre (2m)	—————→	0,20 KN/m ²

Charge permanente

$$G_T = 6,88 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation

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

➤ plancher RDC et étage courant :

1- revêtement en carrelage (2cm)	—————→	0,44 KN/m ²
2- Mortier de pose (2cm)	—————→	0,40 KN/m ²
3- Sable fin pour mortier (2cm)	—————→	0,36 KN/m ²
4- Plancher à corps creux (16+4)	—————→	2,80 KN/m ²
5- cloison légère (10 cm)	—————→	1.0 KN/m ²
6- enduit en plâtre (2cm)	—————→	0,20 KN/m ²

Charge permanente $G_e = 5,20 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q_e = 1,5 \text{ KN/m}^2$

➤ Voile :

1- Poids du voile (20cm)	—————→	5 KN/m ²
2- Enduit en plâtre (2cm)	—————→	0,20 KN/m ²
3- Enduit en ciment (2cm)	—————→	0,36 KN/m ²

Charge permanente $G_v = 5,56 \text{ KN/m}^2$

➤ Maçonnerie (mur double paroi (10+5+10)) :

1- Parois extérieure, brique creuse (10cm)	—————→	1.20 KN/m ²
2- Parois intérieure, brique creuse (10cm)	—————→	1.20 KN/m ²
3- Enduit de plâtre (2cm)	—————→	0,20 KN/m ²
4- Enduit de ciment (2cm)	—————→	0,36 KN/m ²

Charge permanente $G_m = 2,96 \text{ KN/m}^2$

Les résultats sont illustrés sur le tableau :

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6,88	1
RDC et 1^{er} jusqu'a 5^{eme} étage	5,20	1,5
voile	5,56	/
Maçonnerie	2,96	/

Tableau II.2. Charges permanentes et charges d'exploitations.

Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou terrasse couvrant le bâtiment $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ les charges d'exploitation respectives des planches des étages 1,2,3.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul d'appui les charges d'exploitation suivantes

DRR BC 22 charges permanentes et charges d'exploitation

Niveau	La loi de dégression	Charge d'exploitation	La charge (KN/m ²)	S ₀	N _Q (KN)
Terrasse	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1	1	18,26	18,26
4 ^{eme} étage	$Nq_1=q_0+q_1$	1,5	2,5	18,26	45,65
3 ^{eme} étage	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	1,5	3,85	18,26	70,301
2 ^{eme} étage	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	1,5	5,05	18,26	92,213
1 ^{eme} étage	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	1,5	6,1	18,26	111,386
RDC	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	1,5	7	18,26	127,82
TOTAL N_Q					127.82 KN

Tableau. II.3- La loi de dégression

e) Pré dimensionnement des poteaux de type 01:

➤ **Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux NU**

Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

On calcule les efforts de compression agissant sur les poteaux dus aux charges permanentes suivant le R.P.A 99 (version 2003)

étage	Nombre	G Charge permanente (kn/m ²)	S (m ²)/V(m ³) (surface)/volume	N _G (KN) Charge cumule
plancher terrasse	1	6,88	4,625*3,95	125,69
plancher (RDC +étage courant)	5	5,2	4,625*3,95	474,99
Poutre principale (PP)	6	25	0,3*0,45*4,625	93,66
Poutre secondaire (PS)	6	25	0,3*0,4*3,95	71,10
Poteaux	6	25	0,40*0,40*3,06	73,44
voile	6	5,56	2,45*2,61	213,32
maçonnerie en brique ep 25	6	2,96	3,9*2,66	184,24
TOTAL N_G				1 236,44 KN

D'où: $NU=1,35N_G+1,5N_Q$

$$NU=1,35 \times 1236,44 + 1,5 \times 127,82 = 1860,92 \text{ KN}$$

Selon le **CBA 93** on doit majorer l'effort normal de compression ultime ultime N_u de 10% pour tenir en compte la continuité des portiques

$$N_u^* = N_u \cdot 1,10 \longrightarrow N_u^* = 1860,92 \cdot 1,10$$

$$N_u^* = 2047,01 \text{ KN}$$

➤ **Critère de résistance :**

On a $Br \geq 0,64 Nu$

$$B_{r, \text{calculé}} \geq 1310,086 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a-2)^2 \Rightarrow a = 39,01 \text{ cm}$$

$$B_{r, \text{adapte}} = (40-2) \cdot (40-2) = 1444 \text{ cm}^2 > B_{r, \text{calculé}} = 1310,086 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

On adopte un poteau de dimensions **(40x 40) cm²**

➤ **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min (b, a) = 40 \geq 25 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_c / 20 = 266 / 20 = 13.3 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\ 1/4 < b / h = 1 < 4 & \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification au flambement :**

On a : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

$l_f = 0,7 l_0$ avec : $l_0 = 3,06 \Rightarrow l_f = 2,142 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} I = a^4 / 12 = 0,4^4 / 12 = 0,00213 \text{ m}^4 \\ B = a^2 = 0,40 \times 0,40 = 0,16 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow i = \sqrt{(0,00213 / 0,16)} = 0,1153$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,1153} = 18,57 \longrightarrow 18,57 \leq 35 \quad \text{condition vérifiée.}$$

f) Pré dimensionnement des poteaux de type 02:

✓ Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux NU

étage	Nombre	G Charge permanente (kn/m2)	S (m2)/V(m3) (surface)/volume	N_G (KN) Charge cumule
plancher terrasse	1	6,88	4,625*3,95	125,69
3eme +4eme	2	5,2	4,625*3,95	190,00
Poutre principale (PP)	3	25	0,3*0,45*4,625	46,83
Poutre secondaire (PS)	3	25	0,3*0,4*3,95	35,55
Poteaux	3	25	0,35*0,35*3,06	28,11
voile	3	5,56	2,45*2,61	106,66
maçonnerie en brique ep 25	3	2,96	3,9*2,66	92,12
total				624,96KN

Niveau	La loi de dégression	Charge d'exploitation	La charge (KN/m ²)	S ₀	N _Q (KN)
Terrasse	$N_{q0}=1\text{KN/m}^2$	1	1	18,26	18,26
4 ^{eme} étage	$N_{q1}=q_0+q_1$	1,5	2,5	18,26	45,65
3 ^{eme} étage	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	1,5	3,85	18,26	70,301
TOTAL N_Q					70.301 KN

D'où: $NU=1,35N_G+1,5N_Q$

$$NU= 1,35 \times 624,96 + 1,5 \times 70.301 = 949.15 \text{ KN}$$

Selon le **CBA 93** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% pour tenir en compte la continuité des portiques

$$N_u^* = N_u \cdot 1.15 \quad \longrightarrow \quad N_u^* = 949.15 \cdot 1.10$$

$$N_u^* = 1\,044.06 \text{ KN}$$

➤ **critère de résistance :**

On a $B_r \geq 0,64 Nu$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_{r, \text{calculé}} \geq 668.2 \text{ cm}^2 \\ B_r = (a-2)^2 \quad \Rightarrow \quad a=27.84 \text{ cm} \\ B_{r, \text{adapte}} = (35-2) \cdot (35-2) = 1089 \text{ cm}^2 > B_{r, \text{calculé}} = 668.2 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{array} \right.$$

On adopte un poteau de dimensions **(35x 35) cm²**

➤ **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(b, a) = 35 \geq 25 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\ \min(b, h) \geq h_e / 20 = 266 / 20 = 13.3 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\ 1/4 < b/h = 1 < 4 & \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification au flambement :**

On a : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

$l_f = 0,7 l_0$ avec : $l_0 = 3,06 \Rightarrow l_f = 2,142 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} I = a^4 / 12 = 0.35^4 / 12 = 0,00125 \text{ m}^4 \\ B = a^2 = 0,35 \times 0,35 = 0,1225 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow i = \sqrt{(0.00125 / 0.1225)} = 0.1010$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.1010} = 21.20 \rightarrow 21.20 \leq 35 \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Niveau	Section de poteau (cm ²)
RDC ~ 2eme étage	40x40
3eme étage ~ terrasse	35x35

Tableau. II.4. Dimensions des poteaux prises en compte

Chapitre III

étude des planchers

III. -Etude des Planchers

III-1) Introduction :

Les planchers ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe trois types.

a) Rappel sur la méthode forfaitaire:

Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les **méthodes classiques** de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des **méthodes approchées** dites forfaitaires que l'on va présenter.

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq (2G; 5KN/m^2)$.

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25

C4 → La fissuration est non préjudiciable

Principe de la méthode : elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment (M_0) dans la travée dite de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

Etapes à suivre :

Soit $\alpha \geq \frac{Q}{G+Q}$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

- M_0 , la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;
- M_w , les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t moment maximale en travée dans la travée considérée.

Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

- Moment en travée :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq [\max((1 + 0,3\alpha); 1,05)] M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow \text{Dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

- M_g : Le moment en appuis de gauche
- M_d : Le moment en appuis de droite.

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

- 1) $0,6M_0 \rightarrow$ poutre à 2 travées.
- 2) $0,5M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- 3) $0,4M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

b) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $P = 150 \text{ daN} / \text{m}^2 \leq \min(2 \times 520; 500) \text{ daN} / \text{m}^2 = 500 \text{ daN} / \text{m}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées \longrightarrow Condition vérifiée.
- Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,55}{4,75} = 0,74 \leq 0,8 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,75}{3,55} = 1,33 \geq 1,25$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

c) Conclusion :

Les 04 conditions sont vérifiées pour le type suivant \Rightarrow On peut utiliser la méthode forfaitaire.

III-2) Type des planchers :

Les planchers en béton armé peuvent être:

- des dalles réalisées entièrement sur place: dalle pleine, dalle à nervures, dalle à corps creux etc, nécessitant la construction d'un coffrage.
- des dalles préfabriquées : dont les éléments préfabriqués constituent en quelque sorte le coffrage.
- des dalles entièrement préfabriquées : qui libérées d'usine, constituent l'élément porteur complet.
-

III-3) Choix de type de plancher :

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages courants dont les raisons sont :

- nature des charges appliquées : absence de charges concentrées importantes.
- il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- bonne isolation thermique et acoustique.
- exécution simple et rapide.

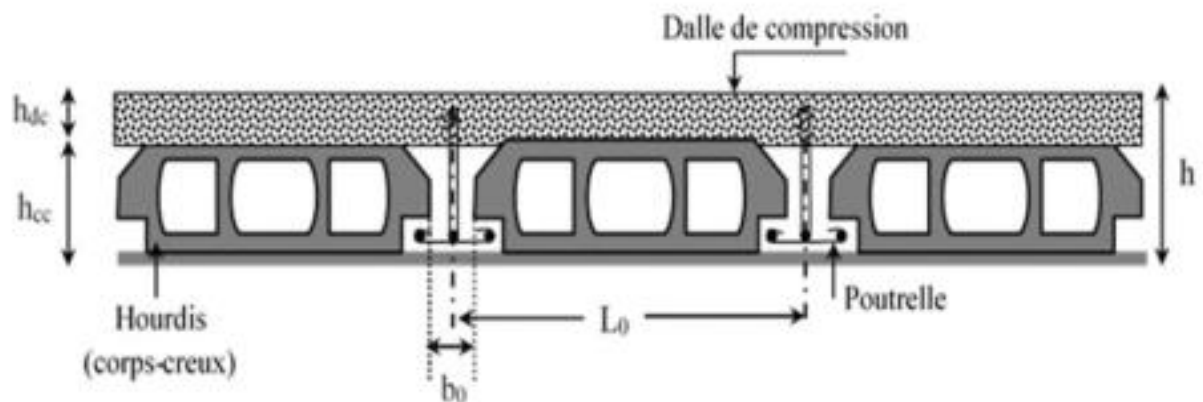


Fig. III- 1 : coupe transversales d'un plancher à corps creux

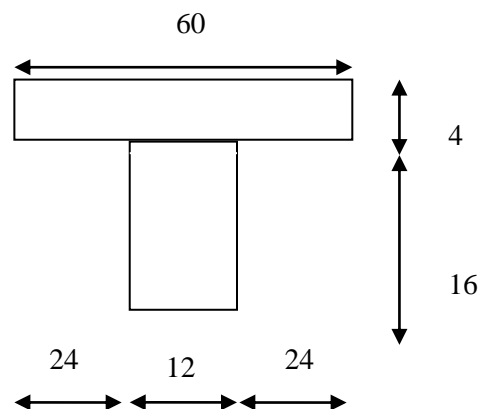
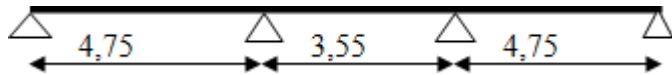
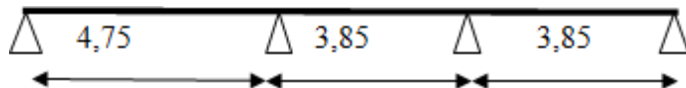
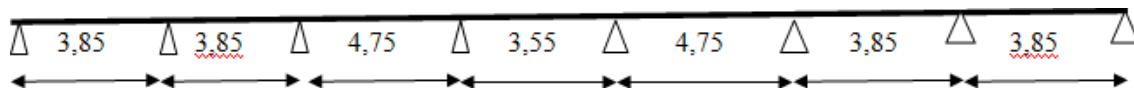
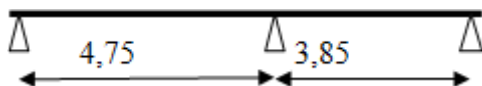
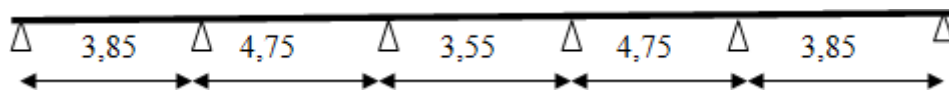


Fig. III-2: section d'une poutrelle

III-4) Les types des poutrelles:**Type 1 :****Type 2 :****Type 3 :****Type 4 :****Type 5 :**

Niveau	G(kn/m ²)	Q(kn/m ²)	b (m)	ELU (kn/ml) (1.35G+1.5Q).b	ELS(kn/ml) (G+Q).b
Terrasse	6,88	1	0,60	6,47	4,72
courant	5,20	1,5	0,60	5.56	4.02

Tableau III-1:Charges supporté par Les poutrelles.

L'utilisation de logiciel Robot :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

a) E.L.S :

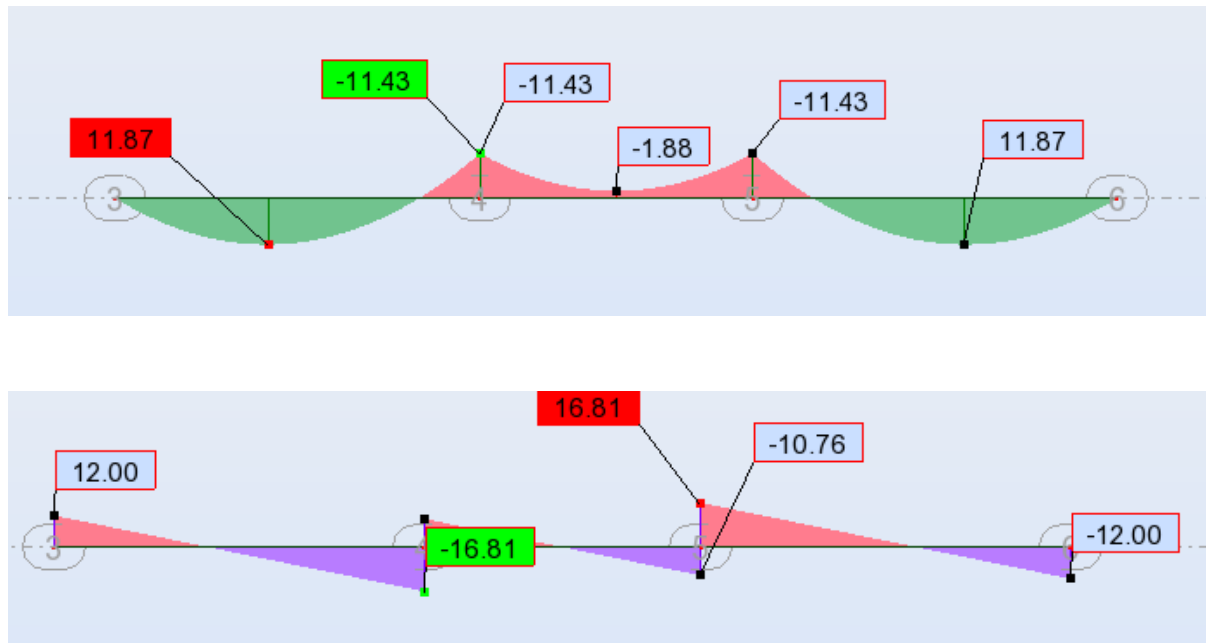


Figure III-3:diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 1

b) E.L.S :

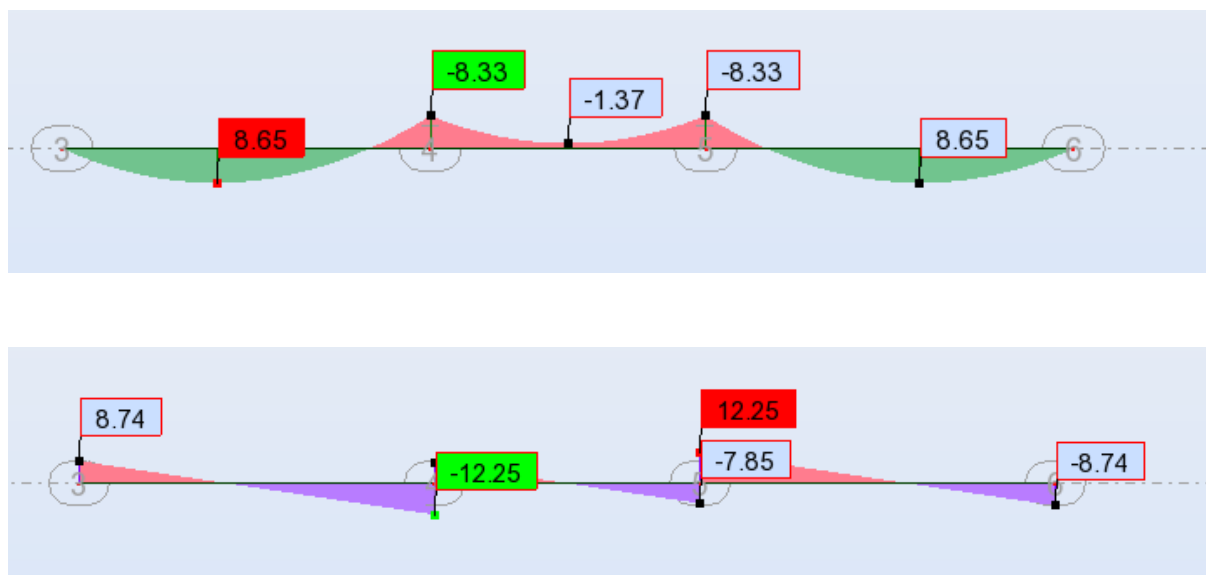


Figure III-4:diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 1

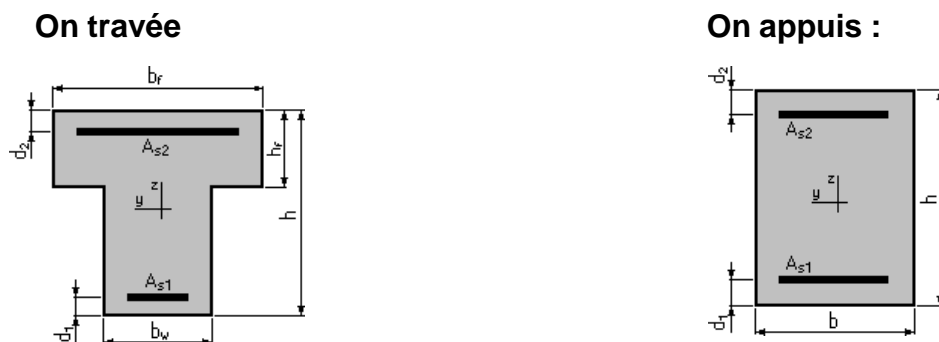
Représentation des résultats de calcul:

plancher	type	M appuis (kn.m)	M travée (kn.m)	T(kn)
Terrasse	1	11,43	11,87	16,81
	2	12,67	11,35	17,07
	3	10,02	7,56	14,60
	4	14,68	10,63	17,45
	5	12,11	6,81	15,15
Étage courant	1	11,72	12,17	17,24
	2	13	11,65	17,51
	3	10,28	7,76	14,98
	4	14,85	10,90	17,90
	5	12,42	6,98	15,54

Tableau III-2 Différents efforts pour l' ELU

Plancher	type	M appuis(kn.m)	M travée(kn.m)	T(kn)
Terrasse	1	8,33	8,65	12,25
	2	9,24	8,28	12,44
	3	7,30	5,51	10,64
	4	10,55	7,75	12,72
	5	8,83	4,96	11,04
Étage courant	1	8,48	8,80	12,47
	2	9,40	8,43	12,67
	3	7,43	5,61	10,84
	4	10,74	7,89	12,95
	5	8,99	5,05	11,24

Tableau III-3 Différents efforts pour l' ELS



$b_f = 60,0$ (cm)

$b = 12,0$ cm

$b_w = 12,0$ (cm)

$h = 20,0$ cm

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = d_2 = 2,0$ (cm)

$h_f = 4,0$ (cm)

$d_1 = d_2 = 2,0$ (cm)

plancher	type	AS appuis (cm ²)	AS travée (cm ²)	On appuis Adopte	On travée adopte
Terrasse	1	2,1	1,9	3HA12	2HA10
	2	2,3	1,8		
	3	1,8	1,2		
	4	2,8	1,7		
	5	2,2	1,1		
Etage courant	1	2,1	2	3HA12	2HA10
	2	2,4	1,9		
	3	1,8	1,3		
	4	2,8	1,8		
	5	2,3	1,1		

Tableau III-4-Ferrailage des poutrelles de tous les étages

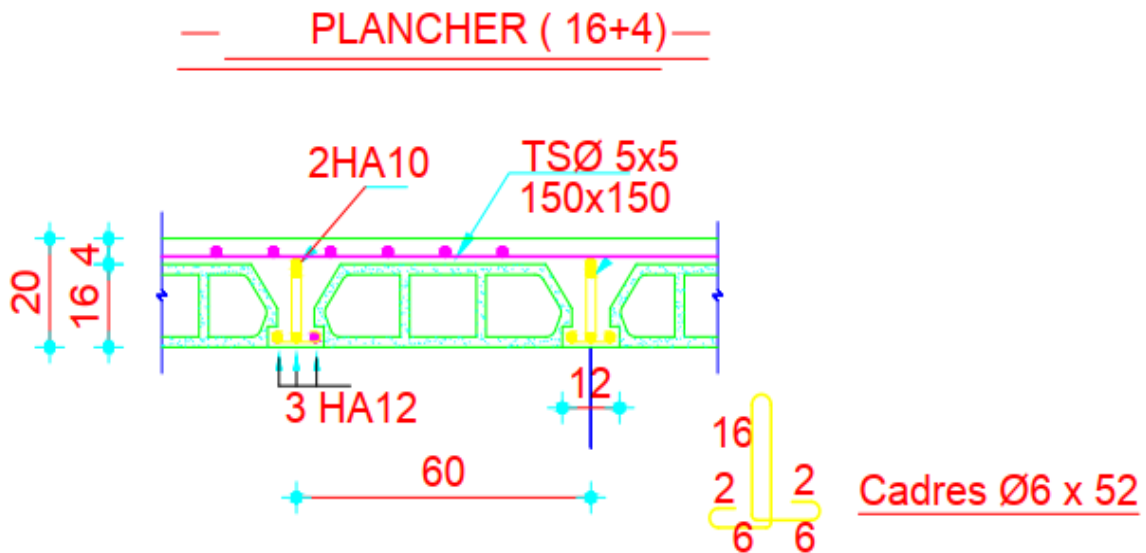
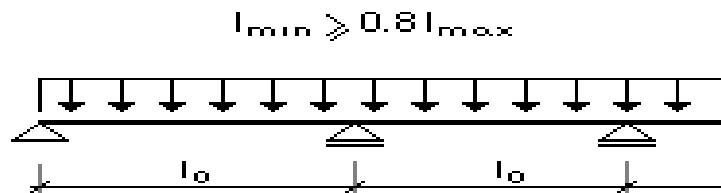


Figure III-5 :Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III-5-Schéma de ferrailage de la poutrelle

c) Flèche de la poutre due à la flexion simple :

Schéma statique



travée intermédiaire $l_0 = 4,8$ (m)

d) Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 0,60$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 6,23$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 10,02$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 4,98$	(kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 2,4$ (cm²)

$A_{s2} = 1,6$ (cm²)

e) Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 6,6$ (mm) < $f_{adm} = l_0 / 500,00 = 9,6$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 6,4$	0,52	158,2
$f_{gi} = 3,7$	0,52	158,2
$f_{pi} = 6,6$	0,60	201,6
$f_{ji} = 2,6$	0,44	126,6

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 22786,1$ (cm⁴)

$\lambda_i = 4,46$

F_{gv} : flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

F_{gi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

F_{pi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

F_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Δ_f : flèche nuisible

f_{adm} : flèche admissible

III-5) Ferrailage de la dalle de compression:

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépassé :

- **20cm (5 par mètre)** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- **33cm (3 par mètre)** pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \text{ avec } (L_1 \text{ en cm})$$

$$L_1 \leq 50 \text{ CM} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

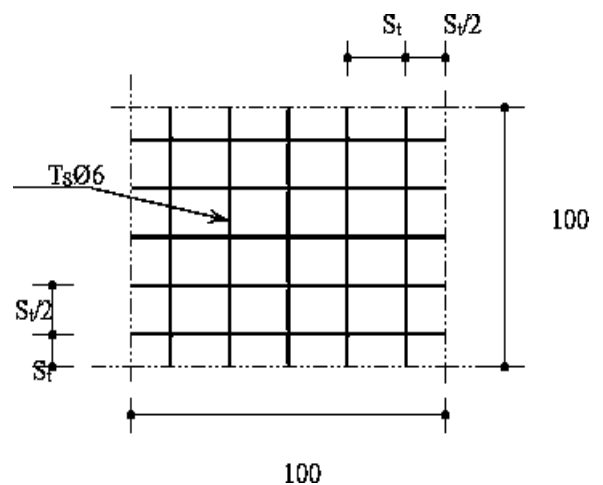


Figure III-6: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

$$A_2 = A_1 / 2 \quad F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{On a:} \quad L_1 = 60 \text{ cm} \quad A_1 = 4 * \frac{60}{400} = 0.60 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Soit } \Rightarrow A_1 = 5HA6 \quad \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,325 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_2 = 5HA6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

Chapitre IV

Etude des

éléments non structuraux

Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments:

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlement du **B.A.E.L** en respectant le Règlement Parasismique Algérien **RPA99/version 2003**.

IV.1 Acrotère

Pour assurer la sécurité des personnes, il est essentiel de prévoir un acrotère pour les terrasses. L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera donc calculé en considérant la fissuration comme préjudiciable.

Il est considéré comme encastré dans le plancher terrasse et sera donc calculé comme un consol encastrée à sa base et sollicité en flexion composée.

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire et une épaisseur de 10cm.

IV.2.1 Calcul des sollicitations :

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$F = \max (F_p, F_q)$ avec

$F_p = 4AC_pW_p$ (RPA 99version 2003)

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100\text{kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

La hauteur $h = 60\text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10\text{ cm}$

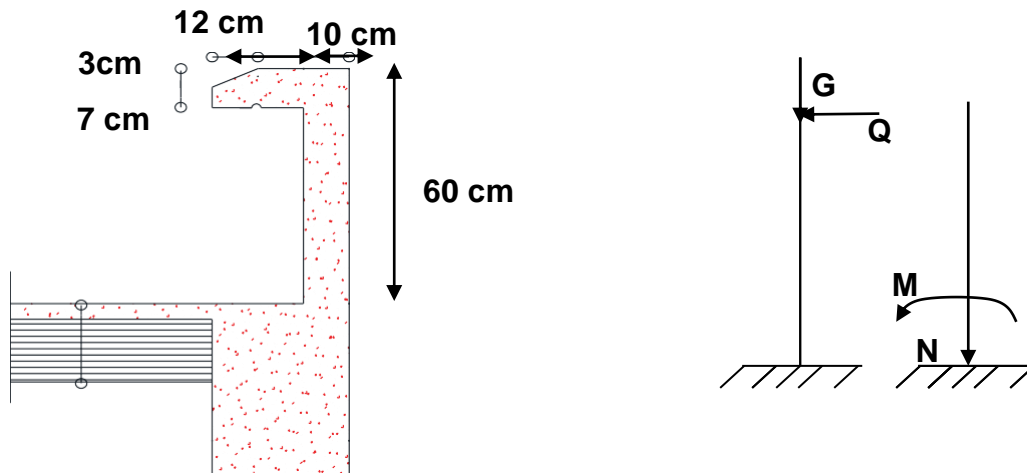


Figure IV-1: Schéma de l'acrotère.

IV.2.2 Surcharge :

D'après la formule donnée par le RPA99.

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

Avec :

A : coefficient d'accélération obtenu dans le tableau 1 du RPA99. **$A = 0.2$** (Zone IIa)

C_p facteur de force horizontale donnée par le tableau 5 du RPA99. **$C_p = 0.8$**

W_p : poids de l'élément

$$S = (0,1 \cdot 0,6) + ((0,1 + 0,07) \cdot 0,12) / 2$$

$$S = 0.0702 \text{ m}^2$$

$$G = 2500 \cdot 0.0702$$

$$G = 175.5 \text{ daN/m}$$

Alors :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot G$$

$$F_p = 4 \cdot 0.2 \cdot 0.8 \cdot 175.5$$

$$F_p = 112.32 \text{ daN}$$

$$Q = \max(100 ; 112.32) \longrightarrow Q = 112.32 \text{ kg/ml.}$$

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ kN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 175.5 = 236.9 \text{ daN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ daN.m}$$

$$N_{ser} = G = 175.5 \text{ daN}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 100 \times 0,6 = 60 \text{ daN.m}$$

a) Enrobage :

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; C = C' = 2 \text{ cm}; \quad d = (h - c) = 8 \text{ cm.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\text{L'excentricité: } eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{90}{236,9} = 0,38 \text{ m}$$

$$h/2 - C = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm} < 38 \text{ cm}$$

On a une section partiellement comprimée (l'effort normal N se trouve à l'extérieur de la section de l'acrotère). Le calcul sera même en flexion simple avec un moment fictive « Ma » avec une largeur de 1m:

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

b) Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,369 \left(0,38 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,08 - 0,02)2,369 - 0,97 = -0,827 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,798 \text{ KN.m}$$

$$-0,827 \text{ KN.m} < 24,798 \text{ KN.m}$$

Donc la section est **partiellement comprimée** et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

IV.2.3 Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times 8^2 \times 14,17 = 0,0107$$

a) Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 * 0,668 (1 - 0,4 * 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0107 \Rightarrow \mu = 0,007 < 0,186 \Rightarrow \mathbf{A' = 0}$$

$$\mu=0,0107 \quad \Rightarrow \quad \alpha=0,013 \quad \Rightarrow \quad \beta=0,995$$

On calcule:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,350 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,350 - \frac{2,369 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,282 \text{ cm}^2$$

b) Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 0,903 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,755 = 0,34 \text{ m} = 34 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{fs}; A_{fc}; A_{\min}) = 0,903 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: **$A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{HA}10$**

c) Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: **$A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T 8**

IV.2.4 Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,755(0,34 - 0,02 + 0,1/2) = 0,649 \text{ KN.m}$$

a) Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15 A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 13,55 y_1 - 108,36 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 147,84$$

$$y_1 = 1,34 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,34)^3}{3} + 15 \times 0,903(8 - 1,34)^2$$

$$I = 681 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{649}{681} \times 13,4 = 12,8 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 12,8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifié}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{649}{681} (8 - 1,34) = 95,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 95,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

e) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,08 \times 1} = 18,75 \text{ KN/m}^2 = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,01875\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

f) V\u00e9rification du ferrailage vis-\u00e0-vis au s\u00e9isme:

D'apr\u00e8s le R.P.A 99 (version 2003), les \u00e9l\u00e9ments de structure secondaires doivent \u00eatre V\u00e9rifi\u00e9s aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \quad (1)$$

A: coefficient d'acc\u00e9l\u00e9ration de zone A = 0,15

Cp: facteur de force horizontale Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrot\u00e8re Wp = 1,755 KN

Fp: force horizontale pour les \u00e9l\u00e9ments secondaires de la structure

Il faut v\u00e9rifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,842 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,842 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

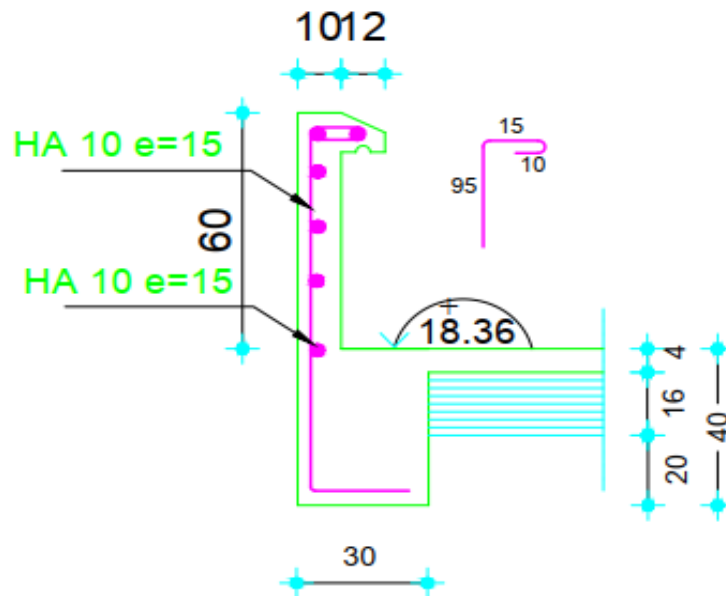


Figure IV.2 Sch\u00e9ma du ferrailage de l'acrot\u00e8re

Figure IV-2:Sch\u00e9ma du ferrailage de l'acrot\u00e8re

IV.2 Escaliers

IV.2.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

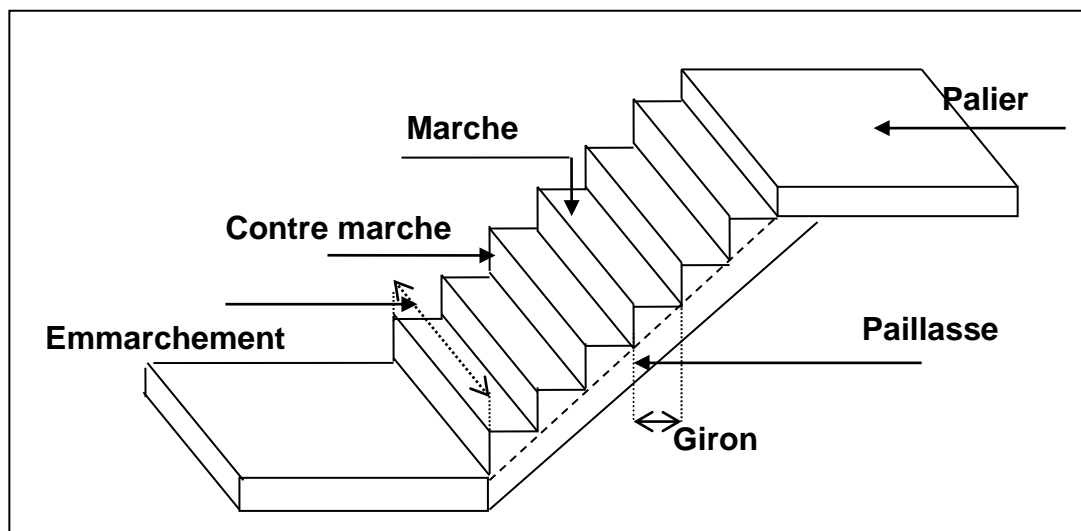


Figure IV-3 : schéma d'un escalier

IV.2.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

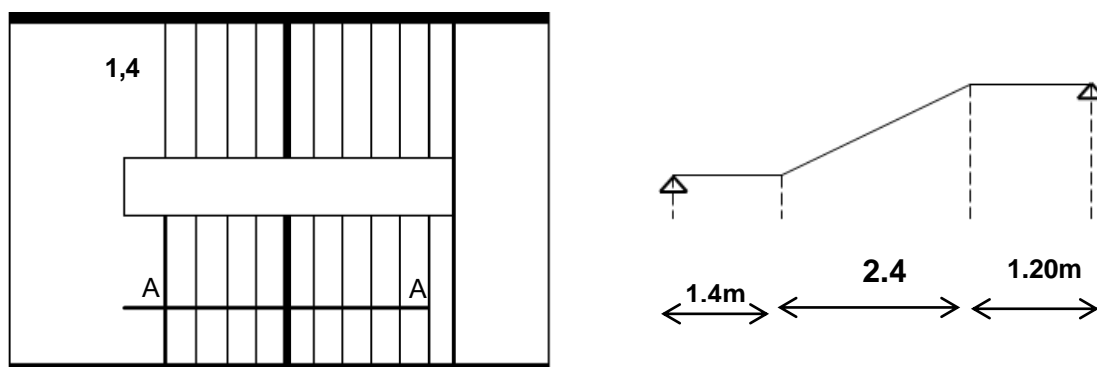


fig IV-4 : Schéma statique de l'escalier

IV.2.3 Descente de charge :**a) Volée :**

Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,12	25,00	3,44
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre ep/cos α	0,02	10,00	0,26

Tableau IV.1 Descente de charge (volée)

-charge permanente : **G=7,06 KN/m²**.

-Surcharge d'exploitation : **Q=2,5 KN/m²** .

$$Q_u \text{ (volée)} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 13,28 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser} \text{ (volée)} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 9,56 \text{ KN/ml.}$$

b) Palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier ep x 25	0,15	25,00	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

Tableau IV.2 Descente de charge (palier)

- charge permanente : $G=5,11 \text{ KN/m}^2$.

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_u (\text{palier}) = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,65 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{ser}} (\text{palier}) = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,61 \text{ KN/ml.}$$

<i>section</i>	<i>G (KN/m²)</i>	<i>Q (KN/m²)</i>	<i>ELU</i> <i>(1,35G + 1,5Q)</i>	<i>ELS</i> <i>(G + Q)</i>
<i>volée</i>	7.06	2.50	13.28	9.56
<i>Palier</i>	5.11	250	10.65	7.61

c) Calcul de la charge équivalente:

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante:

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

Ce qui donne les deux charges équivalentes suivantes :

➤ **ELU**

$$q_e(u) = \frac{(13,28 * 2,4 + 10,65 * 1,2)}{(2,4 + 1,2)} = 12,38 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS**

$$q_e(\text{ser}) = \frac{(9,65 * 2,4 + 7,61 * 1,2)}{(2,4 + 1,2)} = 8,97 \text{ KN/m}^2$$

d) Détermination des sollicitations :

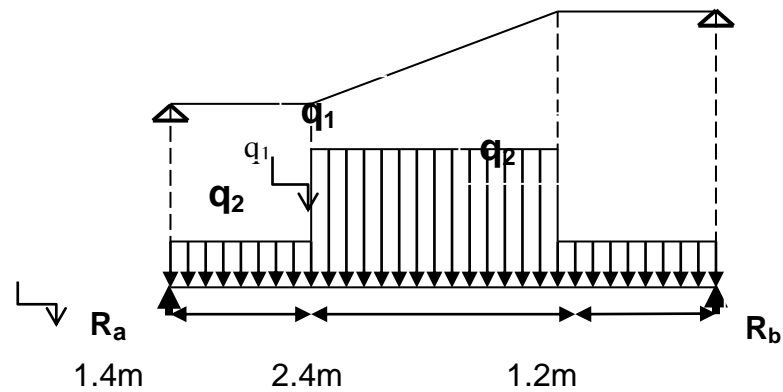


Figure IV.5 : Schéma statique de l'escalier

1. E.L.UR :

➤ Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1.4) + (q_1 \times 2.4) + (q_2 \times 1.20)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 59.55 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.20)^2}{2} q_2 + 2.4 * q_1 \left(\frac{(2.4)}{2} + 1.20 \right) + 1.4 * q_2 \left(\frac{(1.4)}{2} + 1.2 + 2.40 \right) \right] / 5.00$$

$$\Rightarrow R_A = 29.65 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.4)^2}{2} q_2 + 2.4 * q_1 * \left(\frac{(2.4)}{2} + 1.4 \right) + 1.2 * q_1 * \left(\frac{(1.20)}{2} + 2.4 + 1.4 \right) \right] / 5.00$$

$$\Rightarrow R_B = 29.90 \text{ KN}$$

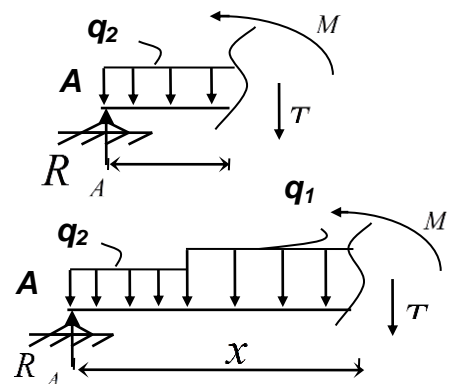
➤ Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1.4$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.4 \leq x \leq 3.8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.4q_2 - q_1(x - 1.4) \\ M(x) = R_A x - q_2 * 1.4 \left(x - \frac{1.4}{2} \right) - q_1 \frac{(x - 1.4)^2}{2} \end{cases}$$



• $0 \leq x \leq 1.20$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

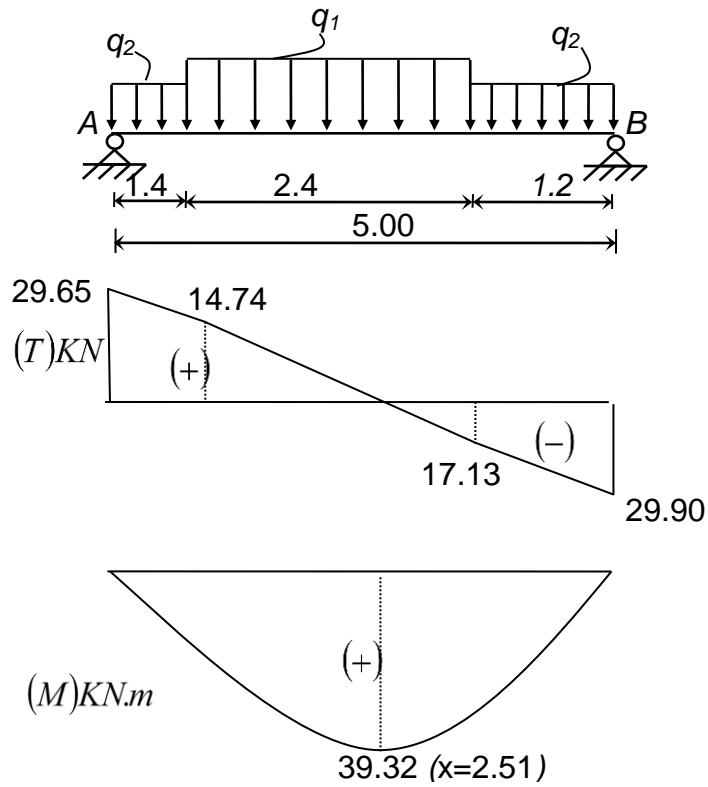
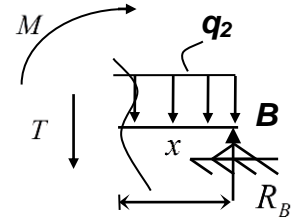


Fig IV-6 Diagramme des sollicitations ELU

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis M _a =- 0.2M ₀	Moment en travée (M _t =0.6M ₀)
0	29.65	29.65	0	29.9	39.32	-7.86	23.60
1.4	-	14.74	31.07				
2.51	-	0	39.32				
3.8	-	-17.13	26.76				
5.00	29.90	-29.9	0				

Tableau IV.3 : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.2M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.6M_0$

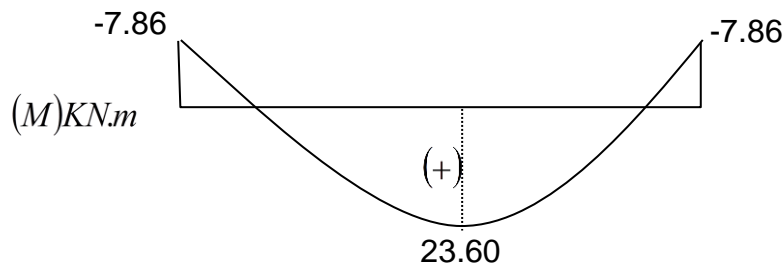


Fig IV. 7 : Diagramme des moments

2. E.L.S

➤ Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1.4) + (q_1 \times 2.4) + (q_2 \times 1.20)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 42.73 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.20)^2}{2} q_2 + 2.4 * q_1 \left(\frac{(2.4)}{2} + 1.20 \right) + 1.4 * q_2 \left(\frac{(1.4)}{2} + 1.2 + 2.40 \right) \right] / 5.00$$

$$\Rightarrow R_A = 21.48 \text{ Kn}$$

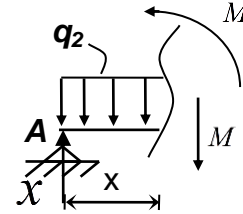
$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.4)^2}{2} q_2 + 2.4 * q_1 * \left(\frac{(2.4)}{2} + 1.4 \right) + 1.2 * q_1 * \left(\frac{(1.20)}{2} + 2.4 + 1.4 \right) \right] / 5,00$$

$$\Rightarrow R_B = 21.27 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

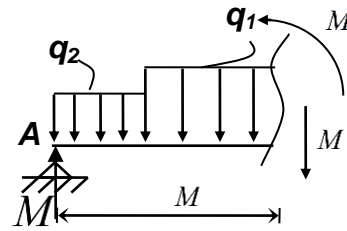
- $0 \leq x \leq 1.4$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



- $1.4 \leq x \leq 3.8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.4q_2 - q_1(x - 1.4) \\ M(x) = R_A x - q_2 * 1.4 \left(x - \frac{1.4}{2} \right) - \frac{(x - 1.4)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



$$0 \leq x \leq 1,20$$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

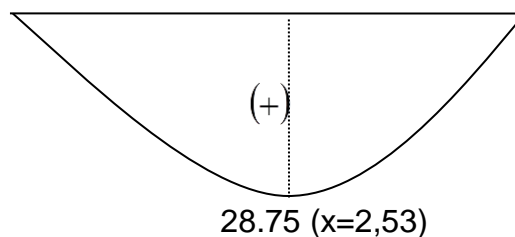
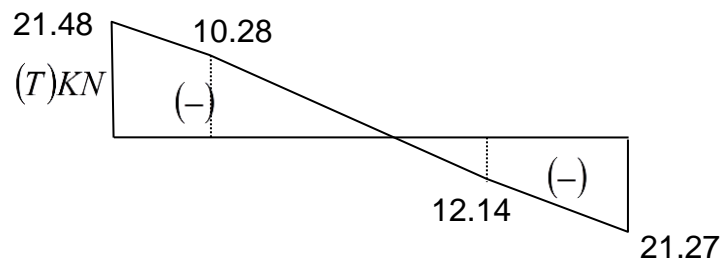
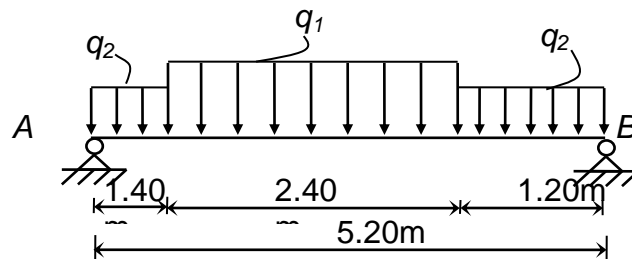
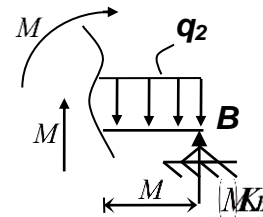


Fig IV-8 : Diagrammes des sollicitations ELS

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KNm)	Moment sur appuis $M_a = -0.2M_0$	Moment en travée ($M_t = 0.6M_0$)
0	21.48	21.48	0	21.48	28.75	-5.75	17.25
1.4	-	10.28	22.61				
2,53	-	0	28.75				
3.8	-	-12.14	21.06				
5,0	21.27	-21.27	0				

Tableau IV.4 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.2M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.6M_0$

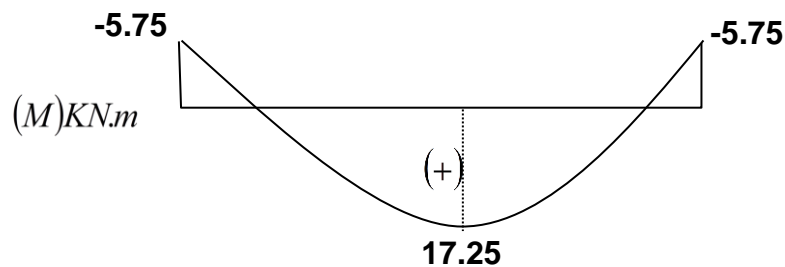


Fig IV-9 Diagramme des moments retenus

Conclusion :

(E.L.U) :

$M_t \max = 23.6 \text{ KN.m}$

$M_a \max = -7.86 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = 29.90 \text{ KN}$

(E.L.S) :

$M_t \max = 17.25 \text{ KN.m}$

$M_a \max = -5.75 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = 21.48 \text{ KN}$

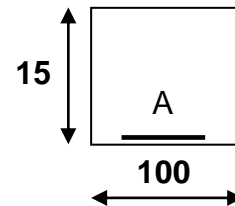
IV.2.4 Calcul de ferrailage :

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

$$b = 100\text{cm} ; d = 13.5\text{ cm} ; c = c' = 2\text{ cm} ; \sigma_s = 348\text{MPa} . ; f_{bu} = 14,17\text{MPa}.$$

a) E.L.UR :

✓ En travée (pallasse) : $M_t \text{ max} = 23.6\text{ KN.m}$



Ferrailage longitudinal

$$\mu = \frac{23.6 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14,17} = 0,091 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091} \right) = 0.119$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,952$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}.$$

$$A = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23600}{0,952 \times 13.5 \times 348} = 5.27\text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1,63\text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = (5.27; 1.63) = 5.27\text{ cm}^2$$

Choix 8HA12/ml. Soit $A_{\text{choisi}} = 9.05\text{ cm}^2$.

Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26\text{ cm}^2$$

Ar : 6T10 \rightarrow Ar = 4.71 cm²/ml

✓ **En appui (palier) : $M_a \max = 7.86 \text{ KN.m}$**

Ferrailage longitudinal

$$\mu = \frac{7.86 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14,17} = 0,0304 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0304}) = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,984$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7860}{0,984 \times 13.5 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = (1.70 ; 1.63) = 1.70 \text{ cm}^2$$

Choix 6HA10/ml. Soit $A_{\text{choisi}} = 4.71 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$Ar : 6T8 \rightarrow Ar = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) E.L.S

✓ **En travée (pallasse) : $M_t \max = 17.25 \text{ KN.m}$**

Ferrailage longitudinal

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

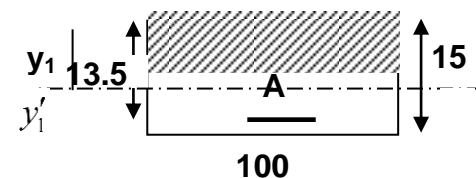
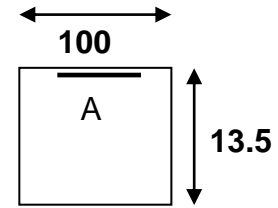
On calcule y

\rightarrow Calcul d'une section (b.h) $A = 5.27 \text{ cm}^2$ $d = 13.5$

$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 79.05y_1 - 1067.17 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3.89 \text{ cm.}$$



✓ Moment d'inertie

$$I_{y1y1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y1y1'} = \frac{100 \cdot 3.89^3}{3} + 15 \cdot 5.27(13.5 - 3.89)^2$$

$$I_{y1y1'} = 9262.55 \text{ cm}^4.$$

✓ Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y1y1'}} = \frac{1725}{9262.55} = 0,186$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,186 \times 38.9 = 7.24 \text{ MPa.}$$

On a $\sigma_{bc} = 7.24 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa}$ A_u convient

✓ En travée (pallasse) : Mt max = 5.75 KN.m

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

\rightarrow Calcul d'une section (b.h) $A = 1.70 \text{ cm}^2$ $d = 13.5$

$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 25.5y_1 - 344.25 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 2,38 \text{ cm.}$$

✓ Moment d'inertie

$$I_{y1y1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y1y1'} = \frac{100 \cdot 2,38^3}{3} + 15 \cdot 1,70 \cdot (13.5 - 2,38)^2$$

$$I_{y1y1'} = 3602.55 \text{ cm}^4.$$

✓ Calcul de K

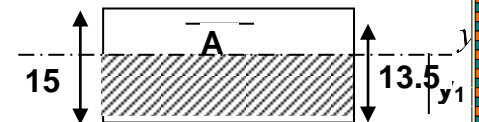
$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y1y1'}} = \frac{575}{3605.55} = 0,159$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,159 \times 23.8 = 3.78 \text{ MPa.}$$

On a $\sigma_{bc} = 3.78 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa}$ A_u convient.

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

- vérifications les efforts tranchants : T max = 29.90 Kn



$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{29900}{1000 \cdot 135} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.21 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.5 Étude de la poutre palière :

a) Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{ou} \quad h_t \geq \frac{L}{12.5} \quad \text{on a } L_{\max}=315\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h_t \geq \frac{315}{12.5} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,8h_t \end{array} \right.$$

$$\text{On prend :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t=30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{array} \right.$$

b) Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

c) Charge supportée par la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre de la poutre palier :} \quad 0,3 \times 0,30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m} \\ \text{Réaction du palier sur la poutre :} \quad R_{B(U)} = 29.90 \text{ KN/m.} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad R_{B(S)} = 21.27 \text{ KN/m.} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad Q = 2,5 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } q_u = 1,35 \times (1.5 + 5.11) + 1,5 \times 2,5 + 29.90 = 42.57 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = 1,5 + 2,5 + 21.27 = 25.27 \text{ KN/m}$$

d) Calcul des sollicitations :

1. E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{42.57 \cdot 3.15^2}{8} = 52.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,6 \cdot M_0 = 31.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 10,56 \text{ KN.m}$$

$$T_x = ql/2 = (54,8 \times 3.15) / 2 = 86.31 \text{ KN}$$

2. E.L.S

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{25.27 \cdot 3.15^2}{8} = 31.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,6 \cdot M_0 = 18.804 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 6,268 \text{ KN.m}$$

$$T_x = q_{us} l / 2 = (25.27 \times 3.15) / 2 = 39.80 \text{ KN}$$

e) Calcul du ferrailage :

1. E.L.U :

➤ En travée

$$\mu = \frac{31,68 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 14,17} = 0,102 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE400)} \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,134$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,946$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31680}{0,946 \times 27 \times 348} = 3,56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 300 \cdot 270 \cdot \frac{2.1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 3HA14} \longrightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$\mu = \frac{10,46 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10460}{0,983 \times 27 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 300 * 270 * \frac{2.1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 1,13 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA12 → A=3.39cm²

2. ***E.L.S :***

➤ **en travée**

Fissuration peu nuisible ⇒ vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour σ_s → Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

→ Calcul d'une section (b.h) A=3.56 cm² d = 27 cm b = 30cm

$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 15y_1^2 + 53.4y_1 - 1441,8 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 8.18 \text{ cm.}$$

✓ Moment d'inertie

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{30 * 8.18^3}{3} + 15 * 3.56 * (27 - 8.18)^2 = 24387.30 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y1y1'}} = \frac{1880.4}{24384.30} = 0,077$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,077 \times 81.8 = 6.29 \text{ MPa.}$$

On à $\sigma_{bc} = 6.29 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa}$ A_u convient.

➤ **en appuis :**

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

\rightarrow Calcul d'une section (b.h) $A = 1.13 \text{ cm}^2$ $d = 27 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 10y_1^2 + 16,95y_1 - 457.65 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 5.97 \text{ cm.}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I_{y1y1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y1y1'} = \frac{30 \cdot 5.97^3}{3} + 15 \cdot 1,13 \cdot (27 - 5.97)^2 = 9624.08 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de K**

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y1y1'}} = \frac{626.8}{9624.08} = 0,065$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,065 \times 59.7 = 3.88 \text{ MPa.}$$

On à $\sigma_{bc} = 3.88 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa}$ A_u convient.

f) Vérification l'effort tranchant:

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 75,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{39800}{300 \cdot 270} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.49 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **Armatures transversales :**

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 8,57 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \\ \phi_e = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : $A_t = 2T8 \rightarrow 1,01 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement :**

$$s_t \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot 0,4} = 50,5 \text{ cm.} \end{cases}$$

Soit : $s_t = 10 \text{ cm}$

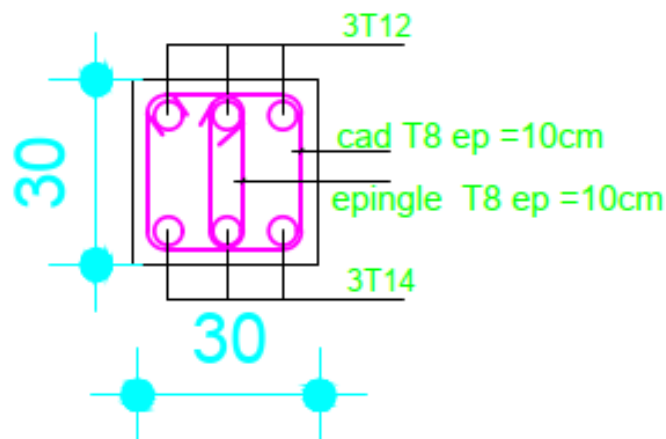


Figure IV.10 poutre palier

Figure IV.10 Coupé de poutre palière

IV.3 Etude du balcon :

On a deux types de balcon considéré comme console encastrée, constitués d'une dalle pleine, d'épaisseur $e=15$ cm et sollicités par les efforts G, P et le poids W_p suivants :

G : charge permanente du balcon

P : surcharge d'exploitation du balcon.

W_p : charge concentrée du mur = charge permanente.

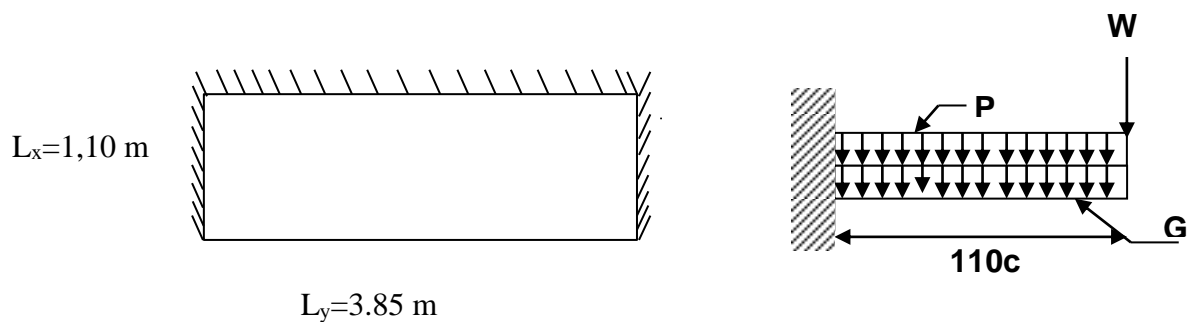


Fig.IV.11 - vue en plan de balcon $e_p = 15$ cm

IV.3.1 Descente des charges du balcon :

Poids de la dalle pleine (15cm)	→	3,75 KN/m ²
Carrelage (2cm)	→	0,44KN/m ²
Mortier de pose (2 cm)	→	0,40KN/m ²
Sable fin pour mortier (2cm)	→	0,36 KN/m ²
Enduit en ciment (2cm)	→	0,36KN/m ²

Charge permanente
Charge d'exploitation

$G_b = 5,31$ KN/m²
 $Q_b = 3,5$ KN/m²

w_p : (Poids propre du mur)

ρ : poids volumique $\rho = 0,9$ KN/m³

$$W_p = (0,9 \times 0,10 + 0,03 \times 0,18) \times 2,91 \times 1 = 0,278 \text{ KN/ml}$$

IV.3.2 Sollicitations :

1. E.L.U.R :

$$q_u = (1,35G + 1,5P) = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5 = 12,42 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pu} = 1,35 \cdot 0,278 = 0,375 \text{ KN/ml}$$

2. E.L.S:

$$q_{ser} = G + P = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pser} = 0,278 \text{ KN/ml}$$

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x = 1.10m \leq \frac{l_y}{2} = \frac{3.85}{2} = 1.925m \text{ donc le moments encastre comme suit}$$

On calcul le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (110x15) cm²

$$d = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 15 = 13.5 \text{ cm}$$

✓ E.L.U.R :

$$M_{Ux} = q_U \cdot \frac{l^3}{6} = 12.42 \cdot \frac{1.10^3}{6} = 2.75 \text{ KN.M}$$

$$\begin{aligned} M_{Uy} &= q_U \cdot \frac{L_x^2}{2} \cdot L_y - q_U \cdot 2 \cdot \frac{L_x^3}{3} = 12.42 \cdot \frac{3.85^2}{2} \cdot 1.1 - 12.42 \cdot 2 \cdot \frac{1.1^3}{3} \\ &= 17.91 \text{ KN.M} \end{aligned}$$

✓ E.L.S :

$$M_{Sx} = q_U \cdot \frac{l^3}{6} = 8.81 \cdot \frac{1.10^3}{6} = 1.95 \text{ KN.M}$$

$$M_{Sy} = q_U \cdot \frac{L_x^2}{2} \cdot L_y - q_U \cdot 2 \cdot \frac{L_x^3}{3} = 8.81 \cdot \frac{3.85^2}{2} \cdot 1.1 - 8.81 \cdot 2 \cdot \frac{1.1^3}{3} = 12.701 \text{ KN.M}$$

IV.3.3 Ferrailage :

1. E.L.U.R :

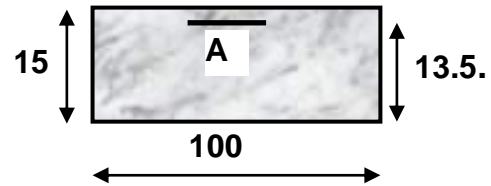
$$\mu = \frac{M_{u \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17.91 \cdot 10^3}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.17} = 0,069 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu 2}) = 0,089$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

$$A_u = \frac{17,91 \cdot 10^3}{0,983 \cdot 13.5 \cdot 348} = 3,87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



Condition de fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 d \cdot b \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 13.5 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_u = \text{Max}(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 3,87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix} = 5\text{HA}12 \longrightarrow \mathbf{A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

Calcul d'espacement:

$$S_t = \min(1,5d; 40\text{cm}) = \min(1, 5 \cdot 13, 5; 40\text{cm}) = 20,25\text{cm.}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$.

2. E.L.S :

On à une fissuration peu nuisible

on vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = k \times y$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

➤ Calcul de Y :

$$\frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = \frac{100y^2}{2} - 15A(13.5 - y) = 50y^2 + 56.25y - 783.67$$

0

$$\mathbf{y = 2,43 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{100 * 2.43^3}{3} + 15 * 2.87 * (13.5 - 2.43)^2 =$$

$$I = 5812.36 \text{ cm}^4$$

Calcul K :

$$M_{ser \max} = -q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} - W_{ser} \cdot l = -8,81 \cdot \frac{(1,10)^2}{2} - 0,278 \cdot 1,10 = -5,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -5,64 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.64 * 10^2}{5812.36} = 0,097 \text{ N/mm}^3$$

Calcul σ_b :

$$\sigma_b = k \times y = 0,097 \times 24,3 = 2.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2.35 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifié

3. Armatures finales :

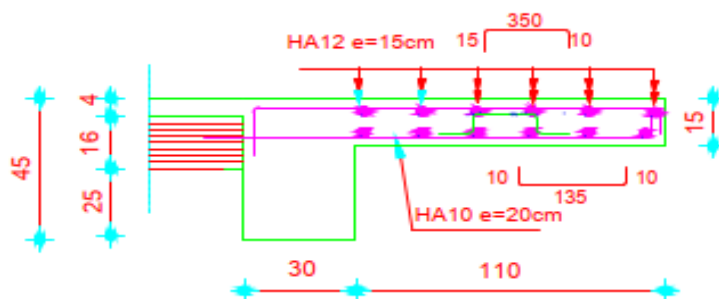
$$A = \max(A_u; A_{\min}) = 3.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **A=5.65 cm²/ml 5HA12**

4. Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : **A_r = 5HA10/ml = 3.93 cm²** avec $St = 20 \text{ cm}$



Fig_IV-12 :Schéma de ferrailage du balcon.

Fig.IV.12 - vue en plan de balcon ep = 15cm

IV.3.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = q_u \cdot l + W_{pu} = 12,42 \cdot 1,10 + 0,375 = 14,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{d \cdot b} = \frac{14040}{135 \cdot 1000} = 0,104 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limit}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limit}} = 1,17 \text{ MPa} > \tau_u = 0,11 \text{ MPa}$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
 - Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.4 vérification de la flèche :

On a deux type de flèche : charge concentrée et charge répartie.

$$f = f_1 + f_2 = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot E \cdot I} + \frac{q \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 = \frac{100 \cdot (15)^3}{12} + 15 \cdot (5,65) \cdot (13,5 - 7,5)^2 = 31176 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = 0,000031 \text{ mm}$$

$$f_2 = 0,0000028 \text{ mm}$$

$$\text{Si } l \leq 2m \Rightarrow f_{adm} = \frac{110}{200} = 0,55 \text{ cm} = 5,5 \text{ mm} > f_1 + f_2 = 0,0000056 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Chapitre V

étude sismique

V) .ETUDE SISMIQUE

V.1 Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet de déterminer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente;
- la méthode d'analyse modale spectrale;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2 Choix de la méthode de calcul :

a) Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II b et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

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

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

c) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

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.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

V.3 Méthode Statique Equivalente :**a) Principe de la méthode :**

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions principales du bâtiment.

b) Modélisation de la structure :

La modélisation du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions est le modèle brochette qui considère, la masse de chaque niveau comme étant concentrée au centre de gravité du plancher. Un seul degré de liberté en translation horizontale est affecté à chaque niveau pour les deux directions.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées des éléments structuraux.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.4 Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente:

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

a) Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau [V.1])

Dons notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone II_a donc : **A = 0,15**

b) Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

c) Classification du site :

Selon le RPA99V2003 Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (Catégorie S_2).

d) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : D

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

❖ Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 :

Pour un site type S_2 : **$T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.40$ s**

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V-1- Catégorie du site

e) Coefficient de correction d'amortissement η :

η : Facteur de correction de l'amortissement. $\eta \sqrt{\frac{7}{(2+\delta)}} \geq 0.7$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003, présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V-2-Valeurs du coefficient d'amortissement

Suivant le système structural Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on

prend

$\xi = 7\%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0.88$).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0,88 > 0.7$$

f) Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

On a donc :

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

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

Cas N°	System de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau V-3-Type de remplissage

Donc **C_T = 0.05**

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Pour le sens transversal :**

$$h_n = 18.36 \text{ m} \quad , \quad D_{trv} = 19.90 \text{ m}$$

$$T = \min\left(C_T h_n^{3/4}; 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}}\right)$$

$$T = \min(0.44 ; 0.41) \quad \longrightarrow \quad \mathbf{T = 0.41 \text{ s}}$$

$$\mathbf{T_2 = 0.44 \text{ s}}$$
 (tableau 4.7 RPA 99 VER 2003)

$$T \geq T_2 = \mathbf{0.40s} \implies T_2 \leq T \leq \mathbf{3.0 \text{ s}} \quad \eta = 0.88$$

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.4}{0.41}\right)^{2/3} = 2.164 \quad \mathbf{D_{tra} = 2.164}$$

➤ **Pour le sens longitudinal :**

$$h_n = 18.36 \text{ m} \quad , \quad D_{logt} = 28,8 \text{ m}$$

$$T = \min\{0,44s; 0,425s\} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{T = 0,425s}$$

$$T \geq T_2 = 0,40s \implies T_2 \leq T \leq 3.0 s$$

$$\eta = 0.88$$

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.4}{0.425}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.112 \quad D_{log} = 2.112$$

g) Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le tableau [4.3] des RPA99/Version 2003 ; Pour une structure en béton armé à

Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide on a : **R = 3.5**

h) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA 99/v2003.

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.4- Valeurs des pénalités P_q

Donc : $Q = 1+0+0+0+0+0+0,1 = 1,1$ **Q= 1.1**

i) Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitant $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel Auto desk Robot Structural Analyse Professional 2010.

$$W = 4328,7741 \times 5 + 5692,0421 = 31935.9125 \text{ KN} \quad \mathbf{W = 27335.9126 \text{ KN}}$$

➤ **Résumé des résultats :**

paramètres	A	D_{trn}	$,D_{lon}$	Q	R	W(kn)	T_{trn} (s)	T_{lon} (s)	η
Résultat	0,15	2.164	2.112	1,1	3.5	27335.9126	0.41	0.425	0.88

Donc les calculs seront donnés : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W$

➤ **Pour le sens transversal :**

$$V_x = \frac{0.15 * 2.164 * 1.1}{3.5} * 27335.91 \rightarrow V_x = 1952.11 \text{ Kn}$$

➤ **Pour le sens longitudinal :**

$$V_y = \frac{0.15 * 2.112 * 1.1}{3.5} * 27335.91 \rightarrow V_y = 1905.20 \text{ Kn}$$

V.5 La Méthode Dynamique Spectrale :

a) Principe de la méthode :

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

b) Condition d'application :

Méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.6 Modélisation de la structure :

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel « ROBOT »

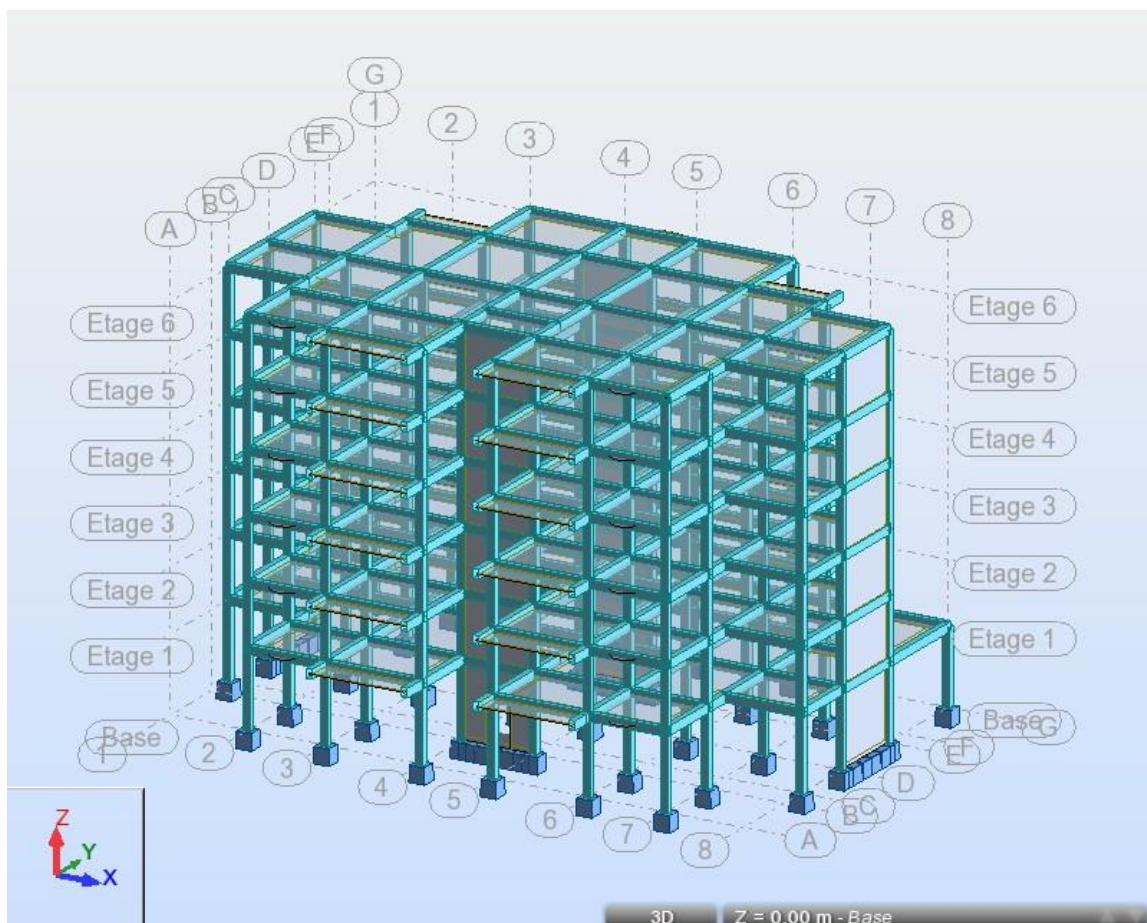


Figure V -1 : Ve de la structure modélisé

a) Vérifications réglementaires :

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (RPA99 art.4.3.6)

Tableau des modes

➤ Suivant EX : 1.1EX

Modes CQC	Fx (kn)	Fy (kn)	Fz (kn)	Mx (kn.m)	My (kn.m)	Mz (kn.m)
Somme totale	-1597.92	-0,01	1,09	0,00	-733,57	-0,52
Somme des réactions	-1590.92	-0,07	0,00	0,90	-18975,06	14084,13
Somme efforts	1590.92	0,06	0,0	-0,90	18975,18	-14084,14

➤ Suivant Ey : 1,2 EY

Modes CQC	Fx (kn)	Fy (kn)	Fz (kn)	Mx (kn.m)	My (kn.m)	Mz (kn.m)
Somme totale	0,02	-1638,29	-7,53	672,39	-0,01	0,13
Somme des réactions	0,07	-1620,77	-0,00	21343,71	0,96	-23045,57
Somme efforts	-0,07	1620,78	0,0	-21343,83	-0,96	23045,60

Tableau V.5- les modes CQC

$$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} \geq 80\%$$

- Suivant Ex :

$$V_{dynq} = 1590.92 \rightarrow \frac{1590.92}{1952.11} = 0.814 \geq 0.8 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- Suivant Ey :

$$V_{dynq} = 1620.78 \rightarrow \frac{1620.78}{1905.20} = 0.850 \geq 0.8 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Cas/ Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tot.mas.U Y [kg]
4/1	1,63	0,61	73,15	0,00	73,15	0,00	2823300,56	2823300,56
4/2	1,73	0,58	73,15	71,85	0,00	71,85	2823300,56	2823300,56
4/3	2,52	0,40	73,15	71,85	0,00	0,00	2823300,56	2823300,56
4/4	6,46	0,15	92,34	71,85	19,20	0,00	2823300,56	2823300,56
4/5	7,22	0,14	92,34	91,63	0,00	19,78	2823300,56	2823300,56
4/6	11,19	0,09	92,36	91,63	0,02	0,00	2823300,56	2823300,56
4/7	13,74	0,07	98,01	91,63	5,65	0,00	2823300,56	2823300,56
4/8	15,55	0,06	98,01	97,62	0,00	6,00	2823300,56	2823300,56
4/9	21,72	0,05	99,34	97,62	1,33	0,00	2823300,56	2823300,56

Tableau V.-6- Les périodes et Les facteurs de participation massique

b) Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2014 (on prend le déplacement relatif direct) :

Dans le sens X				
Etage	UX [cm]	Déplacement relatif UX [cm]	1% la hauteur de l'étage en(cm)	Observation
1	0,4	0,4	3,06	c.v
2	1,1	0,6	3,06	c.v
3	1,9	0,8	3,06	c.v
4	2,7	0,8	3,06	c.v
5	3,5	0,8	3,06	c.v
6	Max= 4,3	0,8	3,06	c.v

Tableau V.7- Déplacement relatif X

Dans le sens Y				
Etage	UY [cm]	Déplacement relatif UY [cm]	1% la hauteur de l'étage en(cm)	Observation
1	0,4	0,4	3,06	c.v
2	1,0	0,6	3,06	c.v
3	1,8	0,8	3,06	c.v
4	2,6	0,8	3,06	c.v
5	3,5	0,8	3,06	c.v
6	Max= 4,3	0,8	3,06	c.v

Tableau V.8- Déplacement relatif Y

c) vérifications au sommet :

$$15\% H_{\text{étage}} \leq UX_{\text{max}}$$

$$0,15 \times 18,36 = 2,754 \text{ cm} \leq 4,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$15\% H_{\text{étage}} \leq UY_{\text{max}}$$

$$0,15 \times 18,36 = 2,754 \text{ cm} \leq 4,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

V.7 Justification vis à vis de l'effet P Δ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux de l'effort axial additionnel. Ce Phénomène est appelé « effet PΔ ». D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges D'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au Niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

Etages	P_K [kn]	$P_{K(cuml)}$ [kn]	$\Delta_x U_x$ [cm]	F_x [kN]	La hauteur de l'étage en cm	$E \leq 0.10$	Observation
1	5458,26	28477,77	0,4	1430,06	306	0,021	c.v
2	4553,70	23019,51	0,6	1315,90	306	0,034	c.v
3	4544,1	18465,81	0,8	1190,07	306	0,04	c.v
4	4535,71	13921,71	0,8	1012,90	306	0,035	c.v
5	4540,28	9386	0,8	784,50	306	0,031	c.v
6	4845,72	4845,72	0,8	489,43	306	0,025	c.v

Tableau V.9 : l'effet P Δ / Vérifiée selon X

Etages	P_K [kn]	$P_{K(cuml)}$ [kn]	$\Delta_y U_y$ [cm]	F_y [kN]	La hauteur de l'étage en cm	$e \leq 0.10$	Observation
1	5458,26	28477,77	0,4	1620,78	306	0,018	c.v
2	4553,70	23019,51	0,6	1486,01	306	0,030	c.v
3	4544,1	18465,81	0,8	1340,52	306	0,036	c.v
4	4535,71	13921,71	0,8	1144,16	306	0,031	c.v
5	4540,28	9386	0,8	894,12	306	0,027	c.v
6	4845,72	4845,72	0,8	566,87	306	0,022	c.v

➤ Tableau V.10 : l'effet P Δ / Vérifiée selon Y

V.8 Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

Avec :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : Moment stabilisant , $M_s=W*L/2$

M_r : moment renforcement $M_r= \sum F_i * h_i$

W : Poids du bâtiment

F_i : Force sismique au niveau i.

• **Sens longitudinal :**

W(KN)	Lx(m)	Lx/2(m)	M_s (kn.m)	M_r (kn.m)	$M_s/M_r \geq 1,5$	Vérification
28233,01	28,45	14,22	388716.64	20014,40	19.42	Condition vérifiée

• **Sens transversal :**

W(KN)	Ly(m)	Ly/2(m)	M_s (kn.m)	M_r (kn.m)	$M_s/M_r \geq 1,5$	Vérification
28233,01	19,66	9,83	268711.99	22682,66	11.84	Condition vérifiée

V.9 Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

$\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : e accidentelle = $0,05 \times L_x$

Sens Y : e accidentelle = $0,05 \times L_y$

Lx(m)	Ly(m)	ex 1	ey 1
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98

Sens X : $0,15 \times L_x$

$0,15 \times 28,45 = 4,26 \text{ m} \geq e_{x0}$ Vérifier

Sens Y : $0,15 \times L_y$

$0,15 \times 19,66 = 2,94 \text{ m} \geq e_{y0}$ Vérifier

Nom	G(x,y,z) [M]	R(x,y,z) [m]	15% Ly [m]	ey [m]	observation
Etage 1	14,22 10,69 1,87	14,23 10,06 3,18	2,94	0,63	c.v
Etage 2	14,22 9,79 5,27	14,23 10,05 6,41	2,94	0,26	c.v
Etage 3	14,23 9,79 8,33	14,23 10,05 9,47	2,94	0,26	c.v
Etage 4	14,22 9,80 11,39	14,23 10,05 12,53	2,94	0,25	c.v
Etage 5	14,21 9,80 14,45	14,23 10,05 15,59	2,94	0,25	c.v
Etage 6	14,22 9,75 17,51	14,22 10,05 18,65	2,94	0,30	c.v

Sens X

Nom	G(x,y,z) [M]	R(x,y,z) [m]	15% Lx [m]	ex [m]	observation
Etage 1	14,22 10,69 1,87	14,23 10,06 3,18	4,26	0,00	c.v
Etage 2	14,22 9,79 5,27	14,23 10,05 6,41	4,26	0,00	c.v
Etage 3	14,23 9,79 8,33	14,23 10,05 9,47	4,26	0,00	c.v
Etage 4	14,22 9,80 11,39	14,23 10,05 12,53	4,26	0,00	c.v
Etage 5	14,21 9,80 14,45	14,23 10,05 15,59	4,26	0,02	c.v
Etage 6	14,22 9,75 17,51	14,22 10,05 18,65	4,26	0,00	c.v

Sens Y

V.10 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.30 \quad \dots \dots \dots \quad \text{RPA 99V2003}$$

Avec :

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

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

$$V = \frac{1180.44}{(40 * 40) * 2.5} \leq 0.30 \quad \dots \dots \dots \quad \text{RPA 99V2003}$$

poteau	N_d (KN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (kn/cm ²)	$V \leq 0,3$	observation
1	1126,32	40×40	2,5	0,29	vérifiée
2	1127,16				
3	1164,25				
4	1180,44				
5	1105,73				
6	1163,80				
7	1125,25				
8	1104,86				
9	1048,44				
10	1048,05				

Tableau V.11- Vérification spécifique sous sollicitations normales

Chapitre VI

Etude des éléments structuraux

VI) Etude des éléments structuraux:

VI.1 Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel ROBOT

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- Compression simple.
 - Traction simple.
 - Flexion simple.
 - Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VI.2 Le ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

Tableau VI-1 : Données de calcul de ferrailage des poutres

désignation	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,84	25	400

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

a) Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :
Pour la détermination des efforts on utilise les combinaisons suivantes :

➤ Combinaisons fondamentales : BAEL 91

$$G + Q$$

$$1.35G + 1.5Q$$

➤ Combinaisons accidentelles : RPA99

$$G + Q \pm 1.2E$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

b) Recommandation du RPA 99/version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas nous allons ferrailles les poutres les plus sollicitées.

VI.1.2-a Ferrailages des poutres Principale (30*45) cm² :

L'utilisation de logiciel Robot :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés

-Tableau VI-2 : Ferrailages des poutres transversales

Type	Section	localis	M (kn.m)			A (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	Nbre de barre
			ELU	ELS	ELA			
1	30×45	travée	69,62	50,95	53,91	6.75	8.01	3HA14+3HA12
		appuis	-145,96	-106,80	-123,67	7,2	9.25	6HA14
2	30×45	travée	40,73	29,83	36,62	4.031	8.01	3HA14+3HA12
		appuis	-120,75	-88,37	-106,85	5,9	9.24	6HA14
3	30×45	travée	56,57	41,22	44,32	2.86	8.01	3A14+3HA12
		appuis	-99,13	-72,18	-92,71	4,7	9.24	6HA14

a) Exemple de calcul type 1 : poutre section (30*45)cm²

Le calcul du ferrailage est en flexion simple.

$h = 0,45 \text{ m}$; $b = 0,30 \text{ m}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = h - c = 0,42 \text{ m}$.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

1) en travée:

➤ **ELUR:**

$M_a = 69.62 \text{ KN.m}$ (combinaison fondamentale ELU $1.35G+1.5Q$)

$$\mu = M_a / (\sigma_{bc} * b * d^2) \quad \mu = 69.62 * 10^3 / (14.2 * 30 * 42^2)$$

$$\mu = 0.092 < \mu_{bc} = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

pivot A $\longrightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu)}) \quad \alpha = 0.121$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \beta = 0.951$$

$$A_u = M_a / (\sigma_s * \beta * d) \quad A_u = 69.62 * 10^3 / (348 * 0.951 * 42)$$

$$A_u = 5.008 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : d'après le BAEL 91**

$$A_{\min} = 0.23bd * f_{tj} / f_e \quad A_{\min} = 0.23 * 30 * 42 * 2.1 / 400$$

$$A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de RPA 99 :**

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot bh$$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot 30 \cdot 45$$

$$A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot bh \text{ (zone courant)}$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot 30 \cdot 45$$

$$A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot bh \text{ (zone de recouvrement)}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot 30 \cdot 45$$

$$A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix d'armature:**

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min \text{BAEL}} ; A_{\min \text{RPA}}) = \max (5.008 ; 1.52 ; 6.75)$$

$$A = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_t : 3 \text{ HA } 14 + 3 \text{ HA } 12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification a ELS :**

$$A = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 50.95 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il faut passer par la vérification de contrainte de béton.

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

$$S_{xx} = 0$$

$$by_1^2 / 2 - 15A_u (d - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 120.15y_1 - 5046.3 = 0$$

$$y_1 = 14.76 \text{ cm}$$

$$I = by_1^3 / 3 - 15A_u (d - y_1)^2$$

$$I = 30 \cdot 14.76^3 / 3 - 15 \cdot 8.01 \cdot (42 - 14.76)^2$$

$$I = 77819.8 \text{ cm}^4$$

$$K = M_{\text{ser}} / I$$

$$K = 50.95 \cdot 10^5 / 77819.8$$

$$K = 65.47 \text{ N/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = Ky_1$$

$$\sigma_{bc} = 74.36 \cdot 14.76$$

$$\sigma_{bc} = 9.66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad CV$$

Condition vérifiée, les armatures calculées à L'E, L, U, R conviennent

2) **en appui:**➤ **ELUR:**

$$M_u = 145.96 \text{ KN.m} \quad (\text{combinaison accidentelle} \quad G + Q + E)$$

$$\mu = M_a / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

$$\mu = 145.96 \cdot 10^3 / (14.2 \cdot 30 \cdot 42^2)$$

$$\mu = 0.192 < \mu_{bc} = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\text{pivot A} \longrightarrow \mathbf{A' = 0}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu)}) \quad \alpha = 0.268$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \beta = 0.905$$

$$A_u = M_a / (\sigma_s * \beta * d) \quad A_u = 145.96 * 10^3 / (348 * 0.905 * 42)$$

$$A_u = 8.06 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix d'armature:**

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{minBAEL}} ; A_{\text{min RPA}})$$

$$\mathbf{A = 8.06 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{A_a : 6 \text{ HA } 14 = 9.24 \text{ cm}^2}$$

➤ **Verification a ELS :**

$$A = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 106.8 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme peu nuisible , il faut passer par la vérification de contrainte de béton .

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

$$S_{xx} = 0$$

$$b y_1^2 / 2 - 15 A_u (d - y_1) = 0$$

$$15 y_1^2 + 138.6 y_1 - 5821.2 = 0$$

$$y_1 = 15.61 \text{ cm}$$

$$I = b y_1^3 / 3 - 15 A_u (d - y_1)^2$$

$$I = 30 * 15.61^3 / 3 - 15 * 9.24 (42 - 15.61)^2$$

$$I = 102065.6 \text{ cm}^4$$

$$K = M_{\text{ser}} / I$$

$$K = 106.8 * 10^5 / 102065.6$$

$$K = 78.8 \text{ N/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K y_1$$

$$\sigma_{bc} = 78.8 * 15.61$$

$$\sigma_{bc} = 12.25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad CV$$

Condition vérifiée, les armatures calculées a L'E,L,U,R conviennent

3) **des armatures transversals :**

➤ **Diamètre des armatures transversals :**

$$\Phi_t \leq \text{Min} \begin{cases} \Phi_1 \\ h/35 \\ b_0/10 \end{cases} \quad \Phi_t = 20 \text{ mm} \leq \text{Min} \begin{cases} 14 \text{ mm} \\ 420/35 = 12 \text{ mm} \\ 30/10 = 3 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement maximal des armatures transversales :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (12 \Phi_1; h / 4)$$

$$S_t \leq \min (12*1.2; 11.25\text{cm})$$

$$S_t \leq 11.25\text{cm}$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq h / 2$$

$$S_t \leq 45 / 2$$

$$S_t \leq 22.5\text{cm}$$

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

➤ **Section d'armatures transversals:**

$$A_t = 0.003*b*S_t$$

$$A_t = 0.003*42*15$$

$$A_t = 4.5\text{cm}^2$$

On prend $A_t = 8 \Phi 8$

➤ **Vérification des espacements d'après le BAEL 91**

$$S_{t1} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_{t1} \leq \min (0.9*45 ; 40\text{cm})$$

$$S_{t1} \leq 40\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq S_{t1} = 40\text{cm} \quad \text{C,V}$$

➤ **Recouvrement des barres longitudinales:**

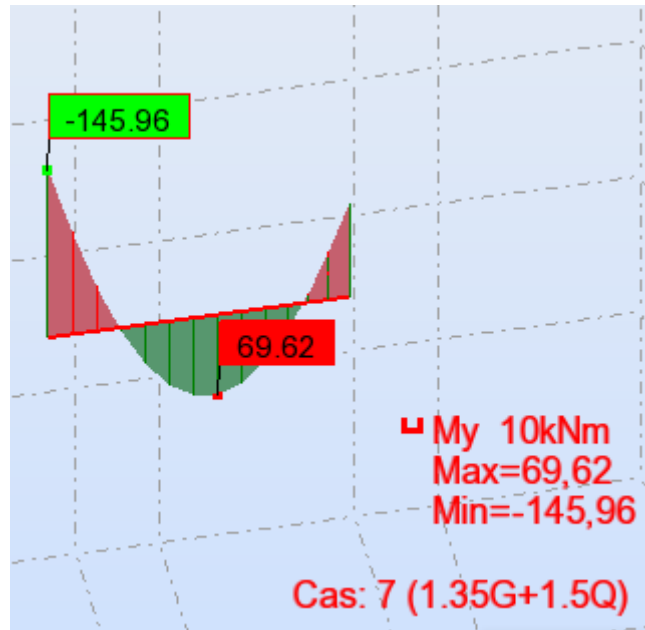
$$L_r = 40\Phi \text{ (en zone II}_a\text{)}$$

$$L_r = 40*2$$

$$L_r = 80\text{cm}$$

Exemple de calcul Type 1

ELU (1.35G+1.5Q)

ELs (G+Q ± E) :
(0,8G ± E) :Donc on adopte: 6HA14 = 9.25 cm² en appuis3HA12+3HA14= 8.01 cm² en travée

VI.1.2-b Ferraillages des poutres longitudinales (30*40) cm² :

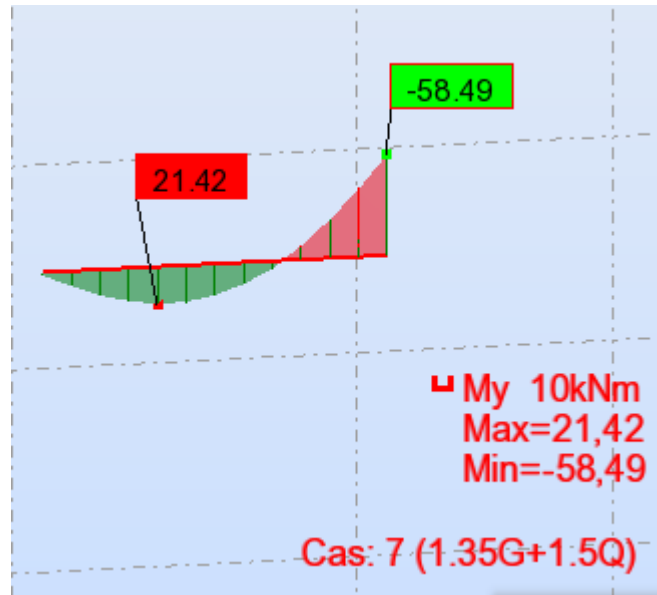
Présentation des résultats dans un Tableau:

Tableau VI-3 : Ferraillages des poutres longitudinales

Type	Séction	localisation	M (kn.m)			A (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	N ^{bre} de barre
			ELU	ELS	ELA			
1	30×40	travée	21,42	15,62	29,93	1,3	6.79	6HA12
		appuis	-58,49	-42,67	-77,22	3,1	6.79	6HA12
2	30×40	travée	19,56	14,27	16,30	1,3	6.79	6HA12
		appuis	-31,25	-22,83	-40,49	1,7	6.79	6HA12
3	30×40	travée	17,01	12,42	28,65	1,3	6.79	6HA12
		appuis	-44,95	-32,84	-56,79	2,4	6.79	6HA12

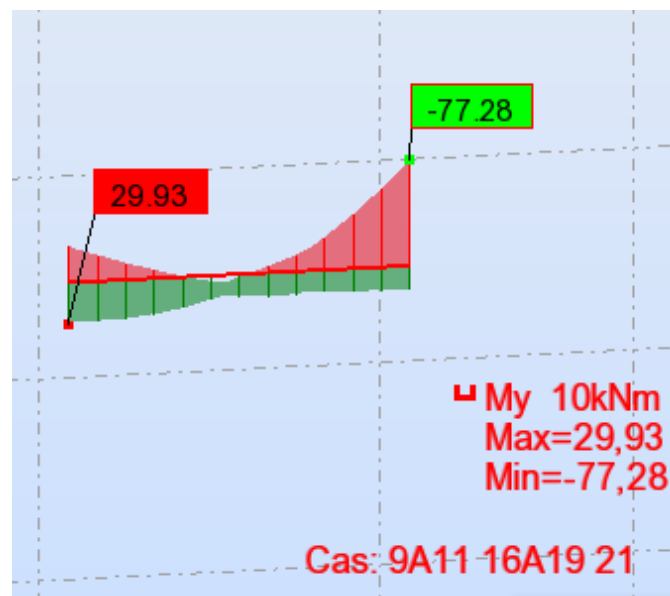
➤ Exemple de calcul type 1 :

ELU(1.35G+1.5Q) :

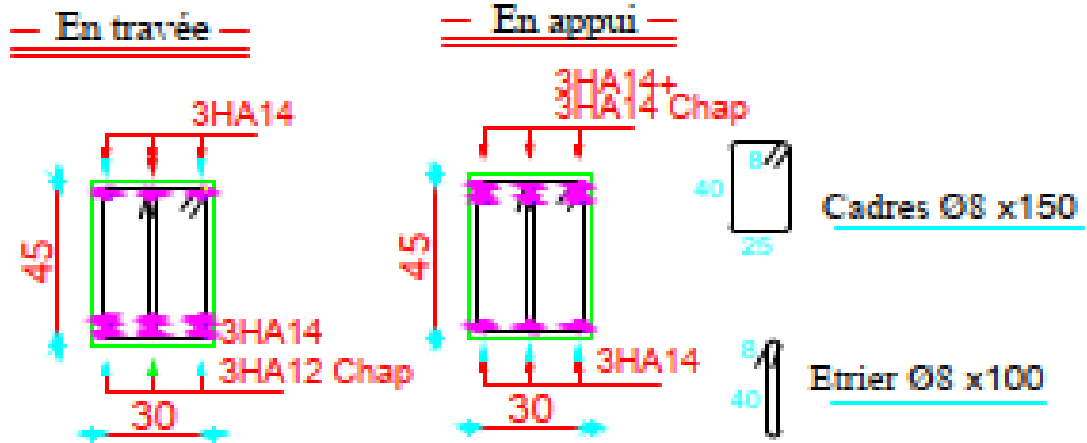


ELA (G+Q ± E) :

(0.8G ± E) :



COUPE SUR poutre principale



COUPE SUR poutre secondaires

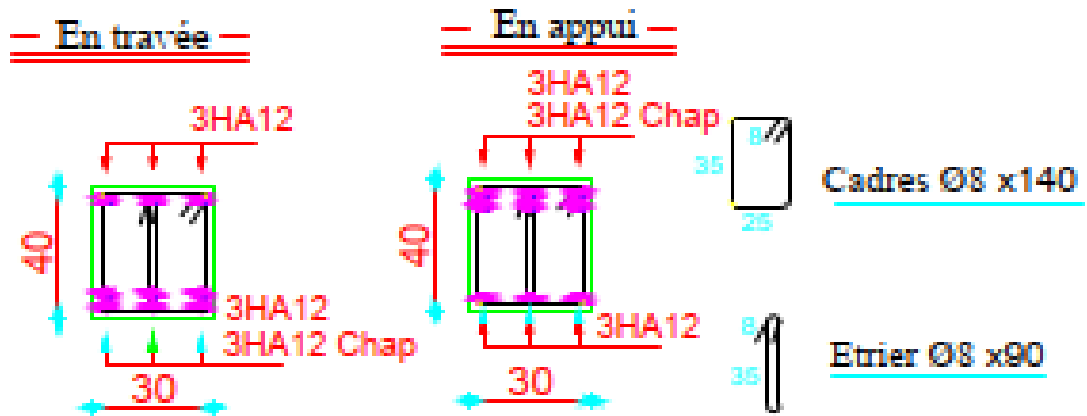


Fig VI.1 :: Schéma de ferrailage des poutres

Figure VI-1 : Schéma de ferrailage des poutres

VI.3 Ferrailages les poteaux :

En général les poteaux sont sollicités à la flexion composée sous les combinaisons fondamentale et accidentelles suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

a) Méthode de calcul :

Le ferrailage des poteaux se calcule en fonction de l'excentricité de l'effort de compression due à la présence du moment fléchissant au niveau des nœuds cette excentricité permet de déterminer le modèle de calcul qui sera comme suit :

1^{er} cas :

pour :

$$e_g = M_g / N \leq H / 12$$

$$\lambda = L_f / L \leq 70$$

Avec :

N : effort de compression

M : moment fléchissant

H : dimension du poteau dans la direction considérée

L_f : Longueur de flambement

Les armatures seront calculées en compression centrée

Avec:

$$A' = \gamma_s / f_e * (N_u / \alpha - B_r * f_{c28} / 0.9 \gamma_b)$$

Avec:

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda / 35)^2) \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 (50 / \lambda)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

A_{\min} : armature minimale définie par BAEL 91

$$A_{\min} = \max (4\text{cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\% B)$$

2^{eme} cas:

pour:

$$e_g \geq H / 12 \longrightarrow \text{compression excentrée}$$

Le poteau sera calculé en flexion composée :

$$L_r / h \leq \max (15 ; 20 e / h)$$

Permet de dire qu'il suffit de calculer les armature a` l` E,L,U,R

Pour les poteaux, nous avons 3cas pour chaque type de poteaux.

b) Armature longitudinale:

Les armatures longitudinale doivent être haut adhérence, droites et sans crochet leur pourcentage minimale impose par le RPA est de :

$$*A_{\min} = 0.80\% \text{ de la section en zone } II_a$$

$$\begin{cases} A_{\max} = 4\% \text{ de la section en zone courant} \\ A_{\max} = 6\% \text{ de la section en zone de recouvrement} \end{cases}$$

- Le diamètre minimale est de $\phi_{\min} = 12\text{mm}$
- La longueur de recouvrement est de 40ϕ , zone II_a
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm (zone II_a)

Nous avons $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min \text{ BAEL91}} ; A_{\min \text{ RPA91}})$

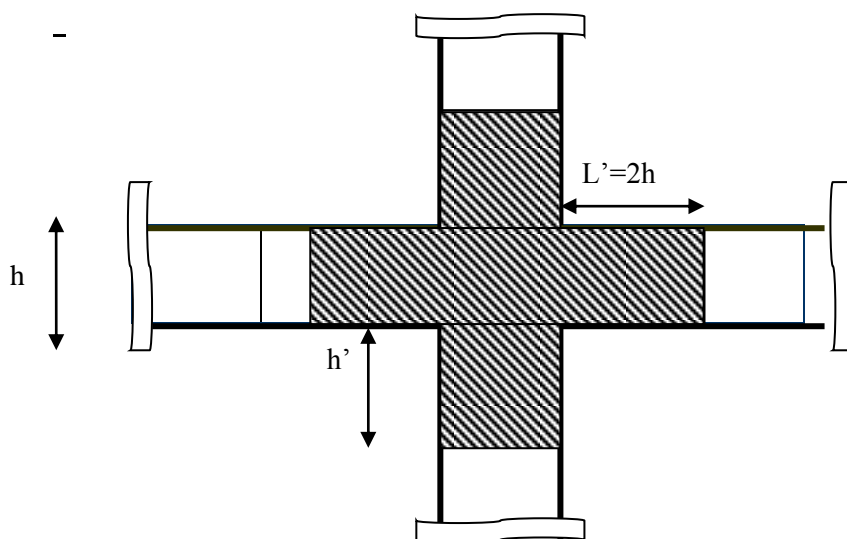
c) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud p outre – poutre, la détermination de cette zone est nécessaire c'est à` dire ce niveau qu'on va disposer les armatures transversale d'une façon a` avoir des espacements très rapproches a` cause de la sensibilité de cet endroit.

Donc : la jonction par recouvrement doit être faites si possible à l'extérieur de la zone nodale.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre, sont données dans la figure suivante :

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



d) Armatures transversales :

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

$$A_t = \rho_a * V_u * S_t / (h * f_c) \quad \text{Avec :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

S_t : espacement des armatures transversales.

h : hauteur du poteaux.

f_c : limite élastique garantie de l'acier .

ρ_a : coefficient de l'élançement géométrique du poteau dans la direction considérée

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda \geq 5\text{cm}$$

Section minimale des armatures transversale ; $A_{\min} = 0.3 \% S_t b$ en zone II_a

e) Étape de calcul:

Détermination les sollicitations (N ; M) par rapport à centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : (**N_{min} ; M_{corr}**) et (**M_{max} ; N_{corr}**).

On fait le ferrailage des poteaux étage par étage. La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes.

Tableau VI-4 : Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau.

étage	Section cm ²	1.35G + 1.5Q		G + P + 1.2E		0.8G ± E		M _{zcorr} KN.m
		M _{z max} KN.m	N _{corr} KN	M _{y max} KN.m	N _{corr} KN	N _{min} KN	M _{y corr} KN. m	
5 ^{eme}	35*35	47	109.22	43.63	43.19	2.12	1.77	17.38
4 ^{eme}	35*35	39.17	230.18	33.64	312.92	-37.08	21.36	1.28
3 ^{eme}	35*35	38.86	311.56	33.82	432.07	-111	11.12	2.11
2 ^{eme}	40*40	36.93	389.17	33.26	550.06	-214.48	9.06	3.31
1 ^{ere}	40*40	32.74	504.95	32.10	667.36	-255.66	6.26	9.16
RDC	40*40	45.68	589.84	74.58	752.10	497.86	4.89	34.07

f) Sollicitation de calcul1) SENS X1^{er} cas:

$$\begin{cases} N_{\max} = 2047.01 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 65.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = 3.18 \text{ cm}$$

$$e_G = 3.18 \text{ cm} \leq h / 12 = 40 / 12 = 3.33 \text{ cm}$$

On a une compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple.

$$L_f = 0.7L_0$$

$$L_f = 0.7 * 3.06$$

$$L_f = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = L_f / i = 3.46 * L_f / b$$

$$\lambda = 3.46 * 2.142 / 30$$

$$\lambda = 24.7$$

$$\lambda < 50 \longrightarrow \alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda / 35)^2)$$

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(24.7/35)^2)$$

$$\alpha = 0.773$$

$$B_r = 38 * 38$$

$$B_r = 1444.0 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r * f_{c28}}{0.8 * \theta * \gamma_b} \right) \quad A = \frac{1.15}{400 * 10^{-2}} * \left(\frac{2047.01 * 10^3}{0.773} - \frac{1444 * 25 * 100}{0.9 * 1.5} \right) \quad A < 0$$

On prend $A_U = 0 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ le béton résiste seul

➤ **Armature minimale :**

$$\text{Selon BAEL91 : } 0.2\%B \leq A_t \leq 5\%B \rightarrow 3.2 \text{ cm}^2 \leq A_t \leq 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon RPA99 : } A_{\min} = 0.8\% * B \rightarrow A_{\min} = 12.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA :**

$$A_{\max} = 4\% * (b * h) = 4\% * (40 * 40) = 64 \text{ cm}^2 \quad (\text{En zone courante})$$

$$A_{\max} = 6\% * (b * h) = 6\% * (40 * 40) = 96 \text{ cm}^2 \quad (\text{En zone de recouvrement})$$

Choix des armatures :

4HA14+4HA16

$$A = 14.2 \text{ cm}^2$$

2^{er} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1500.68 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 85.36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$e_G = 5.45 \text{ cm}$$

$$e_G = 5.45 \text{ cm} > h / 12 = 3.33 \text{ cm}$$

On a trouvé dans le cas d'une compression excentrées, le calcul de la section sera en flexion composée.

$$L_f / h \leq \max (15 ; 20 e_1 / h) \quad e_1 = 5.45 \text{ cm}$$

$$L_f / h = 214.2 / 40 = 5.355 \text{ cm} \leq \max (15 ; 20 * 5.45 / 40)$$

→ Le poteau sera calculée uniquement a l' E,L,U,R .

g) Calcul des excentricités (e2) et (e3) :

$$e_2 = 3L_f^2 (2 + \alpha \Phi) / h 10^4$$

$$\alpha = 10(1 - M_u / 1.5M_{\text{ser}})$$

$$\alpha = 4.67$$

$$\Phi = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = 3 * 2.142^2 (2 + 2 * 4.67) / (0.40 * 10^4)$$

$$e_2 = 2.6 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2$$

$$e_0 = 5.45 + 2.6$$

$$e_0 = 8.05 \text{ cm}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250)$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 306 / 250)$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + e_a$$

$$e = 8.05 + 2$$

$$e = 10.05 \text{ cm}$$

$$e_f = e + (d - h / 2)$$

$$e = 10.05 + (40 - 40 / 2)$$

$$e = 30.05 \text{ cm}$$

Le calcul de la section se fait avec la nouvelle sollicitation qui est suivant :

$$N_u = 85.36 \text{ KN}$$

$$M_a = N_u * e_f$$

$$M_a = 1565.449 * 0.3005$$

$$M_a = 470.417 \text{ KN.m}$$

$$e_f = 30.05 \text{ cm} < h / 2 - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué en dehors du segment limite par les armatures

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_a = 470.417 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_a / (\sigma_{bc} * b * d^2)$$

$$\mu = 470.417 * 10^3 / (14.2 * 40 * 36^2)$$

$$\mu = 0.39 < \mu_{bc} = 0.48$$

Section partiellement comprimée

pivot A

$$\longrightarrow A' = 0$$

Le calcul se fait en flexion simple avec M_a

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu)}) \quad \alpha = 0.663$$

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

$$\beta = 0.839$$

$$A_u = M_a / (\sigma_s * \beta * d)$$

$$A_u = 470.41 * 10^3 / (348 * 0.839 * 36)$$

$$A_u = 44.75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_u - N / \sigma_s$$

$$A = 44.75 - 1565.449 * 10^3 / (348 * 100)$$

$$A = -0.5 \text{ cm}^2$$

h) Conclusion:

On ferraille les poteaux niveau **RDC** de section **(40*40) cm²** à partir leurs section minimale et l'autre poteaux sont calculé à l'aide du logiciel **Robot Expert 2010**.

La section minimale des armatures longitudinale: **Poteaux (40*40) cm²**.

Condition de non fragilité BAEL :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_c$$

$$A_{\min} = 0.23 * 40 * 36 * 2.1 / 40$$

$$A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Condition du RPA99 :

$$A_{\min} = 0.8\% bh$$

$$A_{\min} = 0.8\% * 40 * 40$$

$$A_{\min} = 12.8 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures finales :

$$A_T = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\min \text{ BAEL}}, A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_T = (0, 1.2, 1.73, 12.8)$$

$$A_T = 12.8 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$A_T : 4 \text{ HA } 16 + 4 \text{ HA } 14 = 14.2 \text{ cm}^2$$

La section minimale des armatures longitudinale: **Poteaux (35*35) cm².**

Condition de non fragilité BAEL :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_c$$

$$A_{\min} = 0.23 * 35 * 31 * 2.1 / 400$$

$$A_{\min} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Condition du RPA99 :

$$A_{\min} = 0.8\% bh$$

$$A_{\min} = 0.8\% * 35 * 35$$

$$A_{\min} = 9.8 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures finales :

$$A_T = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\min \text{ BAEL}}, A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_T = (0, 0.9, 1.31, 9.8)$$

$$A_T = 9.8 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_T : 8 \text{ HA } 14 = 12.32 \text{ cm}^2$

i) Calcul des armatures transversales:

- le diamètre des armatures transversales calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right) \text{ BAEL 91 révision 99}$$

Avec ϕ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

Poteaux (40*40) cm².

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{40}{10}; 1.4 \right) = (1.14; 4.0; 1.4) = 1.14 \text{ cm}$$

Poteaux (35*35) cm².

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{35}{10}; 1.4 \right) = (1.0; 3.5; 1.4) = 1.0 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

j) Calcul de l'espacement:

St : espacement des armatures transversales.

St' ≤ Min (10 ϕ_1 ; 15 cm) en zone nodal (zone **IIa**).....RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2).

St ≤ 15 ϕ_1 en zone courante (zone **IIa**)RPA 99 / version 2003(Art7.4.2.2).

Avec : Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux. Pour la raison pratique on adopte pour tous les poteaux un espacement:

$St' = 10$ cm dans la zone nodale. $St = 15$ cm dans la zone courant.

Les cardes doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum (voir **Figure V-1**).

$10\Phi_t = 10 \times 1,4 = 14$ cm ; alors on adopte longueur de 15 cm.

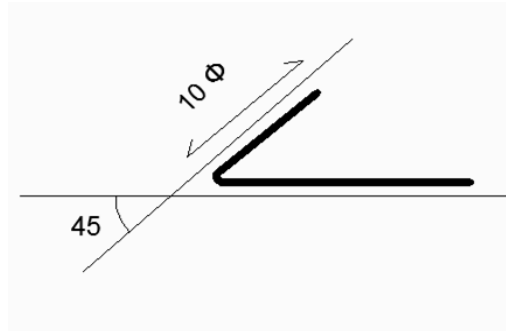


Figure V-2-1 : Crochet des barres horizontales.

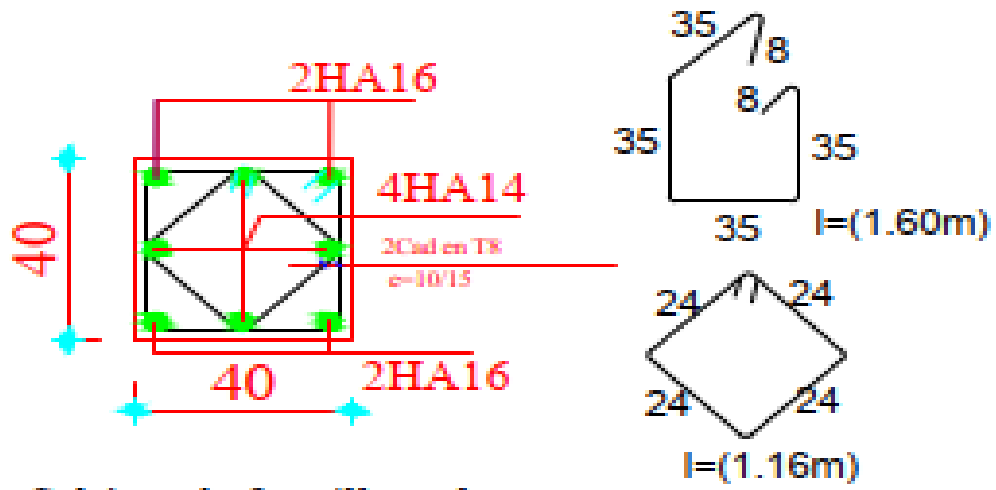


Schéma de ferrailage des poteaux
(40×40)

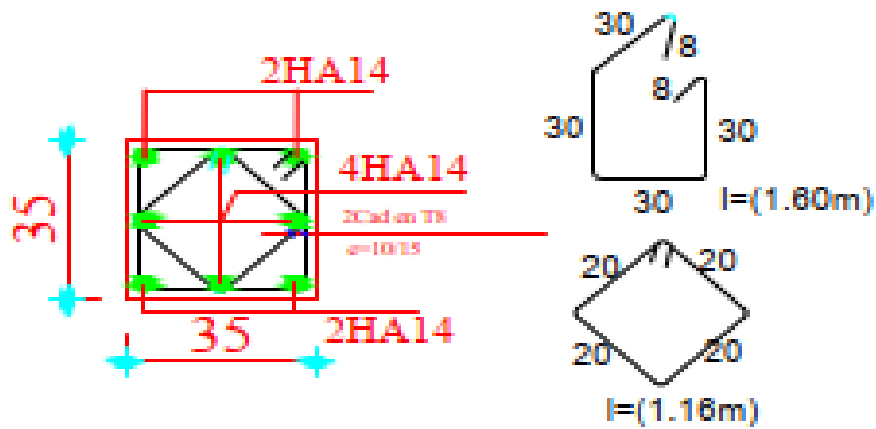


Schéma de ferrailage des poteaux
(35×35)

Figure VI-2 : Schéma de ferrailage des poteaux

VI.4 .Ferrailage Des Voiles :

a) Introduction :

Les voiles seront sollicitées par :

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

b) Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

c) Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

d) Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui Les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

e) Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

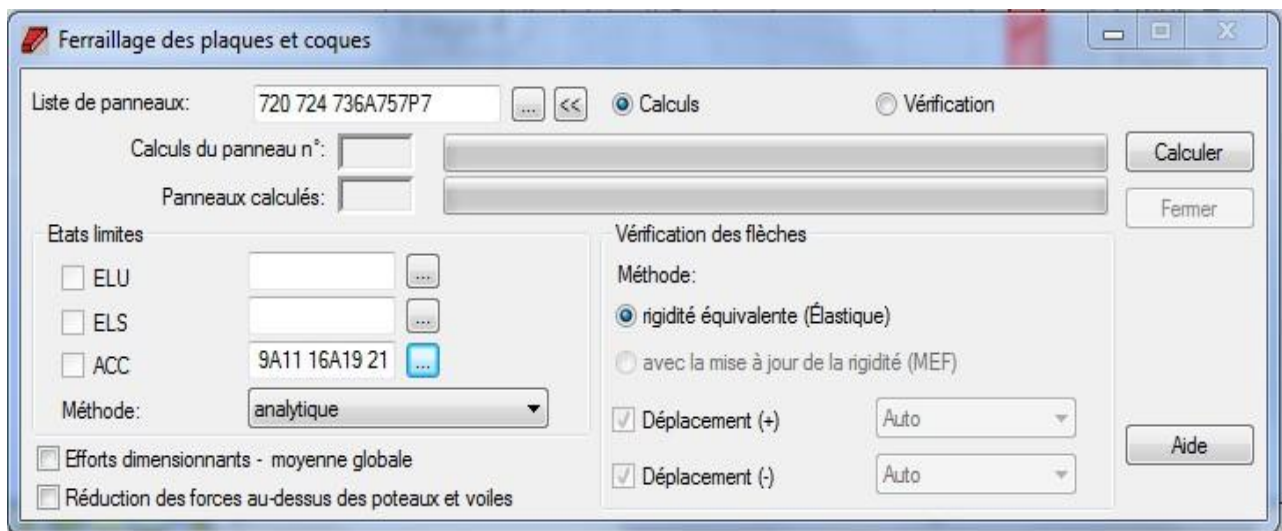
f) Méthode de calcul :

Elle consiste à rechercher l'équilibre entre portique et refends, en remplaçant les Portiques par un système de forces, qui est fonction du déplacement imposé aux portiques par les refends.

Dans le cas d'un petit ouvrage ou d'un avant-projet pour lequel on désirerait avoir un ordre de grandeur des efforts horizontaux repris par les portiques le ferrailage des voiles avec logiciel robot :

On va au menu analyse \Rightarrow dimensionnement éléments B.A \Rightarrow dimensionnement panneaux B.A calculer :

La boîte de dialogue suivante va apparaître :

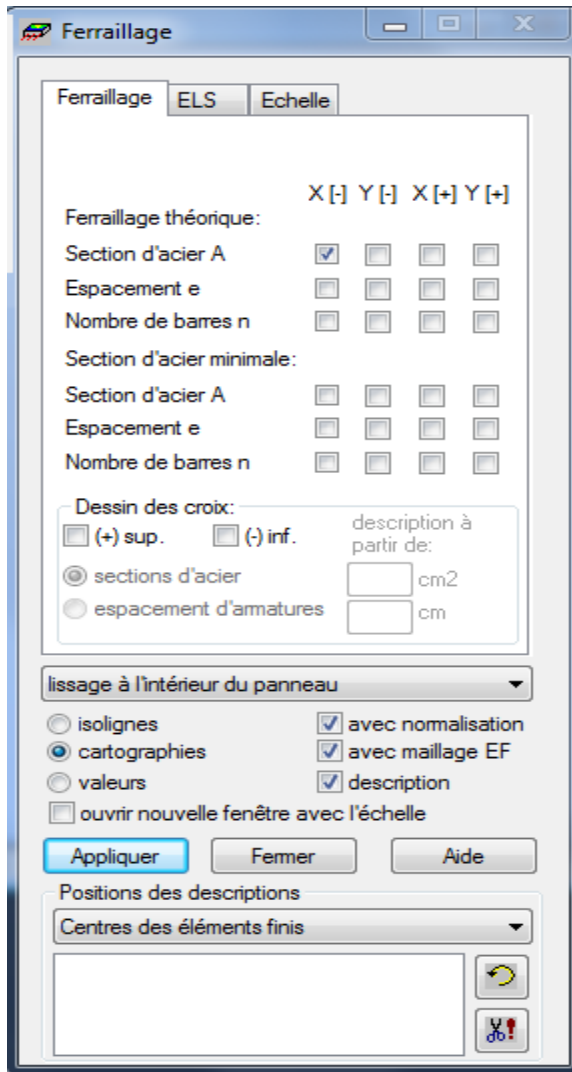


g) Voile Sens Y :

On sélectionne les 2 voiles du sens Y on et on entre leur numéros dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéros des ELA dans le sens Y qui sont les cas suivants :

$G+Q+E_y$; $G+Q-E_y$; $0.8G+E_y$; $0.8G-E_y$ et on lance le calcul.

Après avoir lancé le calcul on va au menu résultats \Rightarrow cartographie ferrailage La boîte de dialogue suivante va apparaître :



Comme les voiles sont dans le sens X on choisit la section d'acier X Le résultat suivant va apparaître :

On prend le max des résultats dans chaque 2 niveau

Le résultat suivant est donné dans chaque mètre linéaire :

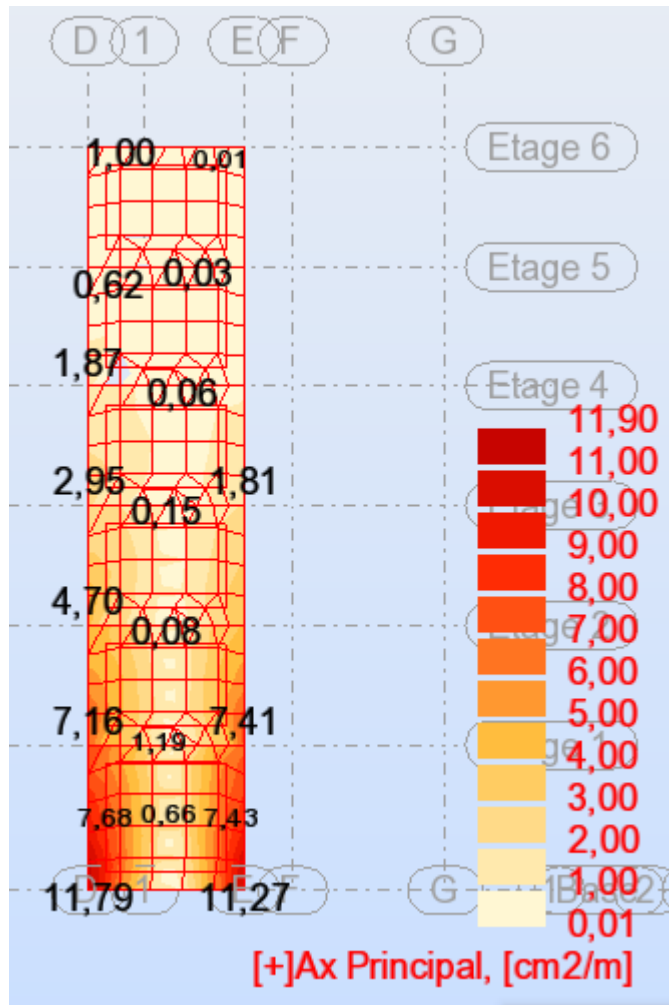


Figure V- 6 : Schéma de Voile N° 01

1) Niveau 0 et 2 :

Longueur du voile 3 ,06 m

Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m : $A_s = 11,79 \text{ cm}^2$

a) raidisseur (40x40) : On adopte 4HA16+ 4 HA14 =14.20 cm^2 Restant 2.74 cm^2

b) zone d'extrémité (80 cm) : 6HA12= 6.79 cm^2 avec un espacement = 15cm

Deuxième mètre intermédiaire 1m (de 1,80 m) :

$A_s = 6 \text{ cm}^2$ on adopte 11HA12= 12.44 cm^2 Avec un espacement $e = 20\text{cm}$.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) \quad A_x = 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) \quad A_x = A_s/4 = 2,94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 6 \text{ HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement } e = 15 \text{ cm.}$$

B : surface du voile par un mètre linéaire

avec un espacement $e = 15\text{cm}$.

2) Niveau 3, 4, 5 :**Armatures longitudinales :**

Premier mètre d'extrémité 1m :

$$A_s = 4,70 \text{ cm}^2$$

➤ **Raidisseur 35x35 :**

On adopte 8HA12= 9,05cm²

$$a) \quad \text{Zone d'extrémité } 80 \text{ cm : On adopte } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement } e = 15 \text{ cm}$$

Deuxième mètre de la zone courante (1,80 m) :

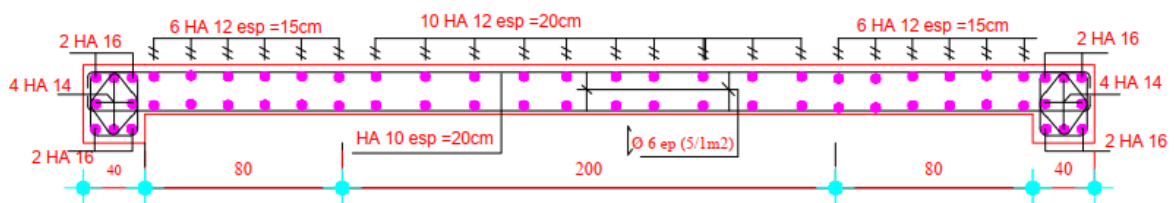
$$b) \quad A_s = 2,95 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 11\text{HA}12 = 12.44 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement } e = 20\text{cm.}$$

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) \quad A_x = 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) \quad A_x = A_s/4 = 1,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 8\text{HA}10 = 4.02 \text{ cm}^2$$



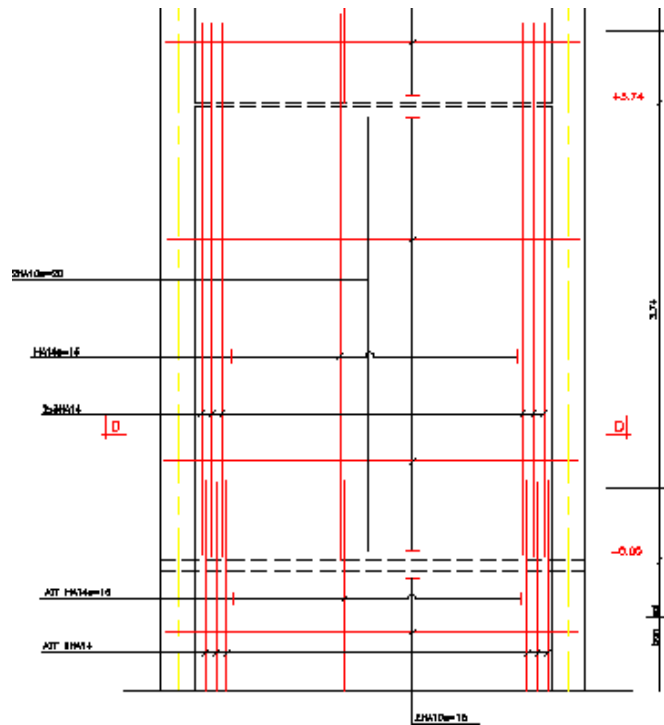


Figure VI- 3 : Schéma de ferrailage de voile 01

h) Voile Sens X :

On recommence les mêmes étapes sauf :

On sélectionne le voile 2 du sens x on et on entre leur numéros dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéros des ELA dans le sens X qui sont les cas suivants : $G+Q+Ex$; $G+Q-Ex$; $0.8G+Ex$; $0.8G-Ex$ et on lance le calcul. Dans la boîte de dialogue ferrailage on coche la section d'acier y. Le résultat suivant va apparaître :

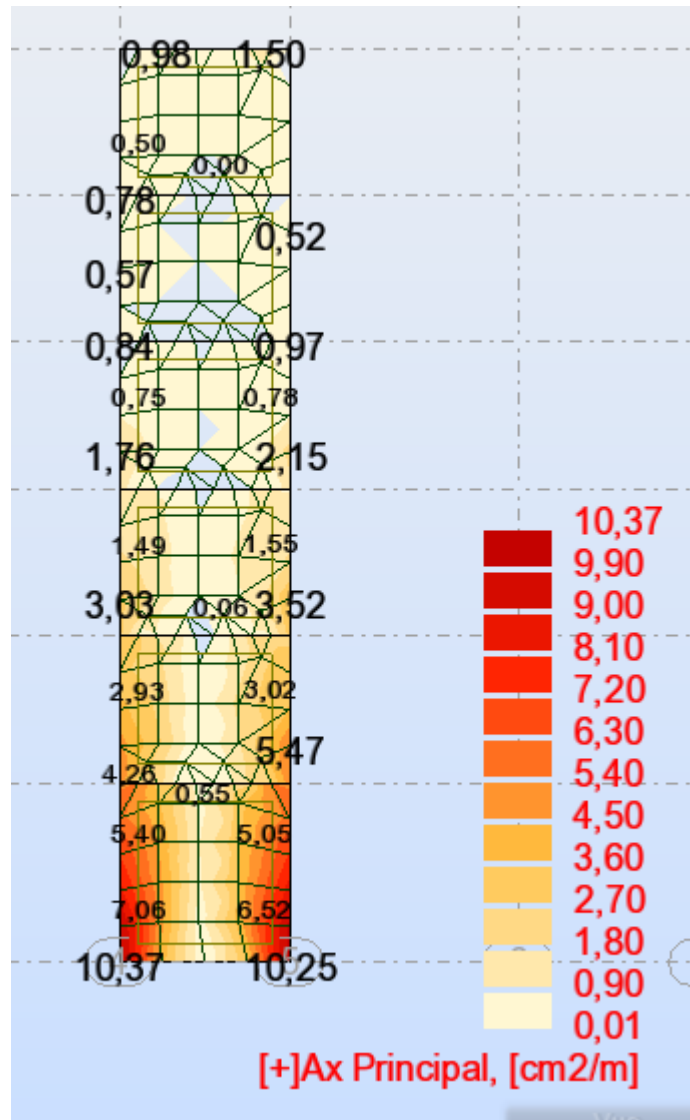


Figure V- 8 : Schéma de Voile N° 02

➤ Voile 02

1) **Niveau 0 et 2** : Longueur du voile 3,20 m Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m : $A_s = 10,37 \text{ cm}^2$

a) raidisseur (35x35) : On adopte 8HA14 = 12.32cm²

Restant : 1,32 cm²

b) zone d'extrémité (65 cm) : 4HA12= 4.52 cm² avec un espacement = 15 cm Deuxième mètre intermédiaire 1m (de 1,20 m) : $A_s = 5,4 \text{ cm}^2$ on adopte 10HA12= 11.31 cm² Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) \quad A_x = 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) \quad A_x = A_s/4 = 2,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 6 \text{ HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement } e = 20 \text{ cm.}$$

B : surface du voile par un mètre linéaire

2) Niveau 3, 4, 5 :**Armatures longitudinales :**

Premier mètre d'extrémité 1m : $A_s = 3,52 \text{ cm}^2$

$$a) \quad \text{Raidisseur } 35 \times 35 : \text{ on adopte } 8 \text{ HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

Zone d'extrémité 65 cm : On adopte $4 \text{ HA}10 = 5,03 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$ Deuxième mètre de la zone courante (1,20 m) : $A_s = 2,15 \text{ cm}^2$ on adopte la section d'armature minimum :

$$S_{\min} = 0,10\%B = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

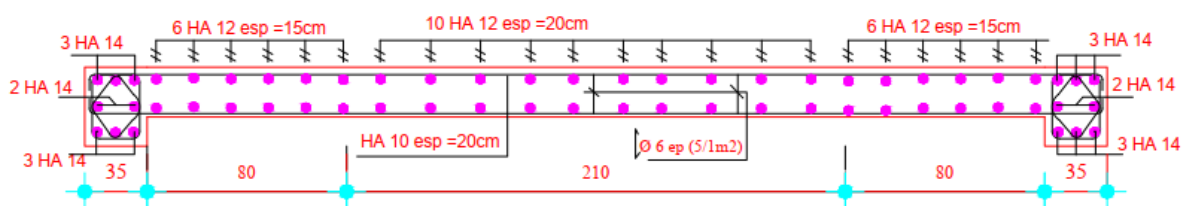
Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) \quad A_x = 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) \quad A_x = A_s/4 = 0,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 8 \text{ HA}8 = 4,02 \text{ cm}^2$$



voile type 02

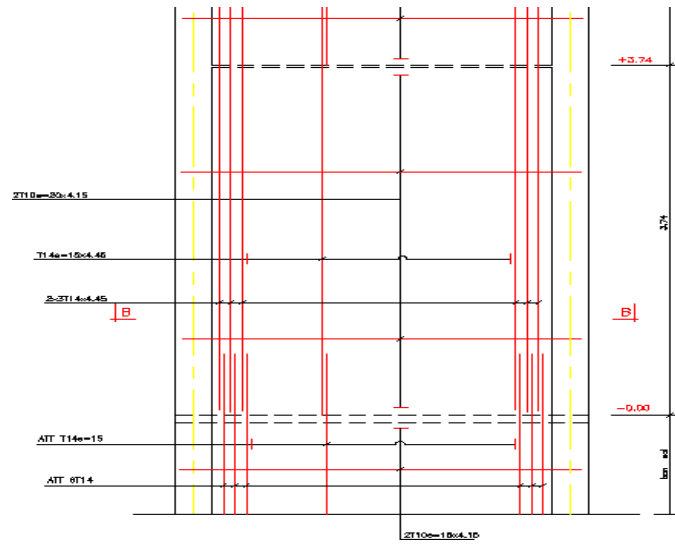


Figure VI- 4 : Schéma de ferrailage de voile 02

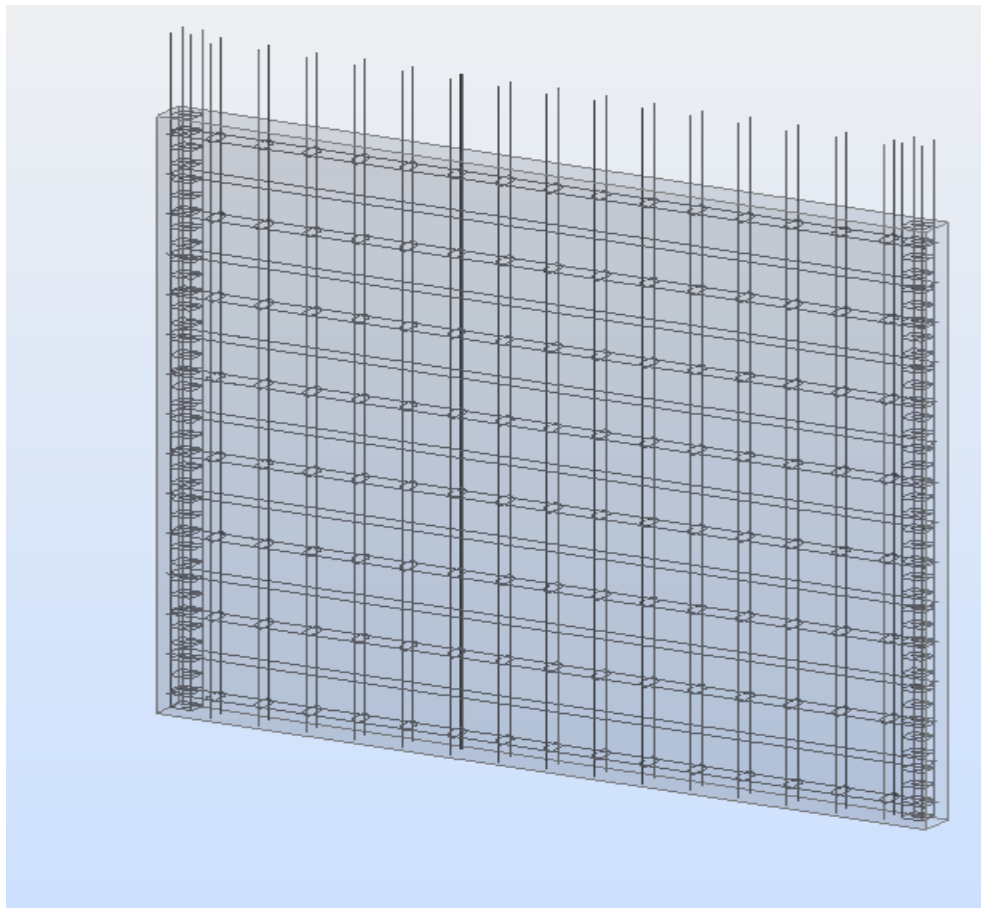


Figure VI- 10 : Vue 3d de Ferrailage de Voile N°02

Chapitre VII

étude de l'infrastructure

VII) ETUDE DES FONDATIONS :

VII.1 Introduction :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir les surcharges climatiques et sismiques.

VII.2 Différents fonctions des fondations :

En générale elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- ✓ Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations (Stabilité au tassement ; Stabilité au Renversement ; Stabilité au glissement ; Stabilité au soulèvement)
- ✓ Assurer la résistance des massifs de fondations
- ✓ Vérifier la résistance du terrain de fondations (Résister aux sollicitations M, N, T)

S'assurer de la durabilité des fondations

- ✓ Trouver la solution la plus économique

VII.3 Facteurs de choix du type de fondation :

Nature du sol : sol homogène ou non, contrainte de sol faible, moyenne ou bonne. Terrain accidenté ou non.

Nature des charges appliquées : variables ou non d'un endroit à l'autre, Charges réparties ou concentrées, grandeur et direction.

La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât D'habitation, bât industriel, soutènement,...

Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...

La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau

Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...

Si deux solutions sont possibles, on doit choisir :

- La plus économique en matériaux.
- La plus facile à exécuté.

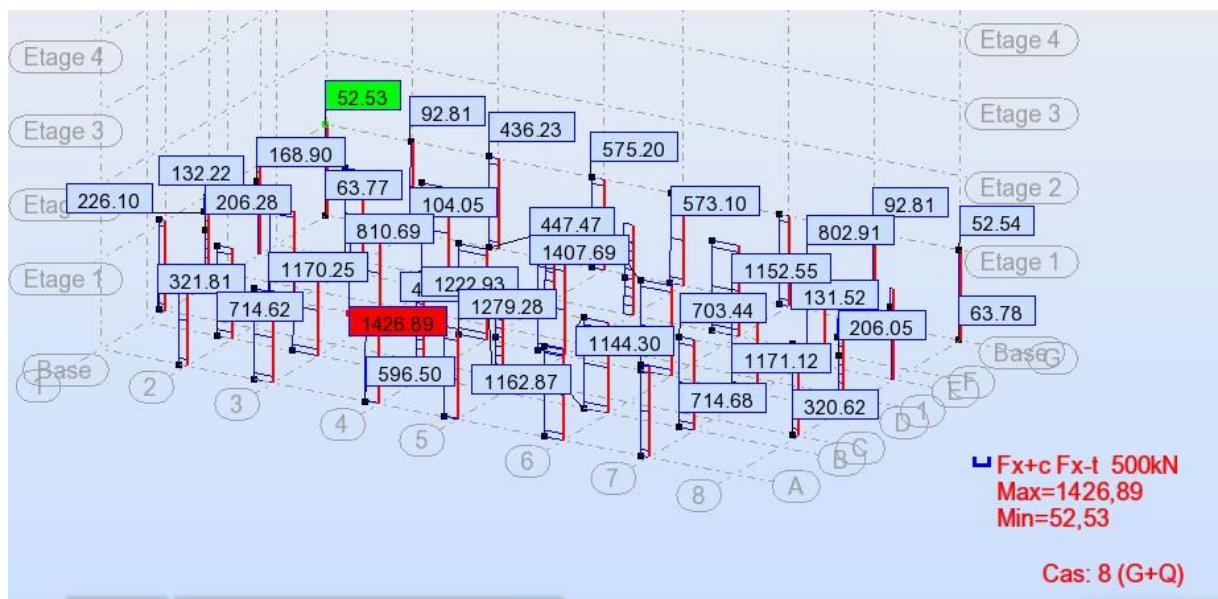
VII.4 Risques à criarde:

- ✓ Fondation sur un remblai mal tassé.
- ✓ Fondation sans précaution sur un terrain hétérogène
- ✓ Fondation de types différents pour un même ouvrage (sans tenir compte de la symétrie).
- ✓ Existence d'une construction avoisinante dont les effets sur la nouvelle construction sont négligés.
- ✓ Instabilité de l'ensemble
- ✓ Faute de calcul ou d'exécution
- ✓ Attaque de la fondation par des milieux fortement agressifs.

VII.5 VI. 5. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 1,2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelles isolée
- ✓ Semelles filantes.
- ✓ Radier général.



VII.6 Vérification des semelles isolées

Les poteaux étant de sections carre, on choisit des semelles carres. La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Effort normal à la base de poteau, obtenu par le logiciel **ROBOT**

$$\bar{\sigma}_{sol} = 120 \text{ kn/m}^2 \quad (A * B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VII.7 Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{(B*L)} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}*L}$$

Le Portique le plus sollicité : $N = N1+N2 +N3+N4+N5+N6+N7+N8 \rightarrow N = 24,50 \text{ MN}$

$$B \geq \frac{24.50}{0.12 * 28.85} \rightarrow B \geq 7.047 \text{ m}$$

➤ Remarque

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

VII.8 Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

VII.9 Pré dimensionnement :

Condition de coffrage : Pour les nervures :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

avec :

h : la hauteur de la nervure

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; $L_{max} = 525$ cm En

remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_t \geq 52$ cm

On adopte pour une hauteur **h = 55 cm**

Tous les calculs ont été fait à ELS

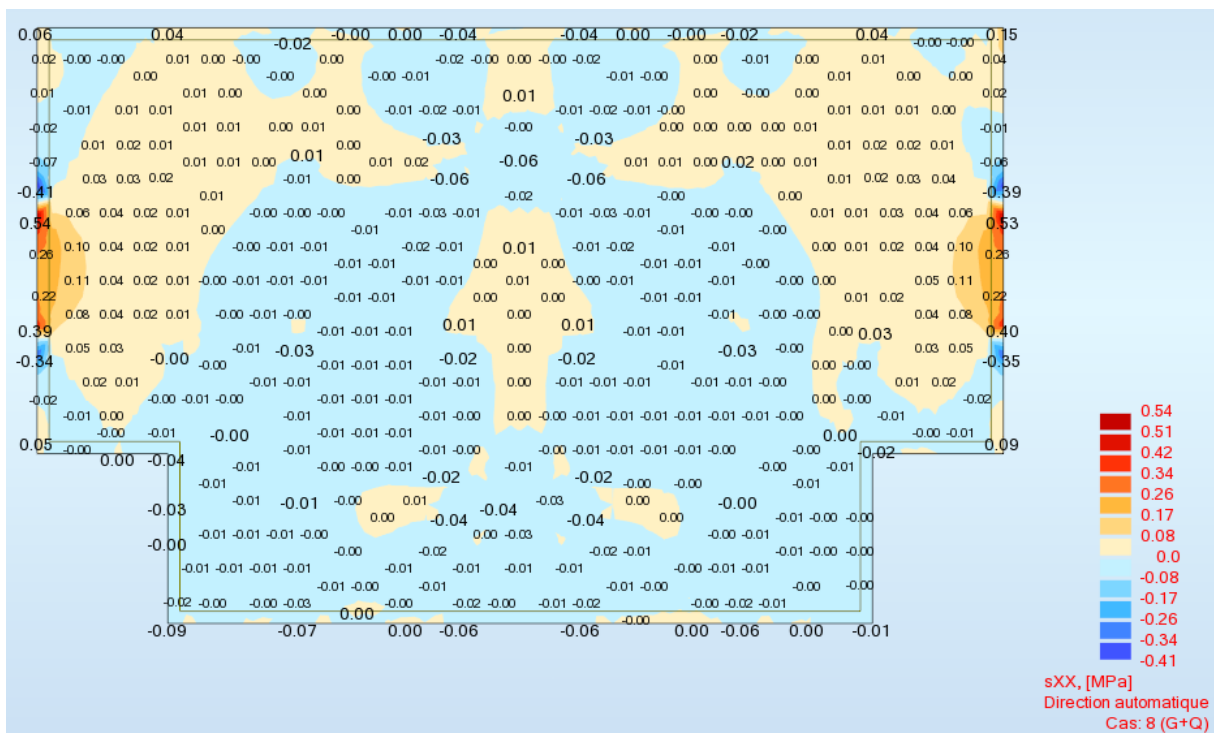


Figure VII .2-Schéma de La contrainte σ_{xx}

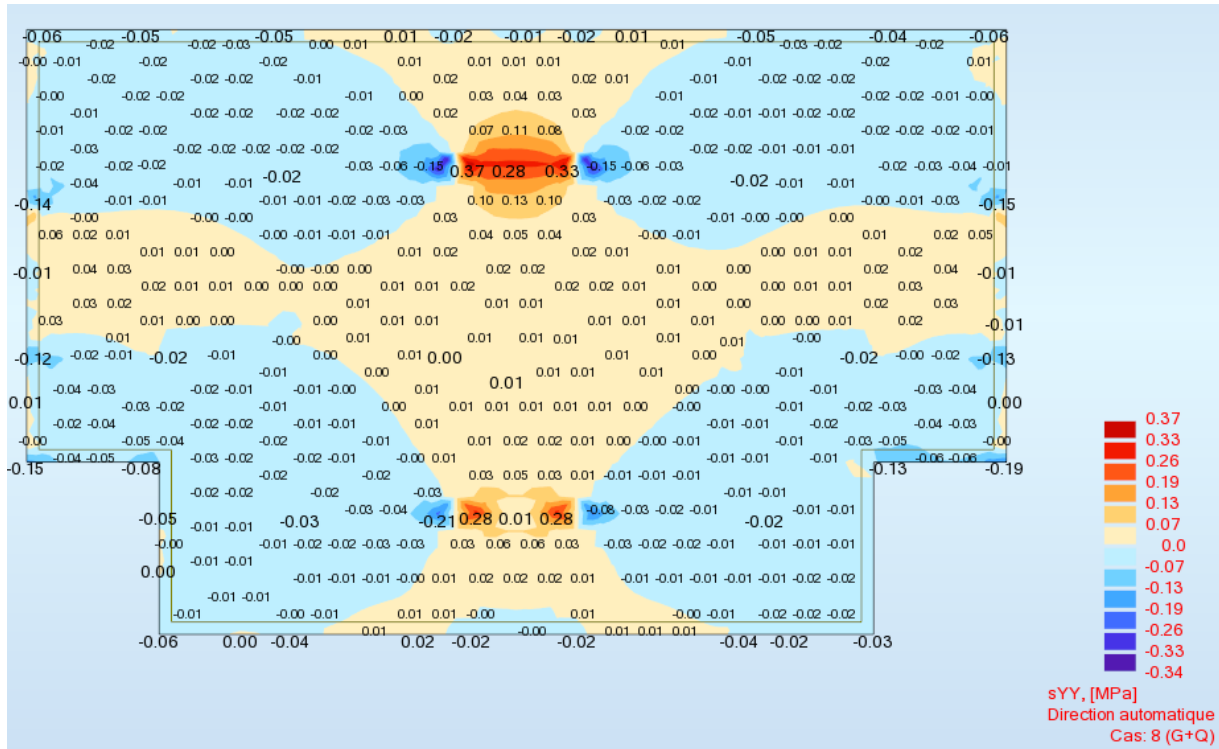


Figure VII .3-Schéma de La contrainte σ_{yy}

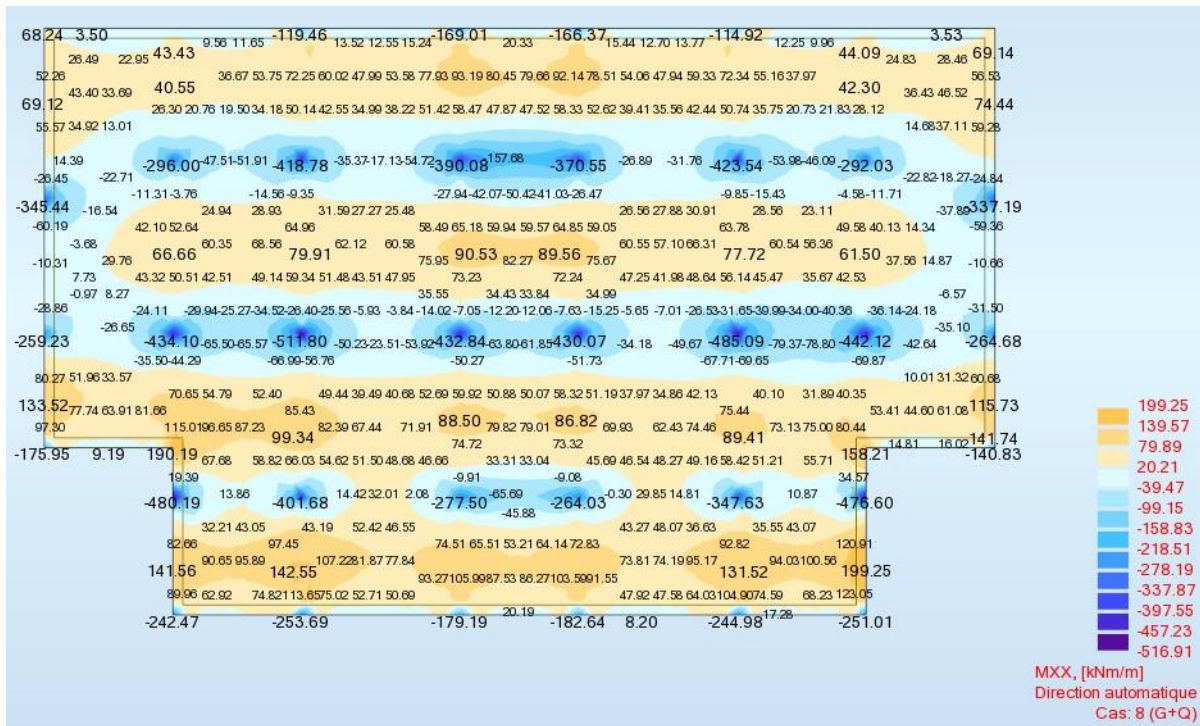


Figure VII .4-schéma de moment M_{xx}

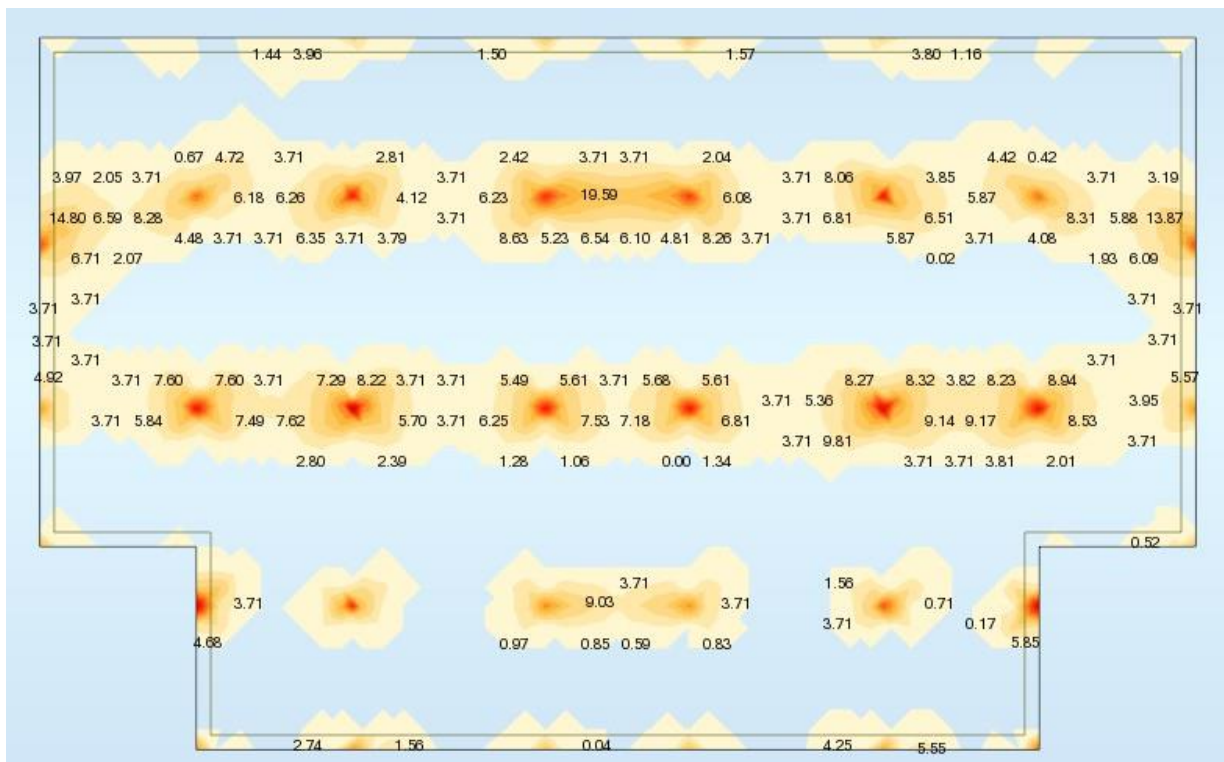
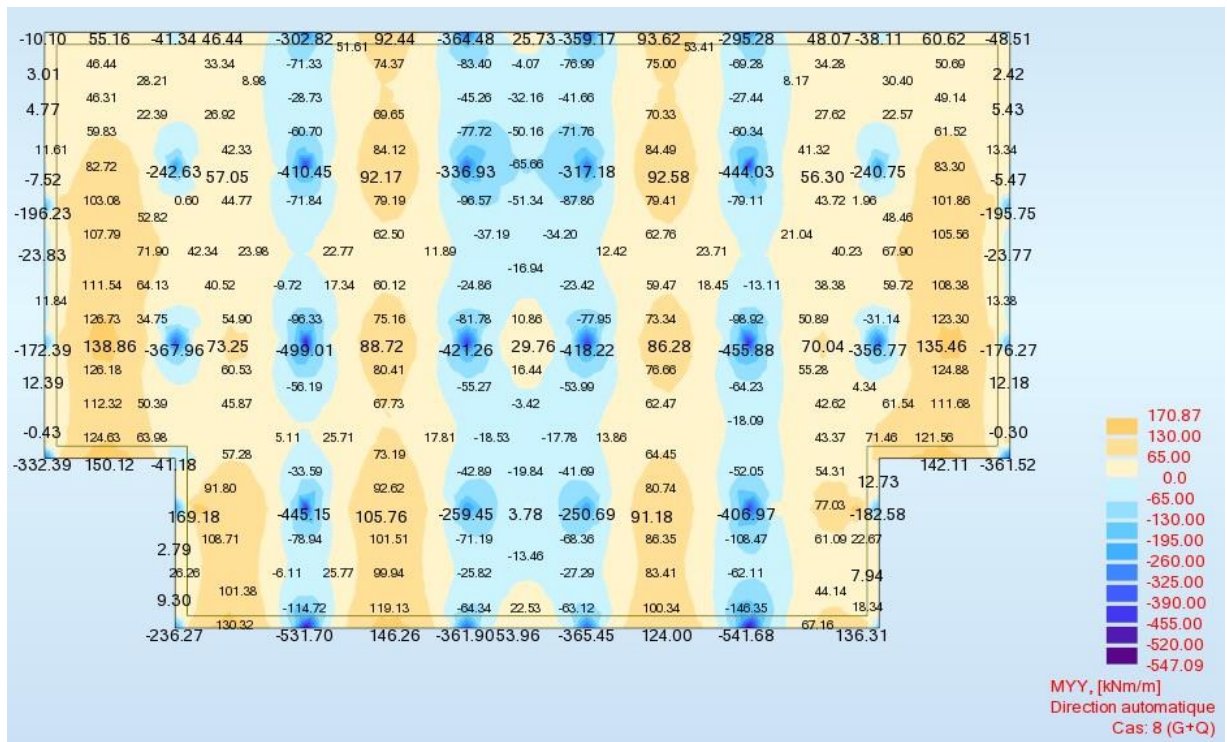


Figure VII .5-schéma -As appuis direction x-

On adopte HA 12 esp 15

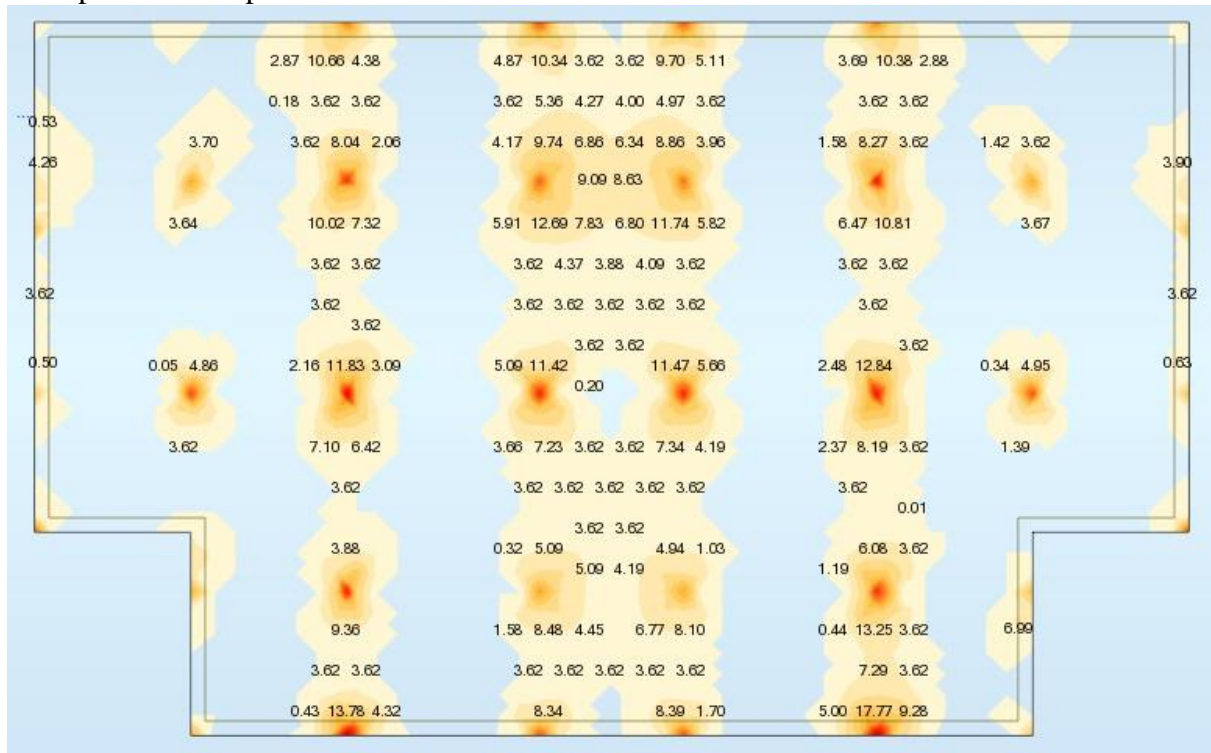


Figure VI .6-schéma- As appuis direction y-

On adopte 12 esp 15

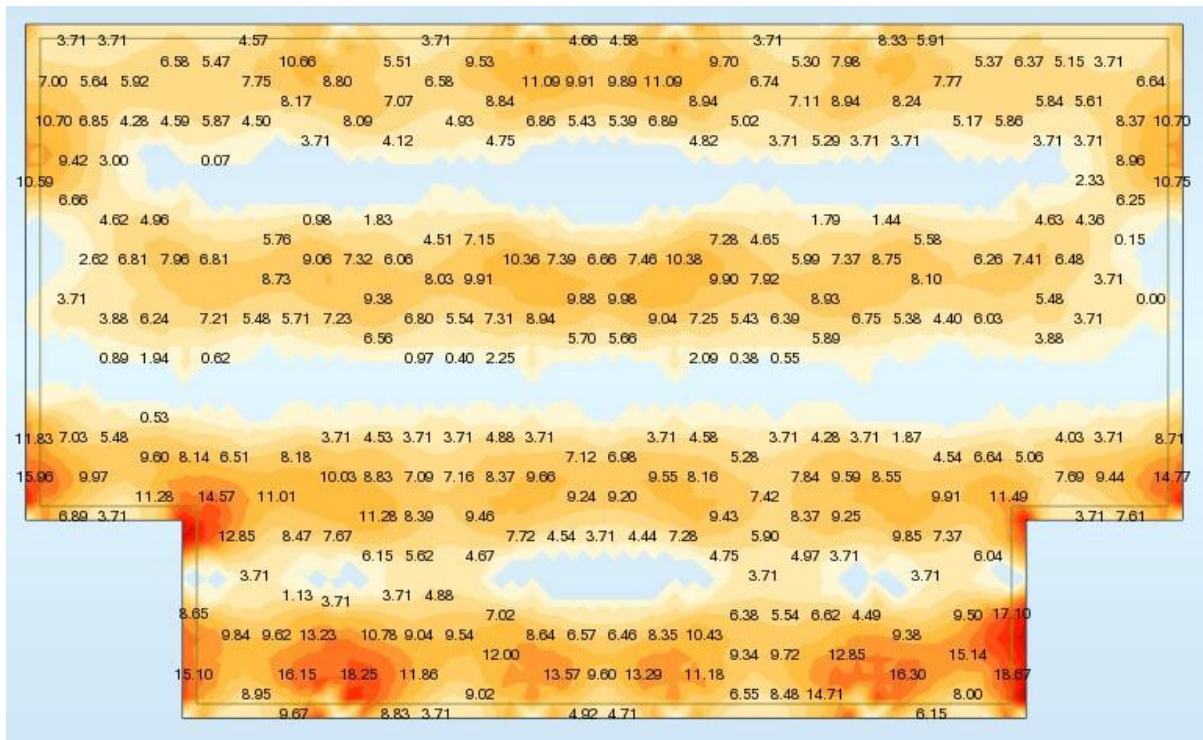


Figure VII .7-Schéma -As travée direction x-

Tableau.VII.1 Résumé des résultats du ferrailage.

		A_{cal} (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté	S_t (cm)
Sens x.x	Travée	10,26	8HA14 = 12,34	15
	Appui	5,91	6HA12 = 6,79	15
Sens y.y	Travée	11,18	8HA14 = 12,34	15
	Appui	6,62	6HA12 = 6,79	15

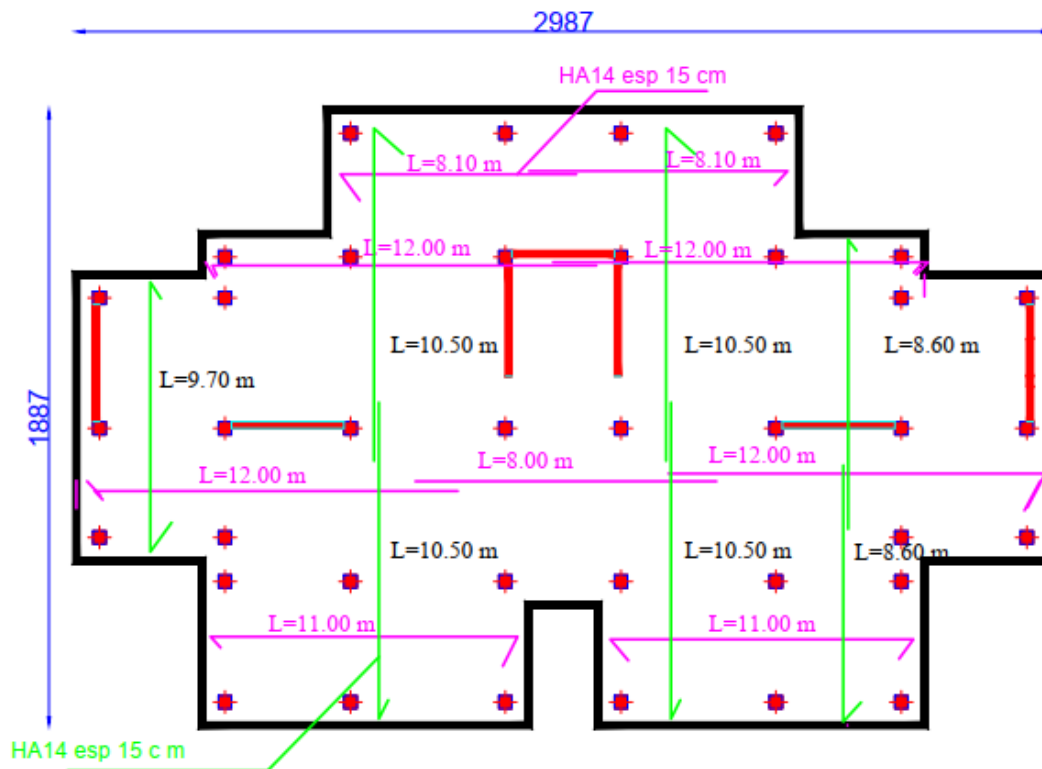


Fig VII-8 :Plans de Coffrage et Ferrailage du Radier La nappe supérieure

Figure VII .8-plan coffrage et ferrailage d radier la nappe inferieur

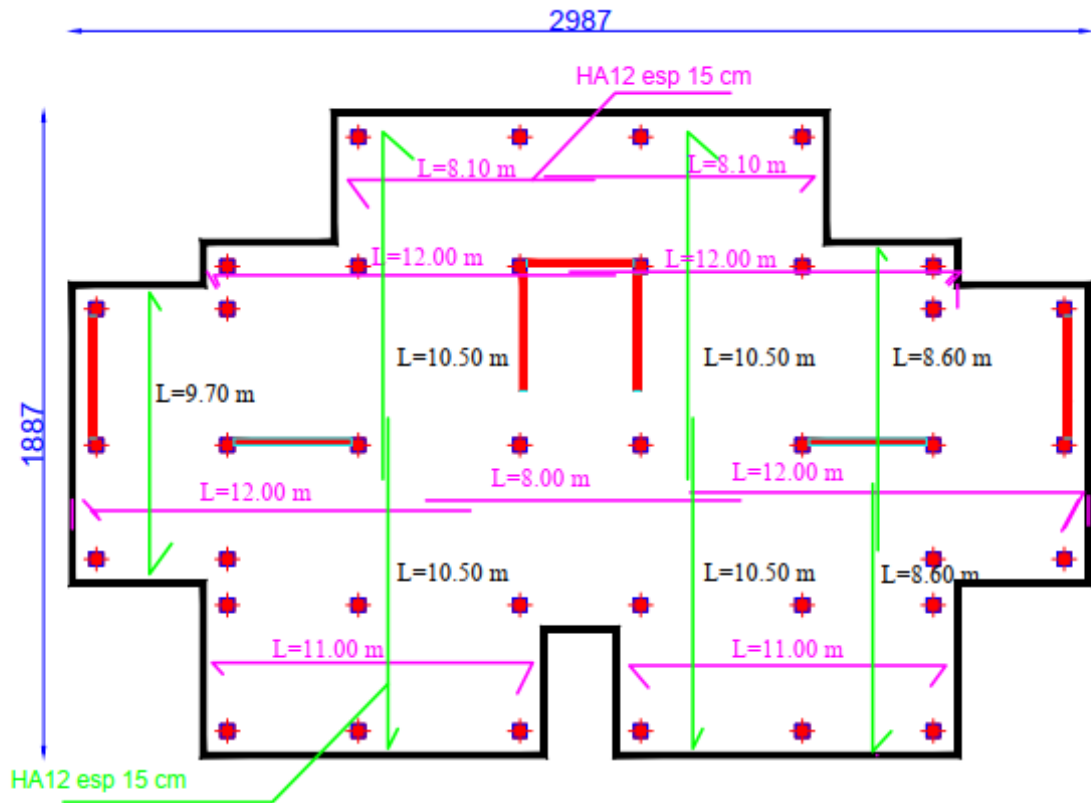


Fig VII-9:Plans de Coffrage et Ferrailage du Radier La nappe inférieure

Figure VII .9-plan coffrage et ferrailage d radier la nappe supérieure

:

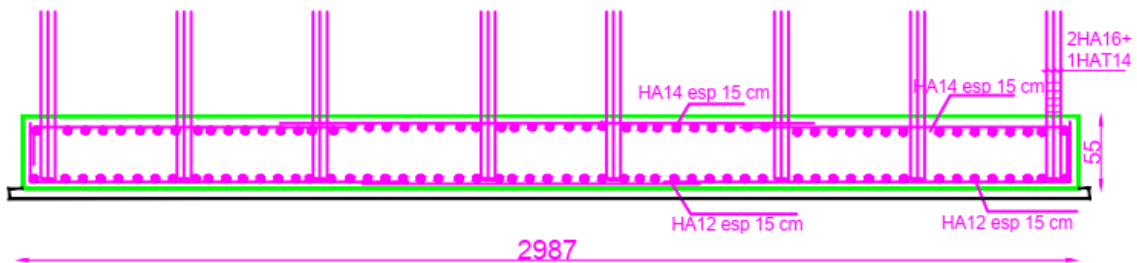


Fig VII-10:Plans de Coffrage et Ferrailage du Radier generale

Figure VII-10 : Les Plans de Coffrage et Ferrailage du Radier

Chapitre VIII

CONCLUSION

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre, une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Cours :

- Béton armé.....calcul
- Dynamique des structures.....calcul
- Cours de bâtimentcalcul
- Résistance des matériaux..... calcul

Logiciels :

- ROBOTAnalyse des structures
- AUTOCAD 2013.....Dessin
- EXCEL 2010.....Calcul.
- WORD 2010.....Traitement du texte