

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHESCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA**

**FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**N° :**



**DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE**

**FILIERE : GENIE CIVIL**

**OPTION : STR UCTURES**

**Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique**

**Par :**

**BENGUETTAF Imane & BOUZIDI Ahmed**

**Intitulé**

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5)**

**Soutenu devant le jury composé de :**

**Dr. RAHMANI Abdallah Yasmine**

**Université de M'sila**

**Président**

**Dr. SILINE Mohammed**

**Université de M'sila**

**Dr. BELOUAHRI Brahim**

**Université de M'sila**

**Année universitaire : 2022/ 2023**

A decorative border of red maple leaves surrounds the text. The leaves are arranged in a repeating pattern along the top, bottom, and sides of the page.

# Remercier

Nous tenons tout d'abord à remercier le Bon Dieu  
Et qui nous a éclairé les chemins par la lumière de son immense  
savoir.

Mon professeur Je vous offre les expressions de remerciement et  
d'appréciation les plus sincères

Pour tous les précieux conseils et informations que vous nous  
avez apportés

Ce qui a contribué à compléter le sujet de notre étude dans ses  
différents aspects

Cela a également augmenté notre stock de connaissances dans le  
domaine de l'ingénierie.

Nous le remercions également pour sa patience et ses  
encouragements

Nous remercions tous les professeurs de génie civil

Surtout tous les membres du jury pour avoir accepté d'examiner  
notre travail

# Dédicaces

Qui est-ce que je préfère à moi-même et pourquoi pas ? Tu t'es sacrifié pour moi

Tu n'épargnes toujours aucun effort pour me rendre heureux

✨ Chère mère ✨

Nous marchons sur les chemins de la vie, et celui qui contrôle nos esprits reste sur  
chaque

Chemin que nous empruntons

Le propriétaire d'un bon visage et de bonnes actions

Il ne m'a pas gardé toute sa vie

✨ Mon cher père ✨

A ma sœur qui a passé la nuit à m'élever et à m'encourager

Et à tous mes frères et sœurs et aux membres de ma famille bien-aimée, Et à tous les  
petits-enfants

Qui a été avec moi tout ce temps

A mes amis universitaires avec qui j'ai passé beaucoup de temps

À mes amis sur les réseaux sociaux, malgré la distance, ils ont été ceux qui m'ont le  
plus soutenu, et encouragé.

Et à tous ceux qui m'ont soutenu et aidé dans tout ce qu'ils ont et de tant de façons

Je vous présente cette recherche, et j'espère qu'elle vous satisfera

Merci beaucoup

*Benguettaf Imane*

# Remerciement

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ  
واصلی و آسئام علی سیدنا محمد و آلیه الطیبین و الطاهرین

*Merci à Dieu et Louange à Dieu de*

*M'avoir Permis de Terminer Ce Mémoire de Fin D'étude.*

*Ensuite ,je Remercie le Dr :Céline Mohamed Pour Tous les  
Conseils et Orientations Et Conseils Et Pour Toutes Les  
Informations qu'il m'a données.*

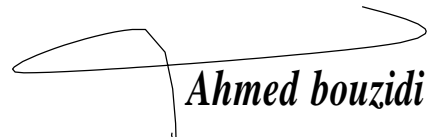
*Je ne Peux Manquer de Remercier Tous Mes Professeurs ,Chacun  
en Son Nom ,Pour Toutes Les Informations Précieuses Et les  
Efforts qu'ils Ont Déployés Pour Parvenir à Une Meilleure  
éducation .*

*Je ne Manque Pas Non Plus de Remercier le Personnel  
administratif de l'institut De Génie Civil ,Chacun en Son Nom  
,dirigé Par le Directeur de L'institut Pour L'accueil et le Traitement  
de Haut niveau et Pour Toutes Les Facilités administratives qu'ils  
assurent.*

*Je Remercie également Tous Mes Confrères Diplômés Master2 de  
la Promotion 2022/2023, Chacun en Son Nom, Pour Tous Les  
Conseils et L'accompagnement qu'ils m'ont Prodigués Tout au long de  
L'année Universitaire.*

*Je ne Manque Pas Non Plus de Remercier Mon Honorable  
Famille, Chacun en Son Nom ,de m'avoir Soutenu .*

*Je Remercie également Mes Collègues de Travail et Tous Mes  
Amis, Chacun en Son Nom, Pour Les Orientations et les Conseils  
Prodigués.*

  
Ahmed bouzidi

# TABLE DES MATIÈRES

<b>Introduction générale .....</b>	<b>15</b>
------------------------------------	-----------

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

<b>I.1</b>	Présentation du bâtiment .....	17
<b>I.2</b>	Dimensions en plan .....	17
<b>I.3</b>	Dimensions en élévation .....	17
<b>I.4</b>	Documents graphiques .....	18
<b>I.5</b>	Description de l'ouvrage .....	19
<b>I.5.1</b>	Le contreventement .....	19
<b>I.5.2</b>	Ossatures .....	19
<b>I.5.3</b>	Escaliers .....	19
<b>I.5.4</b>	Maçonneries .....	19
<b>I.5.5</b>	Revêtements .....	19
<b>I.6</b>	Caractéristiques des matériaux.....	20
<b>I.6.1</b>	Le béton.....	20
<b>I.6.2</b>	Composition moyenne du béton .....	20
<b>I.6.3</b>	La Résistance Caractéristique du Béton.....	20
<b>I.6.4</b>	Déformation longitudinale du béton .....	20
<b>I.6.5</b>	Diagramme déformations –contraintes de béton.....	21
<b>I.6.6</b>	Contrainte limite de cisaillement .....	22
<b>I.7</b>	Les aciers : (BAEL91 version 99).....	23
<b>I.7.1</b>	Module d'élasticité de l'acier .....	23
<b>I.7.2</b>	Contraintes limites .....	23
<b>I.8</b>	Hypothèses de calcul : C.B.A 93 (A: 4.3.2).....	24

## **Chapitre II : Pré dimensionnement**

<b>II.1</b>	Les planchers.....	27
<b>II.2</b>	Les poutres .....	29
<b>II.2.1</b>	Les poutres principales.....	30
<b>II.2.2</b>	Les poutres secondaires .....	30
<b>II.3</b>	Les poteaux .....	31
<b>II.4</b>	Les voiles .....	31
<b>II.5.</b>	Les escaliers.....	31
<b>II.6</b>	Evaluation des charges et surcharges.....	33
<b>II.7</b>	Descente des charges.....	38
<b>II.7.1</b>	Loi de de dégression.....	38
<b>II.7.2</b>	Vérification de la section des poteaux .....	41

### **Chapitre III : Les éléments secondaires**

<b>III.1</b>	L'acrotère .....	46
<b>III.1.1</b>	Hypothèses de calcul.....	47
<b>III.1.2</b>	Calcul des moments et efforts normaux.....	47
<b>III.2</b>	Poutre de chaînage .....	51
<b>III.2.1</b>	Evaluation des charges .....	51
<b>III.2.2</b>	Ferraillage .....	52
<b>III.3</b>	Les escaliers .....	56
<b>III.3.1</b>	Evaluation des charges et surcharges.....	56
<b>III.3.2</b>	Ferraillage .....	59
<b>III.4</b>	Poutre palière .....	64
<b>III.4.1</b>	Pré dimensionnement .....	64
<b>III.4.2</b>	Ferraillage .....	65
<b>III.5</b>	Etude du plancher à corps creux .....	70
<b>III.5.1</b>	Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	70
<b>III.5.2</b>	Ferraillage des poutrelles .....	72

## **Chapitre IV : Étude des éléments porteurs**

<b>IV.1</b>	La méthode de calcul .....	81
<b>IV.1.1</b>	Calcul de la force sismique totale .....	81
<b>IV.1.2</b>	Caractéristique géométrique de la structure : le robot .....	89
<b>IV.1.3</b>	Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle .....	89
<b>IV.1.4</b>	Nombre de modes à considérer .....	90
<b>IV.1.5</b>	Vérification réglementaire.....	90
<b>IV.2</b>	Ferraillage des éléments structuraux .....	94
<b>IV.2.1</b>	Les combinaisons de calcul.....	94
<b>IV.2.2</b>	Les poutres .....	94
<b>IV.2.3</b>	Les poteaux .....	98
<b>IV.2.4</b>	Les voiles de contreventement .....	104

## **Chapitre V : Etude de l'infrastructure**

<b>V.1</b>	Les fondations .....	113
<b>V.1.1</b>	Les combinaisons de calcul.....	113
<b>V.1.2</b>	Choix du type de fondation.....	113
<b>V.2</b>	Etude du radier général .....	115
<b>V.2.1</b>	Pré dimensionnement .....	115
<b>V.2.2</b>	La surface de radier .....	116
<b>V.2.3</b>	Les vérifications .....	117
<b>V.2.4</b>	Ferraillage .....	119
<b>V.3</b>	Ferraillage des nervures .....	123
<b>V.4</b>	Etude du voile périphérique .....	126
<b>V.4.1</b>	Définition .....	126
<b>V.4.2</b>	Dimensionnement du voile .....	126
<b>V.4.3</b>	Caractéristiques géotechniques du sol .....	126

V.4.4	Evaluation des charges et surcharges .....	126
V.4.5	Ferraillage du voile .....	126
V.4.6	Vérification à l'E.L.S .....	129
<b>Conclusion</b>	.....	131
<b>Résumé</b>	.....	132
<b>Notation</b>	.....	134

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Présentation du projet

Tabl : I.1 Caractéristiques géométriques.....	19
Tabl : I.2 Composition moyenne du béton.....	20

## Chapitre II : Pré dimensionnement

Tab. II. 01 : récapitulatif des poutrelles .....	29
Tab. II.02. Plancher terrasse (inaccessible).....	33
Tab. II.03. Plancher RDC.....	34
Tab. II.04. Plancher étage courant (habitation).....	34
Tab. II.05. Mur extérieur.....	34
Tab. II.06. Mur intérieur .....	35
Tab. II.07. Balcon .....	35
Tab. II.08. Voile.....	36
Tab. II.09. Paillasse.....	36
Tab. II.10. Palier .....	37
Tab. II.11. Tableau récapitulatif.....	37
Tab. II.12. Déscente des charges.....	38
Tab. II.13 : Loi de dégression .....	41
Tab. II.14 : Vérification des sections des poteaux .....	44

## Chapitre III : Les éléments secondaires

Tab. III. 1 : Moments et efforts normaux .....	47
Tab. III. 2 : Ferailage de la poutre de chaînage.....	53
Tab. III. 3 : Verification des contraintes .....	56

Tab. III. 4 : Valeurs des combinaisons.....	57
Tab. III. 5 : Valeurs de sollicitations à l'E.L.U et à l'E.L.S.....	59
Tab. III. 6 : Ferrailage d'escalier.....	61
Tab. III. 7 : Vérification des contraintes .....	63
Tab. III. 8 : Valeurs des sollicitations de la poutre palière.....	69
Tab. III. 9 : Ferrailage de la poutre palière .....	66
Tab. III. 10 : Vérification des contraintes .....	68
Tab. III. 11 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles .....	71
Tab. III. 12 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU (terrasse et étage courant).....	71
Tab. III. 13: Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS (terrasse et étage courant).....	72

## **Chapitre IV : Étude des éléments porteurs**

Tableau. IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité .....	83
Tab.IV.2 : Résultat de nombre des modes à considérer.....	85
Tab.IV.3 : Vérification de l'effort normal réduit .....	86
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales .....	87
Tab.IV.5: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur-Sens X-X et Sens Y-Y.....	88
Tab.IV.6: Centre de masse et de torsion de la chaque niveau.....	89
Tab.IV.7: Caractéristiques dynamiques de la structure .....	89
Tab.IV.8: Résultats de nombre de modes à considérer.....	90
Tab.IV.9 : Vérification de la stabilité au renversement Sens (X-X).....	91
Tab.IV.10 : Vérification de la stabilité au renversement Sens (Y-Y).....	92
Tab.IV.11 : Vérification Effets P- $\Delta$ (X-X) .....	93

Tab.IV.12: Vérification Effets P- $\Delta$ (Y-Y) .....	93
Tab.IV.13: Vérification des déplacements relatifs Sens (x-x).....	93
Tab.IV.14: Vérification des déplacements relatifs Sens (y-y).....	94
Tab.IV.15: Exemple des sollicitations des poutres principales (PP1) .....	95
Tab.IV.16: Sollicitations des poutres principales .....	96
Tab.IV.17: Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales .....	97
Tab.IV.18: Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	97
Tab.IV.19: Ferrailage transversal des poutres .....	98
Tab.IV.20 : minimal de l'armature longitudinale selon le RPA99 V 2003 ... ..	99
Tab.IV.21: Récapitulatif des résultats de calcul .....	100
Tab.IV.22: Ferrailage longitudinal des poteaux .....	100
Tab.IV.23 : Ferrailage transversal des poteaux .....	101
Tab.IV.24 : Vérification de cisaillement des poteaux.....	102
Tab.IV.25: Vérification des contraintes des poteaux.....	102
Tab.IV.26: Vérification de flambement des poteaux.....	102
Tab.IV.27: Types des Voiles .....	104
Tab.IV.28: Vérification de cisaillement des voiles sens X-X.....	104
Tab.IV.29: Vérification de cisaillement des voiles sens Y-Y ... ..	104
Tab.IV.30: Sollicitations de calcul dans les voiles .....	107
Tab.IV.31: Sollicitations de calcul dans les voiles .....	107
Tab.IV.32: Ferrailage des voiles.....	108
Tab.IV.33: Vérification des contraintes.....	110

## Chapitre V : Etude de l'infrastructure

Tab.V.1: Les valeurs de $\mu_x$ et $\mu_y$ à l'E.L.U et l'E.L.S.....	120
Tab.V.2 : Ferrailage de la dalle.....	120
Tab.V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS .....	121
Tab.V.4: Ferrailage du débord... ..	122
Tab.V.5: Vérification des contraintes du débord... ..	122
Tab.V.6: Ferrailage des nervures .....	124
Tab.V.7: Vérification des contraintes des nervures .....	124
Tab.V.8: Ferrailage des voiles périphériques.....	128
Tab.V.9: Vérification des contraintes des voiles .....	129

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I : Présentation du projet

Fig.I.1 : Plan de masse .....	18
Fig I.2 : Diagramme déformations .....	21
Fig I.3 : Diagramme déformation-contrainte du béton .....	22
Fig I.4 Diagrammed de déformation –contrainte d’acier .....	23

### Chapitre II : Pré dimensionnement

Fig. II.01 : Plancher en corps creux : (20+5 cm) .....	28
Fig. II.02 : nervure (poutrelles) .....	28
Fig. II.03 : nervure .....	29
Fig. II.04 : Dimensions de la poutre principale.....	30
Fig. II.05 : Dimensions de la poutre scondaire .....	30
Fig.II.6 : Les escaliers .....	31
Fig.II.7 : Poteau intermédiaire .....	39

### Chapitre III : Les éléments secondaires

Fig. III. 1 : Schéma statique de l’acrotère .....	47
Fig. III. 2 : Schéma de ferrailage de l’acrotère .....	51
Fig III.3: Dimensions de la poutre Chaînage .....	54
Fig. III. 4 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	56
Fig. III. 5 : Schéma statique de l’escalier .....	57
Fig. III. 6 : Schéma statique de l’escalier à l’E.L.U .....	57
Fig. III. 7 : Schéma statique de l’escalier à l’E.L.S .....	58
Fig. III. 8: Schéma de ferrailage de l’escalier .....	64

Fig. III. 9: Dimensions de la poutre palière .....	64
Fig. III. 10: Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	69
Fig. III. 11: Schema de ferrailage de nervure .....	79

## **Chapitre IV : Étude des éléments porteurs**

Fig IV.1: Schéma de ferrailage d'une poutre principale.....	98
Fig IV.2: Schéma de ferrailage d'un poteau .....	103
Fig.IV.3: Disposition des voiles.....	105
Fig.IV.4: Schéma de ferrailage du Voile 3 (L = 3 m).....	111
Fig.IV.5: Schéma de ferrailage du Voile 3 (L = 3,55m).....	111
Figure.IV.6: Schéma de ferrailage du Voile 3 (L = 1,45m) .....	111

## **Chapitre V : Etude de l'infrastructure**

Fig.V.1 : Semelle filante .....	114
Fig.V.2: Dimension du radier .....	115
Fig.V.3: Schéma de ferrailage de radier .....	121
Fig.V.4: Répartition des contraintes sur le débord... ..	122
Fig.V.5: Schéma de ferrailage du débord... ..	122
Fig.V.6: Schéma de Section à ferrailer .....	123
Fig.V.7. Schéma de ferrailage des nervures: Sense X-X.....	125
Fig.V.8. Schéma de ferrailage des nervures: Sense Y-Y .....	125
Fig. V-9 Diagramme des contraintes .....	127
Fig.V.10: Ferrailage du voile périphérique.....	130

# Introduction

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

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique



# Chapitre I :

## Présentation de l'ouvrage

**Introduction :**

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeures.

Cependant, le métier de L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurants, la géométrie et les propriétés des matériaux.

**I. Présentation de l'ouvrage :****I.1 Présentation du bâtiment :**

- La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques  
Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure
- Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+5+S/Sol) à usage multiple constitué de :
  - Le sous sol destiné comme un parking
  - Le bâtiment sera implanté à commune la Ouled Addi Guebala ouled daïra Ouled Derradj wilaya de M'sila
  - Classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa)

**I.2 Dimensions en plan**

Le bâtiment les plus grandes dimensions en plan sont 21,40 m Longitudinalement et 10,65 m transversalement

**I.3 Dimensions en élévation**

Tous niveaux ont une hauteur de 3,06 m

La hauteur totale est de 18,36 m



Tabl : I.1 Caractéristiques géométriques

Longueur totale	21,40 m
Largeur totale	10,65 m
Hauteur total	18,36 m
Houtour total + acrouter	19,06 m
Hauteur de R D C	3,06 m
Hauteur de 1 <sup>ER</sup> étage	3,06 m
Elévation sous soul	3,06 m

## **I.5 Description de l'ouvrage**

### **I.5.1 Le contreventement :**

D'après le RPA 99 version 2003 page 30, nous avons opté, dans les deux directions de ce bâtiment, pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles

### **I.5.2 Ossatures :**

La structure de ce projet est une structure : portique, dont la mesure ou les portiques sont légers et moins encombrants

### **I.5.3 Escaliers :**

Les escaliers sont constitués en béton armé coulé sur place, leurs réalisations s'effectuent par étage

### **I.5.4 Maçonneries**

La maçonnerie comporte deux types :

- Les murs extérieurs sont construits en briques creuses avec une paroi externe et une paroi interne dont les épaisseurs sont respectivement : 15 cm et 10 cm, les deux parois sont séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont en cloison simple de 10 cm d'épaisseur

### **I.5.5 Revêtements :**

Les revêtements sont constitués par :

- ✓ Enduit de plâtre pour les murs est les plafonds
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers
- ✓ Enduit en ciment pour les murs des façades extérieures

**I.6 Caractéristiques des matériaux :**

**I.6.1 Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange, dans des proportions plus ou moins constantes du ciment, du granulats et de l'eau de gâchage, c'est plutôt produire un matériau d'une parfaite homogénéité, d'une bonne consistance

**I.6.2 Composition moyenne du béton :**

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton, on propose la composition moyenne suivante : basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir, dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à 20 Mpa

Tabl : I.2 Composition moyenne du béton

Composantes	Graviers	Graviers	Sable	Ciment	Eau
	8 / 15	15 / 25	0 / 3		
Volume	400 L	400 L	400 L	7sacs	180 L

La densité du béton armé égale à  $\gamma_{ba} = 2500 \text{ Kg/m}^3$

**I.6.3 La Résistance Caractéristique du Béton :**

- En compression ( $f_{cj}$ ) : BAEL 91(A: 2 – 1 – 1 – 1)

La résistance caractéristique à la compression a l'âge de 28 jours :

$$f_{c28} = 20 \text{ Mpa A un âge : } j < 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

- En traction ( $f_{tj}$ ) : C.B.A 93 (A: 2-1-1-2)

La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Déduite de la formule :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

**I.6.4 Déformation longitudinale du béton :**

- Déformation instantanée ( $E_{ij}$ ) : C. B. A 93 (A: 2 – 1 – 2 – 1)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané ( $E_{ij}$ ) de béton est :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Mpa Dans notre cas } E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

- Déformation différée ( $E_{vj}$ ) : C. B. A 93 (A: 2 – 1 – 2 – 2)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on

## **Chapitre :01**

## **Présentation de l'ouvrage**

considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent

sans atténuation, A défaut de mesures on admet que sous les contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Mpa} \quad \text{Dans notre cas : } E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

➤ Coefficient de poisson : C.B.A 93 (A: 2 – 1 – 2 – 3)

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est donné par la formule suivante :

$$v = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L_0}$$

Les règles de BAEL 91 donnent pour les valeurs de coefficient de poisson :

- Pour le calcul des sollicitations :  $v = 0$
- Pour le calcul des déformations :  $v = 0,2$

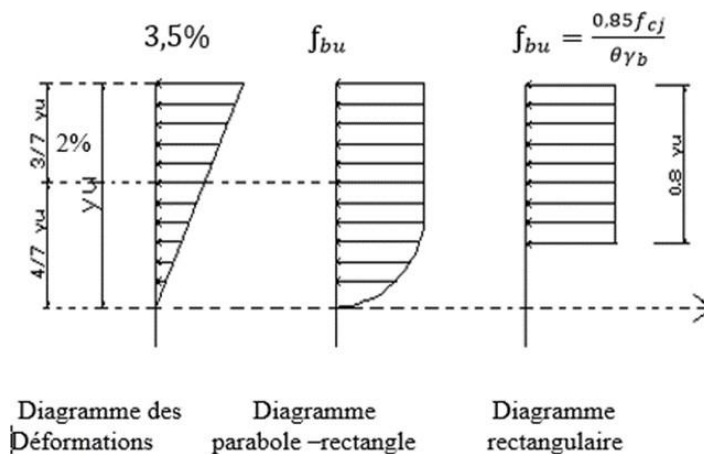
**I.6.5 Diagramme déformations –contraintes de béton :**

On distingue :

- ✓ Le diagramme [parabole - rectangle]
- ✓ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos

calculs en raison de :

- Sa simplicité d'emploi
- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme



[parabole - rectangle]

Fig I.2 : Diagramme déformations

Avec :

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à j jours :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité égale **1,5**

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité  $\begin{cases} 1,5 \text{ cas de combinaisons fondamentales} \\ 1,15 \text{ cas de combinaisons accidentelles} \end{cases}$

$f_{bu}$  : Contrainte de calcul

$\theta$  : Le coefficient  $\theta$  prend les valeurs :

$\theta = 1$  Pour une durée d'application  $> 24\text{h}$   
 $\theta = 0,9$  Pour  $1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h}$   
 $\theta = 0,85$  Si durée  $< 1 \text{ h}$

Donc :

La contrainte de béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0,85.f_{cj}}{\theta\gamma_b} \text{ Soit } f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

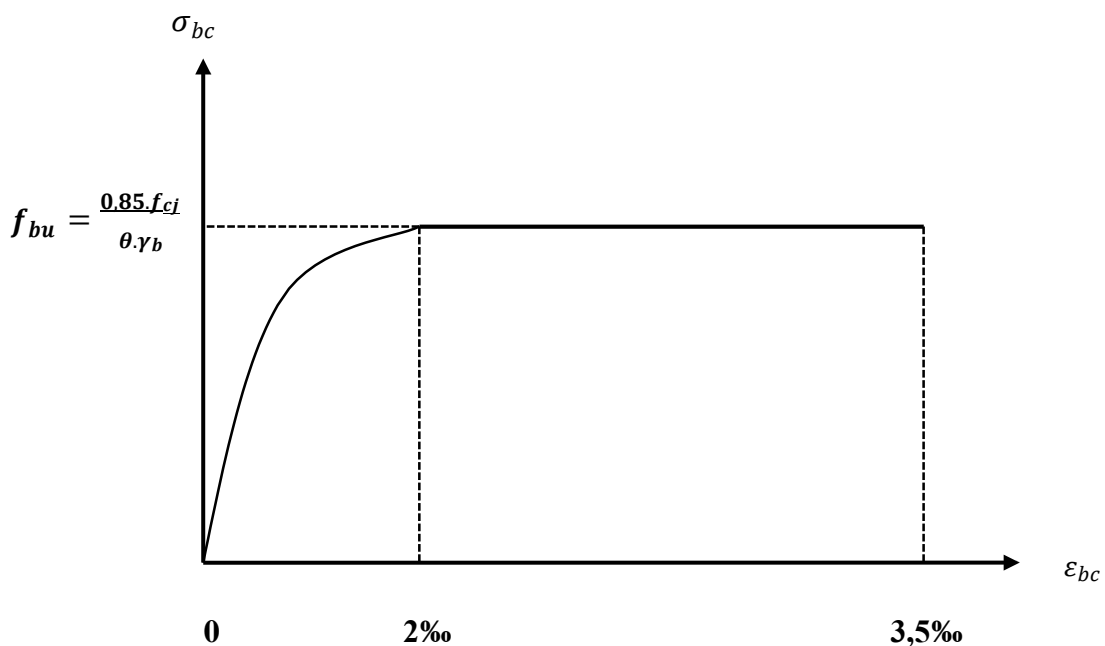


Fig I.3 : Diagramme déformation-contrainte du béton

### I.6.6 Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$  Mpa

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\tau_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \text{ Fissuration nuisible}$$

## Chapitre :01

## Présentation de l'ouvrage

;  $4\text{Mpa}$  } Fissuration préjudiciable très préjudiciable

Dans notre cas :  $\bar{\tau}_u = 3,33\text{ Mpa}$  Fissuration peu préjudiciable

$\bar{\tau}_u = 2,5\text{ Mpa}$  Fissuration préjudiciable très préjudiciable

**I.7 Les aciers : (BAEL91 version 99)**

Les armatures utilisées sont de types :

- ✓ Ronds lisses de nuance  $F_eE 215$  pour les armatures transversales
- ✓ Haute adhérence de nuance  $F_eE 400$  pour les armatures longitudinales
- ✓ Les treilles soudés ( $\Phi 6$ ) pour les hourdis des plancher à cour creux

**I.7.1 Module d'élasticité de l'acier :**

$E = 2.10^5 \text{ Mpa}$

**I.7.2 Contraintes limites :**

❖ Etat limite ultime :  $C B A 93 (A: 2.2.2)$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  Avec :  $\gamma_s = \{ 1, 15$  Pour les combinaisons courantes

$\gamma_s = 1$  Pour les combinaisons accidentelles

Alors  $\bar{\sigma} = \{ \begin{matrix} 186,96 \text{ MPa} & \text{pour les ronds lisses} \\ 347,83 \text{ MPa} & \text{pour les aciers haute adhérence} \end{matrix}$

❖ Etat limite de service :

Cas de fissuration peut préjudiciable :  $\sigma_s = \frac{2}{3} f_s$  dans notre cas  $\bar{\sigma}_s = 266,67 \text{ Mpa}$

Cas de fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_s ; 110\sqrt{\eta} f_{tj} \right\}$

Dans notre cas  $\bar{\sigma}_s = 261,63 \text{ Mpa}$

Avec :  $\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1 \begin{cases} \text{Pour ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ Pour acier HR} \end{cases}$

**I.7.3 Diagramme de déformation –contrainte :**

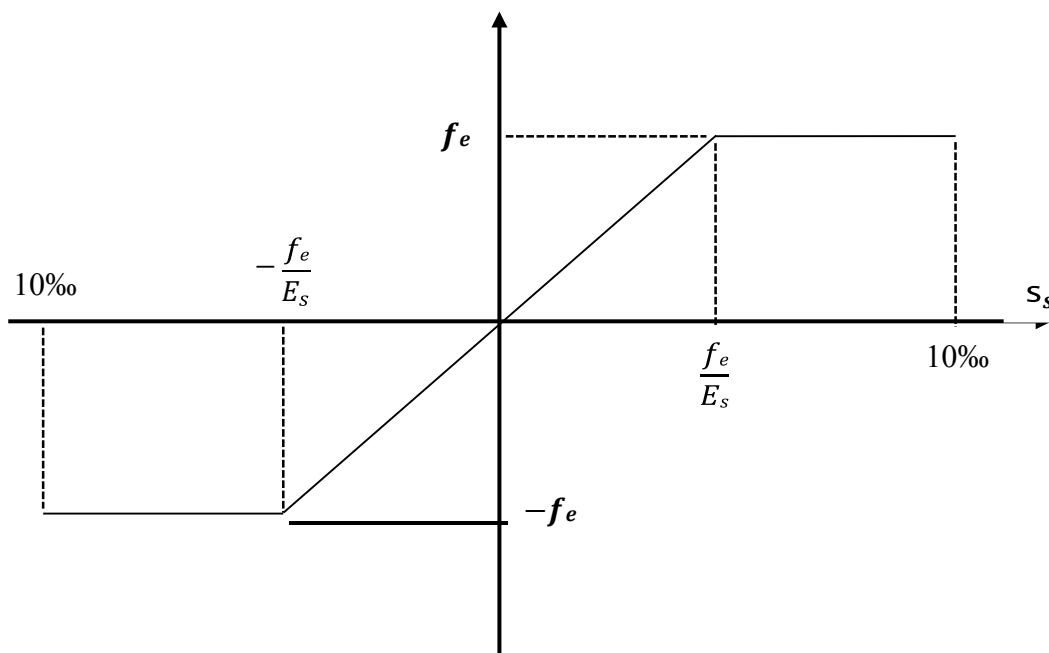


Fig I.4 Diagrammed de déformation –contrainte d'acier

### Avec:

$f_e$ : désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier

$\varepsilon_s$  : l'allongement limite (‰)

$\gamma_s \begin{cases} 1,15 & \text{Pour les situations durables} \\ 1 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$

### I.8 Hypothèses de calcul : C.B.A 93 (A: 4.3.2)

#### ➤ Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- La résistance à la traction du béton est négligée et Lors de l'élaboration du dossier technique de cet ouvrage il a été retenu les Hypothèses de calcul suivantes :
  - Le Projet est implanté dans une zone classée de moyenne sismicité (Zone IIa) Selon la classification du R.P.A 99 (Version 2003)
  - L'ouvrage est considéré comme groupe d'usage 2
  - Le sol de l'assiette du projet est considéré comme sol meuble de catégorie S3 selon le R.P. A99

Avec une contrainte admissible de 2,2 bars

- La fissuration est considérée comme préjudiciable pour tous les éléments des fondations
- La fissuration est considérée comme peu nuisible pour tous les éléments de la super structure
- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- La résistance à la traction du béton est négligée

#### ❖ Etat limite ultime :

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement du béton à 3‰ en flexion et 2‰ en compression

- On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%

### ❖ Etat limite de service

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité
- Le coefficient d'équivalence  $\eta = \frac{E_s}{E_b}$  est fixé forfaitairement à :  $\eta = 15$
- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La résistance du béton à la traction est ..... :  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Le module d'élasticité différée de béton est :  $E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$
- Pour les armatures de l'acier :
- Longitudinales : on a choisi le :  $f_e$ .E400 H.A  $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Transversales : on a choisi le :  $f_e$ E235 R.L  $f_e = 235 \text{ Mpa}$
- Treillis soudés (de la dalle de compression)



## Chapitre II :

### Pré dimensionnement

**Introduction :**

Le pré dimensionnement se fait selon les règlements en vigueur, notamment le RPA99 version 2003 et le CBA93, en vérifiant surtout les conditions de résistance et de flèche. Le pré dimensionnement est une étape régie par des lois empiriques de RDM, il représente le point de départ dans l'étude de la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Cependant, les résultats obtenus ne seront pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification et calcul de béton armé.

Dans ce qui suit, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base, en particulier : les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

**II. Pré dimensionnement :****II.1. Les planchers :**

Un plancher consiste en une séparation entre deux niveaux, il sert à transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs (poutres, voiles et poteaux) tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité entre les niveaux. L'épaisseur d'un plancher se détermine en respectant les deux conditions :

- Condition de flèche
- Condition de résistance

➤ Condition de flèche :

La condition de flèche est donnée comme suit :

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

$h_t$ : La hauteur totale du plancher à corps creux avec

$L = 430$  cm (plus grande dimension entre nus d'appuis de nervure)

$$h_t \geq \frac{430}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 19,11 \text{ cm}$$

➤ Condition de résistance :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

Avec :

$M_0$ : Moment de la travée considérée libre

$M_t$ : Le moment en travée de la portée considérée

Si on prend (selon le BAEL 91) :  $M_t = 0,75M_0$

On aura :

$$h_t \geq \frac{0,75 * L}{15} \Rightarrow h_t \geq 21,5 \text{ cm}$$

Pour répondre aux deux conditions, On prend :  $h_t = 25 \text{ cm}$

Donc, notre plancher sera un plancher en corps creux de (20 + 5) cm

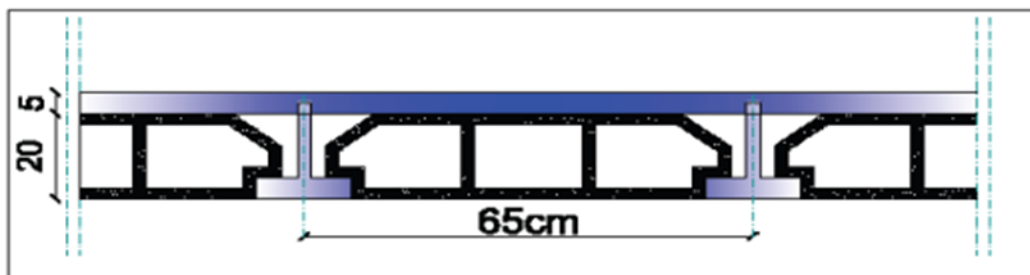


Fig. II.01 : Plancher en corps creux : (20+5 cm)

**II.1.1. Les nervures (poutrelles) :**

La section transversale des nervures est une section en T, qui à les caractéristiques géométriques suivantes :

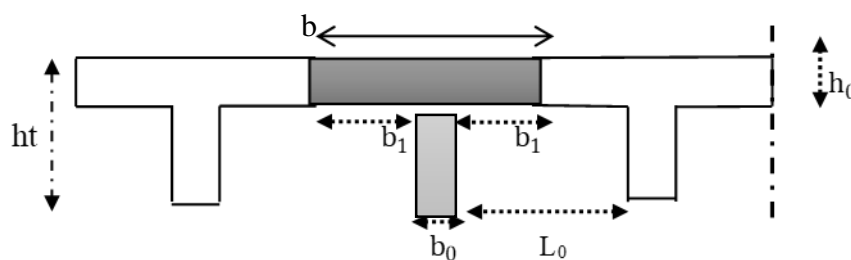


Fig. II.02 : nervure (poutrelles)

La largeur de la table de compression est égale à:  $b = b_0 + 2b_1$

- La largeur de la nervure  $b_0$  est :  $b_0 = 10 \text{ cm}$  << pour des raison contractures >>

$$L_0 = \frac{L - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{460}{10}\right) = 27,5 \text{ cm}$$

Donc :  $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

Tab. II. 01 : récapitulatif des poutrelles

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Epaisseur de la dalle de compression	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	20 cm
La largeur de poutrelle	10 cm
Distance $L_0$ entre deux nervures	55 cm
Entraxe des nervures	65 cm

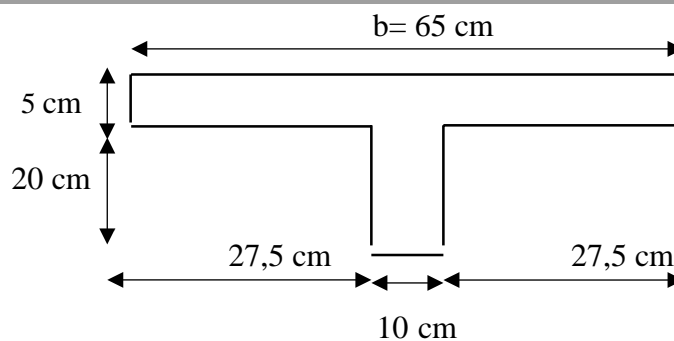


Fig. II.03 : nervure

## II.2. Les poutres :

D'après les formules de flèche, on doit respecter, pour le pré dimensionnement des poutres, les conditions suivantes :

$$h = \frac{L}{15} \text{ à } \frac{L}{10} \text{ Pour les poutres sur appui simple}$$

$$h = \frac{L}{18} \text{ à } \frac{L}{14} \text{ Pour les poutres continues (travée intermédiaire)}$$

$$h = \frac{L}{16} \text{ à } \frac{L}{12} \text{ Pour les poutres continues (travée de rive)}$$

$$b = 0,3d \text{ à } 0,6d \text{ Pour une section rectangulaire}$$

$$b = 0,2d \text{ Pour une section en "T"}$$

On  $L$  désigné la portée de la poutre et  $d = 0,9h$

Et selon le RPA99 version 2003, les dimensionnements des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$RBA\ 99\ V\ 2003: \begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h \geq 30\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

$b$  : Largeur de la poutre

$h$  : Hauteur utile de la poutre

**II.2.1. Les poutres principales :**

$$L=440\ cm$$

$$h = \begin{cases} \frac{440}{16} = 27,5\ cm \\ \frac{440}{10} = 44\ cm \end{cases}$$

$$27,5 \leq h \leq 44\ cm$$

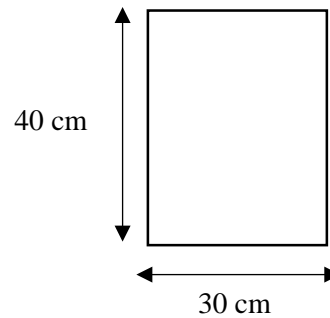


Fig. II.04 : Dimensions de la poutre principale

Donc on prend :  $h = 40\ cm$

De même, on prend :  $b = 30\ cm$

➤ Vérification des de RPA :

$$h = 40\ cm \geq 30\ cm \quad \text{Ok}$$

$$b = 30\ cm \geq 20\ cm \quad \text{Ok}$$

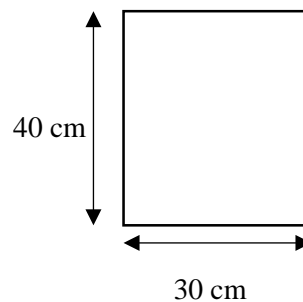
$$1,33 \leq 4 \Rightarrow h/b \leq 4 \quad \text{Ok}$$

**II.2.2. Les poutres scндаires :**

$$L= 430\ cm$$

$$h = \begin{cases} \frac{430}{16} = 26,88\ cm \\ \frac{430}{10} = 43\ cm \end{cases}$$

$$22,5 \leq h \leq 30\ cm$$



Donc on prend :  $h = 40\ cm$

$$1,33 \leq 4 \Rightarrow h/b \leq 4$$

Ok

De même, on prend :  $b = 30\ cm$

➤ Vérification :

$$h = 40\ cm \geq 30\ cm \quad \text{Ok}$$

$$b = 30\ cm \geq 20\ cm \quad \text{Ok}$$

## Chapitre II :

Fig. II.05 : Dimensions de la poutre  
scondaire

## Pré dimensionnement

**II.3. Les poteaux :**

On propose initialement des poteaux carrés de dimensions 45 x 45 cm<sup>2</sup>

D'après le RPA99 version 2003, les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓  $\min (b,h) \geq 25 \text{ cm}$  (en zone I et IIa)
- ✓  $\min (b , h) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Où :

*b*: Longueur du poteau

*h*: Largeur du poteau

*h<sub>e</sub>* : Hauteur d'étage

➤ Vérification des conditions de RPA :

$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$

Pour  $h = 306$  ;  $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ .  $\min (b , h) \geq \frac{h_e}{20}$  Ok

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{45}{45} \leq 4$  Ok

**II.4. Les voiles :**

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes du RPA :

- $a \geq \frac{h_e}{20}$  (*a*: l'épaisseur des voiles)
- $a \geq 15 \text{ cm}$

Donc, on prend : *a*=20 cm pour les voiles de tous les niveaux

**II.5. Les escaliers**

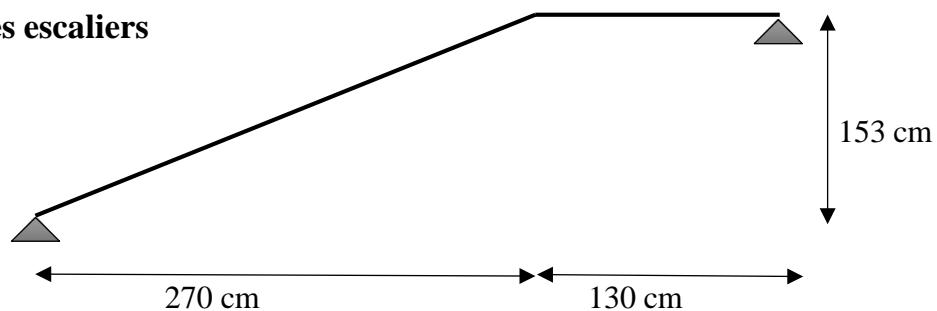


Fig.II.6 : Les escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre

Il est constitué de :

**Cage d'escalier :** mur ou voile entourant l'escalier

**Marche (giron « g ») :** la partie horizontale des gradins constituant l'escalier

**Contre marche « h » :** la hauteur de marche

**Paillasse :** partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur

**Palier :** partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée

**Hauteur de marche :** sa valeur est comprise entre  $13 \leq h \leq 17 \text{ cm}$

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la

Relation de BLONDEL qui est la suivante :

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

➤ **Pré dimensionnement:**

$$H = 153 \text{ cm} ; L = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Hauteur d'étage : } h_e = 306 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 17 \text{ cm}$$

➤ **Détermination du nombre de marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches}$$

➤ **Détermination de giron:**

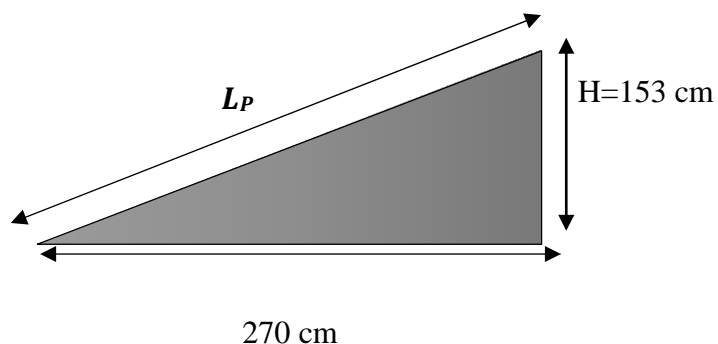
A partir de la formule de BLONDEL :

$$L = g \cdot n \Rightarrow g = \frac{L}{n} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Inclinaison**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,7} = 0,566$$

$$\Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$



➤ **Paillasse:**

Condition de flèche:

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

$L_p$  : longueur de paillasse

Nous avons :

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_p} \Rightarrow L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 29,54} \Rightarrow L_p = 310,33 \text{ cm}$$

**Donc :**  $\frac{310,33}{30} \leq e_p \leq \frac{310,33}{20} \Rightarrow 10,34 \leq e_p \leq 15,52$

On prend :  $e_p = 15 \text{ cm}$

De même, on prend pour le palier :  $e_p = 15 \text{ cm}$

**II.6. Evaluation des charges et surcharges :**

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon le DTR B.C.2.2

➤ **Plancher terrasse (inaccessible) :**

Tab. II.02. Plancher terrasse (inaccessible)

1	Protection en gravillon roulé (5cm)	$0,05 \times 20 = 1 \text{ Kn/m}^2$
2	Etanchéité multicouches (2cm)	$0,02 \times 6 = 0,12 \text{ Kn/m}^2$
3	Forme de pente 1% (9cm)	$0,09 \times 22 = 1,98 \text{ Kn/m}^2$
4	Isolation thermique en liège (4cm)	$0,04 \times 4 = 0,16 \text{ Kn/m}^2$
5	Plancher en corps creux (20+5)	3,2 Kn/m <sup>2</sup>
6	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ Kn/m}^2$
		$\Sigma 6,66 \text{ Kn/m}^2$
		G = 6,66 Kn/m <sup>2</sup>
		Q = 1 Kn/m <sup>2</sup>

➤ **Plancher RDC (habitation) :**

Tab. II.03. Plancher RDC

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ Kn/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ Kn/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
4	Plancher en corps creux (20+5) cm	3,2 Kn/m <sup>2</sup>
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ Kn/m}^2$
		$\Sigma 4,6 \text{ Kn/m}^2$
		G = 4,6 Kn/m <sup>2</sup>
		Q = 1,5 Kn/m <sup>2</sup>

➤ **Plancher étage courant (habitation) :**

Tab. II.04. Plancher étage courant (habitation)

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ Kn/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ Kn/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
4	Plancher en corps creux (20+5) cm	3,2 Kn/m <sup>2</sup>
5	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ Kn/m}^2$
		$\Sigma 4,6 \text{ Kn/m}^2$
		G = 4,6 Kn/m <sup>2</sup>
		Q = 1,5 Kn/m <sup>2</sup>

➤ **Maçonnerie :**

- *Mur extérieur :*

Tab. II.05. Mur extérieur

1	Enduit extérieure (2 cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
2	Brique creuse (15 cm)	$0,15 \times 9 = 1,35 \text{ Kn/m}^2$

3	Brique creuse (10 cm)	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ Kn/m}^2$
4	Enduit intérieure (2 cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ Kn/m}^2$
		$\Sigma 2,81 \text{ Kn/m}^2$
		$G = 2,81 \text{ Kn/m}^2$

- *Mur intérieur*

Tab. II.06. Mur intérieur

1	Maçonnerie brique creuse (10 cm)	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ Kn/m}^2$
2	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 10 \times 2 = 0,4 \text{ Kn/m}^2$
		$\Sigma 1,32 \text{ Kn/m}^2$
		$G = 1,32 \text{ Kn/m}^2$

➤ **Balcon :**

Tab. II.07. Balcon

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ Kn/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ Kn/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
4	Plancher en corps creux (20+5) cm	$3,2 \text{ Kn/m}^2$
5	Enduit en ciment (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
		$\Sigma 4,76 \text{ Kn/m}^2$
		$G = 4,76 \text{ Kn/m}^2$
		$Q = 1,5 \text{ Kn/m}^2$

### ➤ Acrotère :

- ✓ Section transversale :

$$S = 0,0835 \text{ m}^2$$

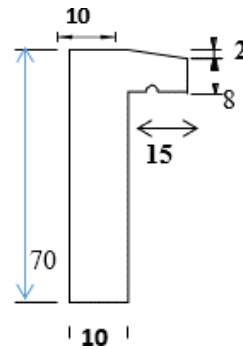
- ✓ Poids linéaire :

$$P = S \times \rho = 0,0835 \times 25 = 2,0875 \text{ Kn/ml}$$

- ✓ Revêtement enduit en ciment

- $0,02 \times 18 [0,7 + 0,1 + 0,15 + 0,10 + 0,15] = 0,43 \text{ Kn/m}$

$$G = 2,09 + 0,43 \Rightarrow G = 2,52 \text{ Kn/m}$$



### ➤ Voile

Tab. II.08. Voile

1	Poids propre du voile (20cm)	$0,20 \times 25 = 5 \text{ Kn/m}^2$
2	Enduit en ciment (2cm)	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
3	Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ Kn/m}^2$
		$\Sigma 5,56 \text{ Kn/m}^2$
		$G = 5,56 \text{ Kn/m}^2$

### ➤ Les escaliers :

- Paillasse :

Tab. II.09. Paillasse

1	Revêtement horizontal en carrelage	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ Kn/m}^2$
2	Revêtement verticale en carrelage	$0,02 \times (0,17/0,3) \times 22 = 0,25 \text{ Kn/m}^2$
3	Mortier de pose horizontale	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ Kn/m}^2$
4	Mortier de pose verticale	$0,02 \times (0,17/0,3) \times 20 = 0,23 \text{ Kn/m}^2$
5	Marche	$(0,17/2) \times 22 = 1,87 \text{ Kn/m}^2$
6	Dalle pleine	$25 \times 0,15 / \cos 29,54 = 4,31 \text{ Kn/m}^2$
7	Enduit en ciment	$0,02 \times 18 / \cos 29,54 = 0,41 \text{ Kn/m}^2$

8	Garde-corps métallique	0,1 Kn/m <sup>2</sup>
		$\Sigma 8,01 \text{ Kn/m}^2$
		G = 8,01 Kn/m <sup>2</sup>
		Q = 2,5 Kn/m <sup>2</sup>

- Palier :

Tab. II.10. Palier

1	Revêtement en carrelage	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ Kn/m}^2$
2	Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ Kn/m}^2$
3	Lit de sable	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
4	Dalle pleine	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ Kn/m}^2$
5	Enduit en ciment	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
		$\Sigma 5,31 \text{ Kn/m}^2$
		G = 5,31 Kn/m <sup>2</sup>
		Q = 2,5 Kn/m <sup>2</sup>

❖ **Tableau récapitulatif :**

Tab. II.11. Tableau récapitulatif

Elément		Charge permanente G (Kn/m <sup>2</sup> )	Sur charge d'exploitation Q (Kn/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse (inaccessible)		6,66	1
Plancher RDC	Habitation	4,6	1,5
Plancher étage courant	Habitation	4,6	1,5
Maçonnerie	Mur extérieur	2,81	

	Mur intérieur	1,32	
Balcon		4,76	1,5
Acrotère		2,52 KN/ml	
Voile		5,56	
Escalier	Paillasse	8,01	2,5
	Palier	5,31	

**II.7. Descente des charges :**

La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément
- La charge de plancher qu'il supporte
- La part de cloison répartie qui lui revient
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère ...)

**II.7.1. Loi de de dégression :**

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_0, Q_1, \dots, Q_n$   
 Sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage  $Q$  à chaque niveau et déterminé comme suit :

Sous la terrasse.....  $Q_0$

Sous le dernier étage .....  $Q_0 + Q_1$

Sur l'étage immédiatement inférieur :

Étage 2 .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Étage n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n$

- Poteau intermédiaire

$$S = (2,00+2,15) \times (1,925+2,20)$$

$$S = (4,15) \times (4,125)$$

$$S = 17,12 \text{ m}^2$$

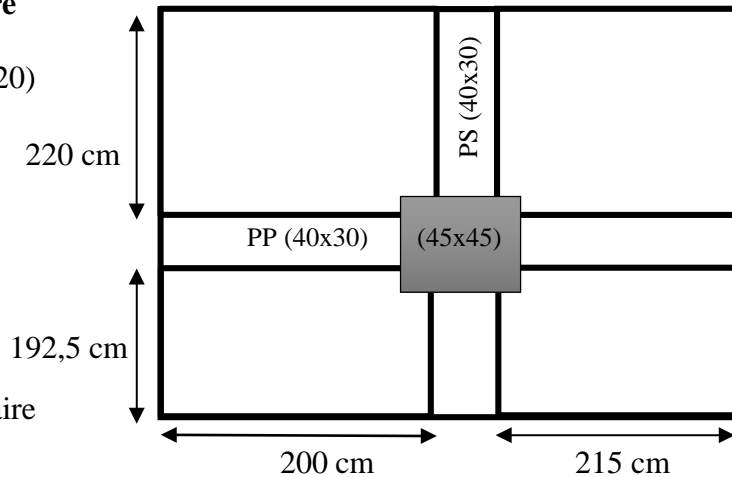


Fig.II.7 : Poteau intermédiaire

Tab. II.12. Déscente des charges

Niv	Elément	G (Kn)	Q (Kn)
N7	Plancher terrasse inaccessible : 6,66×17,12	114,02	
	Poutre principale (30×40) : 25×0,40×0,30 × (4,425)	13,28	
	Poutre secondaire (30×40) : 25×0,40×0,30 (4,15)	13,35	
	Poteau : 25×0,45×0,45×2,66	13,47	
	Surcharge : $Q_0=1 \times 19,69$		19,69
	Total	154,12	19,69
N6	Revenant de N7	154,12	19,69
	Plancher étage courant : 5×17,12	85,6	
	Poutre principale (30×40) : 25×0,40×0,30 × (4,425)	13,28	
	Poutre secondaire (30×40) : 25×0,40×0,30 (4,15)	13,35	
	Poteau : 25×0,45×0,45×2,66	13,47	
	Mur intérieur : 1,62×2,66 × (1,85+2,05+2)	25,42	
Surcharge : $Q_1= 1,5 \times 19,69$		29,54	
	Totale	305,24	49,33
N5	Revenant de N6	305,24	49,33
	Plancher étage courant : 5×17,12	85,6	
	Poutre principale (30×40) : 25×0,40×0,30 × (4,425)	13,28	
	Poutre secondaire (30×40) : 25×0,40×0,30 (4,15)	13,35	
	Poteau : 25×0,45×0,45×2,66	13,47	
	Mur intérieur : 1,62×2,66 × (1,85+2,05+2)	25,42	
Surcharge : $Q_2= 1,5 \times 19,69$		29,54	

	Totale	456,36	78,87
N4	Revenant de N5	456,36	78,87
	Plancher étage courant : $5 \times 17,12$	85,6	
	Poutre principale (30x40) : $25 \times 0,40 \times 0,30 \times (4,425)$	13,28	
	Poutre secondaire (30x40) : $25 \times 0,40 \times 0,30 (4,15)$	13,35	
	Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,66$	13,47	
	Mur intérieur : $1,62 \times 2,66 \times (1,85 + 2,05 + 2)$	25,42	
	Surcharge : $Q_3 = 1,5 \times 19,69$		29,54
	Totale	607,48	108,41
N3	Revenant de N4	607,48	108,41
	Plancher étage courant : $5 \times 17,12$	85,6	
	Poutre principale (30x40) : $25 \times 0,40 \times 0,30 \times (4,425)$	13,28	
	Poutre secondaire (30x40) : $25 \times 0,40 \times 0,30 (4,15)$	13,35	
	Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,66$	13,47	
	Mur intérieur : $1,62 \times 2,66 \times (1,85 + 2,05 + 2)$	25,42	
	Surcharge : $Q_4 = 1,5 \times 19,69$		29,54
	Totale	758,6	137,95
N2 (RDC)	Revenant de N3	758,6	137,95
	Plancher RDC : $5 \times 17,12$	85,6	
	Poutre principale (30x40) : $25 \times 0,40 \times 0,30 \times (4,425)$	13,28	
	Poutre secondaire (30x40) : $25 \times 0,40 \times 0,30 (4,15)$	13,35	
	Poteau : $25 \times 0,45 \times 0,45 \times 2,66$	13,47	
	Mur intérieur : $1,62 \times 2,66 \times (1,85 + 2,05 + 2)$	25,42	
	Surcharge : $Q_{RDC} = 2,5 \times 19,69$		49,23
	Totale	909,72	187,18

N1 (SS)	Revenant de N2	909,72	187,18
	Plancher sous-sol : 5×17,12	85,6	
	Poutre principale (30×40) : 25×0,40×0,30 × (4,425)	13,28	
	Poutre secondaire (30×40) : 25×0,40×0,30 (4,15)	13,35	
	Poteau : 25×0,45×0,45×2,66	13,47	
	Mur intérieur : 1,62×2,66 × (1,85+2,05+2)	25,42	
	Surcharge : $Q_{s-s} = 3,5 \times 19,69$		68,92
Totale		1060,84	256,1

Tab. II.13 : Loi de dégression

Niveau	Dégression	Q cumulée Kn/m <sup>2</sup>
N1	$Q_0$	19,69
N2	$Q_0 + Q_1$	49,33
N3	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	75,82
N4	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	99,45
N5	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	120,13
N6	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	153,6
N7	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	196,92

➤ **Remarque :**

En faisant une comparaison entre les trois types de poteaux à savoir : intermédiaire, de rive et d'angle, il a été trouvé que le poteau le plus sollicité est celui intermédiaire

**II.7.2 Vérification de la section des poteaux :**

D'après le CBA 93 (art B.8.4.1 page 156) l'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit vérifier l'innégalité suivante :

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

**Avec :**

$N_u$  : l'effort normal ultime

Dans notre cas :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (1060,84) + 1,5 (196,92)$$

**Donc :**  $N_u = 1727,51 \text{ Kn}$

$B_r$ : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$B_r = (a - 2) (b - 2)$$

$A_s$ : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (Selon le RPA99 version 2003, zone Ia  $\Rightarrow A_s = 0,8\% B_r$  )

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

(BAEL91 révisées 99)

$$\frac{0,85}{\lambda^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$0,6 \left( \frac{50^2}{\lambda} \right) \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- Pour éviter le flambement  $\Rightarrow \lambda \geq 50$
- Pour que toute l'armature participe à la résistance  $\Rightarrow \lambda = 35$
- On fixe un élanement mécanique de  $\lambda = 35$

**Donc :**

$$\alpha = \frac{0,85}{\lambda^2} = \frac{0,85}{35^2} \Rightarrow \alpha = 0,71$$

$$1 + 0,2 (35) \quad 1 + 0,2 (35)$$

Soit  $\beta$ : un coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend la valeur suivante :  $\beta = \frac{0,85}{\alpha} \Rightarrow \beta = 1,20$

Comme  $\alpha$  doit être minoré de 10%  $\Rightarrow \beta$  doit être majoré de 10% :

$$\Rightarrow \beta = 1,2 \times 1,1 = 1,32$$

$$A_s = \frac{0,85B_r}{100} \Rightarrow \beta N_U \leq \frac{f b_u \theta B_r}{0,9} + 0,85 \frac{0,8}{100} B_r f_{ed}$$

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\underline{f_{bu}} + 0,68 \underline{f_{ed}}} \frac{f_{ed}}{100}$$

On a :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \Rightarrow f_{c28} = \frac{f_{bu} \theta \gamma_b}{0,85}; \theta = 1$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow f_e = f_{ed} \gamma_s$$

$$B_r \geq \frac{1,32 \times 1727,51 \times 10^3}{\underline{14,17} + 0,68 \underline{348}} = 1259087,7 \text{ mm}^2 = 1259 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow B_r \geq (a - 2)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{1259} + 2$$

$$\Rightarrow a \geq 37,48 \text{ cm}$$

**a = b = 45 cm** Donc on prend une section carrée de : (a x b) = (45 x 45) cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification du flambement**

Calculons :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec :

➤  $L_f$ : la longueur de flambement,  $L_f = 0,7 \times L_0$  (cas générale), et  $L_0$  présente la hauteur du poteau ( $L_0 = 3,06 \text{ m}$ ), donc:  $L_f = 2,14 \text{ m}$

$$i : \text{Rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{2\sqrt{3}}$$

Pour un poteau de section carrée :

$$:(a \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$$

**Nous avons :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,14 \times 2\sqrt{3}}{0,4} = 18,53 < 50 \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

Tab. II.14 : Vérification des sections des poteaux

Niveau	$N_u(\text{Kn})$	$B_r(\text{cm}^2)$	a=b (cm)	$L_0(\text{cm})$	$\lambda$	Condition
Sous-sol	1727,51	1259	<b>(45 x 45)</b>	3,06	18,53	Cv
RDC	1458,52	1063	<b>(45 x 45)</b>	3,06	18,53	Cv
1 <sup>er</sup>	1204,31	877,75	<b>(45 x 45)</b>	3,06	18,53	Cv
2 <sup>ème</sup>	969,72	706,77	<b>(40 x 40)</b>	3,06	18,53	Cv
3 <sup>ème</sup>	729,82	531,92	<b>(40 x 40)</b>	3,06	18,53	Cv
4 <sup>ème</sup>	482,02	351,32	<b>(40 x 40)</b>	3,06	18,53	Cv
5 <sup>ème</sup>	237,55	173,13	<b>(35 x 35)</b>	3,06	18,53	Cv



## Chapitre III :

### Les éléments secondaires

### Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories :

- Les éléments principaux qui contribuent directement au contreventement,
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires :

- L'acrotère
- Les planchers (en corps creux)
- Les escaliers

### III.1 L'acrotère

L'acrotère est un élément encastré dans le plancher, réalisé en béton armé

Elle sert à empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher d'une part, et joue le rôle d'un garde-corps d'autre part

L'acrotère est soumise à:

- Son poids propre  $W_p$
- Une force horizontale ( $F$ ) dont la valeur  $F: \max (F_p, F_q)$

**Avec:**

$\begin{cases} f_p: \text{La force sismique} \\ f_q: \text{la poussée horizontale} \end{cases}$

La force sismique selon le RPA99V2003, est donnée par:

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

**Avec:**

A: coefficient d'accélération de zone (Zone sismique (IIa), donc:  $A=0,15$ )

$C_p$ : Facteur de force horizontale (éléments en console)

**Donc:** ( $C_p=0,8$ )

$W_p$  : poids de l'acrotère ( $W_p = G = 2,52 \text{ Kn/ml}$ )

**Donc:**  $F_p=1,21 \text{ Kn/m}$

**Or:** La surcharge:  $F_q=1 \text{ Kn/m}$

Comme:  $F = \max (F_p; F_q)$

C'est-à-dire:  $F = \max (1,21 \text{ Kn}; 1 \text{ Kn}) \Rightarrow F = 1,21 \text{ Kn/m}$

**III.1.1 Hypothèses de calcul:**

- L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable
- Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur à l'E.L.U avec des vérifications à l'E.L.S

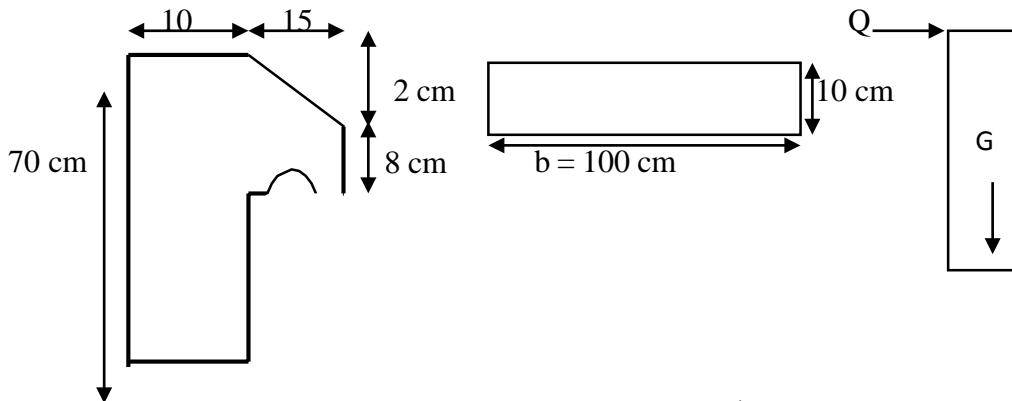


Fig. III. 1: Schéma statique de l'acrotère

**III.1.2 Calcul des moments et efforts normaux:**

$$N_u = 1,35W_p = 1,35 \times 2,52 = 3,40 \text{ kN}$$

$$E. L. U \{ M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1,21 \times 0,70 = 1,27 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1,21 = 1,82 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = W_p = 2,52 \text{ kN}$$

$$E. L. S \{ M_{ser} = F_p \times h = 1,21 \times 0,70 = 0,85 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = F_p = 1,21 \text{ kN}$$

Donc:

Tab. III. 1: Moments et efforts normaux

	N (Kn)	M (Kn.m)	T (Kn)
E.L.U	3,40	1,27	1,82
E.L.S	2,52	0,85	1,21

**III.1.2.1 Ferrailage à L'E.L.U:**

✓ Calcul des excentricités:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,27}{3,40} \Rightarrow e_u = 0,377 \text{ m} = 37 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = \frac{-M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,85}{2,52} \Rightarrow e_{ser} = 0,337 \text{ m} = 33,7 \text{ cm}$$

$$e_{0u} = \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} \Rightarrow e_{0u} = 5 \text{ cm} \text{ Donc: } (e_u; e_{ser}) > e_{0u}$$

### **Chapitre III :**

### **Les éléments secondaires**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait en flexion simple en prenant comme moment fictif:  $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

$e_a$ : La distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues

On obtient une section fictive d'acier  $A_{lu}$ , et la section finale d'acier sera:

$$A = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \times \sigma}$$

**On a:**

$$e_{au} = a_i + \left(d - \frac{h}{2}\right); d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

$$e_{au} = 41 \text{ cm}$$

$$e_{aser} = e_{ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 33,7 + \left(9 - \frac{10}{2}\right)$$

$$e_{aser} = 38 \text{ cm}$$

$$M_{ua} = N_{ua} \times e_{au} = 3,40 \times 0,41 \Rightarrow M_{ua} = 1,39 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sera} = N_{ser} \times e_{aser} = 2,52 \times 0,38 \Rightarrow M_{sera} = 0,96 \text{ Kn.m}$$

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

$$\sigma_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\frac{M_{ua}}{A} = \frac{1,39}{1} = 1,45$$

$$\frac{M_{ser}}{A} = 0,96$$

$\gamma$ : la distance entre le point d'application du centre de pression et le centre de gravité des armatures tendues

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,39 \times 10^6}{1 \times 10^3 \times (90)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,012$$

**Avec:**  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

**Donc:**  $\mu_l = 0,3168 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,3168$

**Donc:**  $A' = 0$  (pas d'armature comprimée)

$$\text{On a: } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012})$$

$$\alpha = 0,015$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 9(1 - 0,4 \times 0,015)$$

$$Z_b = 8,95 \text{ cm}$$

$$A_{lu} = \frac{M_{ua}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1,39 \times 10^6}{89,5 \times 348} = 44,63 \text{ mm}^2 = 0,446 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \sigma_s}$$

$$A_u = 44,63 - \frac{3,40 \times 10^3}{100 \times 240} = 44,49 \text{ mm}^2 = 0,445 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_{bl} = 0,3168 \Rightarrow \text{vérification de } A_{min}$$

✓ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 90$$

$$A_{min} = 109 \text{ mm}^2 = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}, A_u) = \max(1,09 \text{ cm}^2, 0,445 \text{ cm}^2)$$

$$\Rightarrow A = 1,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Donc**

**on adopte:** 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

✓ Armature de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Donc** on adopte:  $A_{rep} = 3\text{HA}8 = 1,05 \text{ cm}^2$

✓ L'espacement:

$$S_t \leq \min\{3 h, 33 \text{ cm}\} \text{ (BAEL91 révisée 99)}$$

$$S_t \leq \min\{30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\}$$

**On prend:**  $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$r_u = \frac{v_u}{b \cdot d} < \bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$r_u = \frac{1,82 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,02 \text{ Mpa} < \bar{r}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.1.2.2 Vérification à l'E.L.S :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot \gamma \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{15 M_{ser}}{I} \cdot (d - \gamma) \leq \bar{\sigma} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Avec:

- Fissuration préjudiciable:  $\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_{te} ; 110 \sqrt{\eta f_{te}} \right\}$

Avec:  $\eta=1,6$  HA;  $F_{tj}=2,1$  MPa

$$\bar{\sigma} = \min \{ 266,66 \text{ Mpa}; 201,63 \text{ Mpa} \}$$

Donc:  $\bar{\sigma} = 201,63 \text{ Mpa}$

- Position de l'axe neutre: ( $A' = 0$ )

$$\frac{b \cdot \gamma^2}{2} + 15A\gamma - 15Ad = 0 \Rightarrow 50\gamma^2 + 30,15\gamma - 271,35 = 0,$$

$$\Rightarrow \gamma = 2,05 \text{ cm} = 20,5 \text{ mm}$$

$$I = \frac{b \cdot \gamma^3}{3} + 15 \times A (d - \gamma)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2,05^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2$$

$$\Rightarrow I = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot \gamma = \frac{0,96 \times 10^6}{1743,49 \times 10^4} \times 20,5$$

$$\sigma_b = 1,13 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - \gamma) \leq \bar{\sigma} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0,96 \times 10^2}{1743,49} \cdot (90 - 20,5) \leq \bar{\sigma} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 57,40 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

✓ Dessin de ferrailage:

L'action sismique est réversible, donc on dispose le même ferrailage sur les deux faces

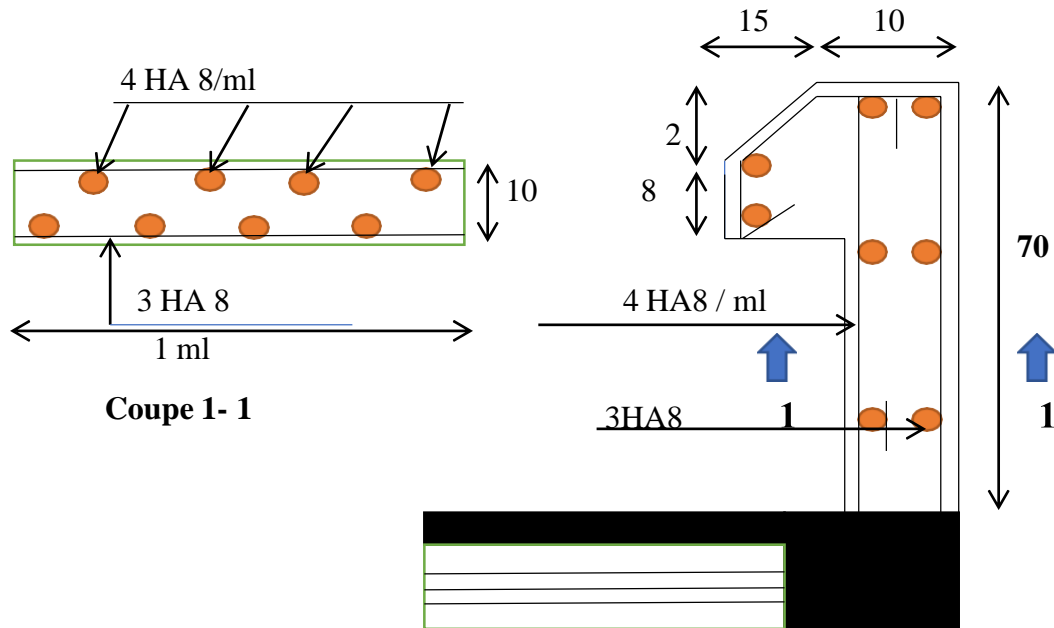


Fig. III. 2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.2 Poutre de chaînage

#### III.2.1 Evaluation des charges:

Les dimensions de la poutre de chaînage en respectant la condition de fleche et les recommandations du RPA 99 version 2003, sont:  $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2$

##### ➤ Charge Permanente:

- Poids propre:  $P_p = 0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,5 \text{ Kn/m}$
- Poids des murs extérieurs:  $P_e = 2,81 \times 2,66 = 7,47 \text{ Kn/m}$

$$G = P_p + P_e = 8,97 \text{ Kn/m}$$

#### III.2.1.1 Calcul des sollicitations:

- E.L.U:  $Q_u = 1,35G = 1,35 \times 8,97 = 12,11 \text{ Kn/m}$
- E.L.S:  $Q_s = G = 8,97 \text{ Kn/m}$

#### III.2.1.2 Calcul des moments:

- ##### ➤ Moment en travée: $M_t = \frac{ql^2}{8}$

Avec:

$$L = 4,30 \text{ m}$$

- E.L.U :  $M_t = 27,99 \text{ Kn.m}$
  - E.L.S :  $M_t = 20,73 \text{ Kn.m}$
- ##### ➤ Moment sur appui: $M_a = 0,2M_t$
- E.L.U :  $M_a = 5,60 \text{ Kn.m}$
  - E.L.S :  $M_a = 4,15 \text{ Kn.m}$

**III.2.2 Ferrailage:**

Le calcul se fait en flexion simple et la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

❖ **En travée:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{27,99}{20,73} = 1,35$$

**Avec:**  $f_{28}=25\text{Mpa}$

**Donc:**  $\mu_l = 0,2835$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ul}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27,99 \times 10^6}{200 \times 275^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,1306 < \mu_l = 0,2835$$

$$\mu_{bu} = 0,1306 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1306}) = 0,176$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ )

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 27,5(1 - 0,4 \times 0,176) = 26,56 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ad}} = \frac{27,99 \times 10^6}{265,6 \times 348} = 302,83 \text{ mm}^2 = 3,03 \text{ cm}^2$$

$$F_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_t}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 27,5$$

$$A_{min} = 0,66 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui:**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{5,60}{4,15} = 1,35$$

**Avec:**  $f_{28}=25\text{Mpa}$

**Donc:**  $\mu_l = 0,2835$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,60 \times 10^6}{200 \times 275^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,026 < \mu_l = 0,2835$$

### **Chapitre III :**

### **Les éléments secondaires**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (  $A' = 0$  )

**Nous avons:**

$$\mu_u = 0,026$$

Donc:

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,033$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 27,5 \times (1 - 0,4 \times 0,033)$$

$$Z_b = 27,13 \text{ cm}$$

$$M_{au} = 5,60 \times 10^6$$

$$A_u = \frac{M_{au}}{Z_b \cdot f_{at}} = \frac{5,60 \times 10^6}{271,3 \times 348} = 57,94 \text{ mm}^2 = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 2,1$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_t}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 27,5$$

$$A_{min} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Les resultants avec le tableau

Tab. III. 2: Ferailage de la poutre de chaînage

	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	0,1306	0,176	3,03	0,66	3,39	3T12
Appui	0,026	0,033	0,59	0,66	3,39	3T12

**III.2.2.1 Armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{h}{30}; \phi_{tmin} \right\} \text{ CBA93 (artc A.6.4.2)}$$

On prends:  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'après le RPA99V2003:  $A_t = 0,003Sb$

➤ Dans la zone modale:

$$S = \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_t \right\}$$

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

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 20 = 0,6 \text{ cm}^2$$

➤ Dans la zone courante:

$$S \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

les premières armatures transversales doivent être disposées à (5 cm) aux cotés de

—

**III.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant: C.B.A93 (art A.5.1.1)**

$$r_u = \frac{V_u}{db_0}; V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{12,11 \times 4,30}{2}$$

$$\Rightarrow V_u = 26,04 \text{ Kn}$$

$$r_u = \frac{26,04 \times 10^3}{275 \times 200}$$

**Donc:**  $r_u = 0,47 \text{ Mpa}$

$$r_u < \bar{r}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\Rightarrow r_u = 0,47 \text{ Mpa} < \bar{r}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \text{CV}$$

**III.2.2.3 Vérification à l'E.L.S :**

➤ Vérification des conditions de calcul de flèche: C. B. A. 93( art B. 6.5.1)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{30}{430} = 0,069 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{30}{430} = 0,069 \geq \frac{20,73}{10 \times 20,73} = 0,1 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{d \cdot b_0} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{3,39}{27,5 \times 20} = 0,0062 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Il faut vérifier la flèche

D'après la RDM, la flèche est calculée par la relation:

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

**Avec:**

- E: Module de déformation défirée
- E : Module de déformation défirée

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \Rightarrow E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

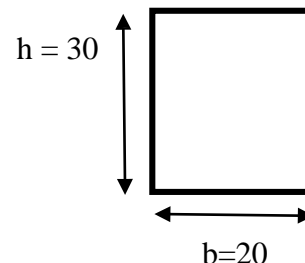


Fig III.3: Dimensions de la poutre

Chaînage

### Chapitre III :

### Les éléments secondaires

- I: Moment d'inertie:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 30^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

$$Q = 8,97 \text{ Kn}; l = 400 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 8,97 \times (10)^3 \times (4000)^4}{384 \times (1,08 \times 10^4) \times (45000 \times 10^4)} = 6,15 \text{ mm} = 0,62 \text{ cm}$$

$f_{ad}$ : Flèche admissible (CBA93 article B6.5.3)

$$f_{ad} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f = 0,62 \text{ cm} < f_{ad} = 0,80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.2.2.4 Vérification des contraintes:**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot \gamma \leq \bar{\sigma} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} (d - \gamma) \leq \bar{\sigma} = 400 \text{ Mpa (peu préjudiciable)}$$

➤ Position de l'axe nature: ( $A'=0$ )

❖ **En travée**

$$\frac{b\gamma^2}{2} + 15A\gamma - 15Ad = 0 \Rightarrow 10\gamma^2 + 15A\gamma - 15Ad = 0$$

Avec:  $A = 3,39$

$$I = \frac{b\gamma^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - \gamma)^2$$

$$10\gamma^2 + 15(3,39)\gamma - 15(3,39 \times 27,5) = 0$$

$$10\gamma^2 + 50,85\gamma - 1398,38 = 0$$

$$\gamma = 9,55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{20 \times 9,55^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (27,5 - 9,55)^2 = 22190,56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{20,73 \times 10^6 \times 95,5}{22190,56 \times 10^4} = 8,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 20,73 \times 10^6}{22190,56 \times 10^4} \times (27,5 - 9,55) = 251,53 \text{ Mpa}$$

❖ **En appui:**

$$\frac{b\gamma^2}{2} + 15A\gamma - 15Ad = 0 \Rightarrow 10\gamma^2 + 15A\gamma - 15Ad = 0$$

Avec :  $A = 3,39 \text{ cm}^2$

$$10 \cdot \gamma^2 + 15(3,39)\gamma - 15 \times 3,39 \times 27,5 = 0$$

$$10 \cdot \gamma^2 + 50,85\gamma - 1398,38 = 0$$

$$\gamma = 9,55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b\gamma^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - \gamma)^2$$

$$I = \frac{20 \times 9,55^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (27,5 - 9,55)^2 = 22190,56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{4,15 \times 10^6 \times 95,5}{22190,56 \times 10^4} = 1,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 4,15 \times 10^6}{22190,56 \times 10^4} \times (275 - 95,5) = 50,35 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tab. III. 3: Verification des contraintes

	$\gamma(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_c(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{Mpa})$	Vérifi
Travé	9,55	22190,56	8,92	251,53	15	400	Ok
appui	9,55	22190,56	1,79	50,35	15	400	Ok

3HA12/Fil

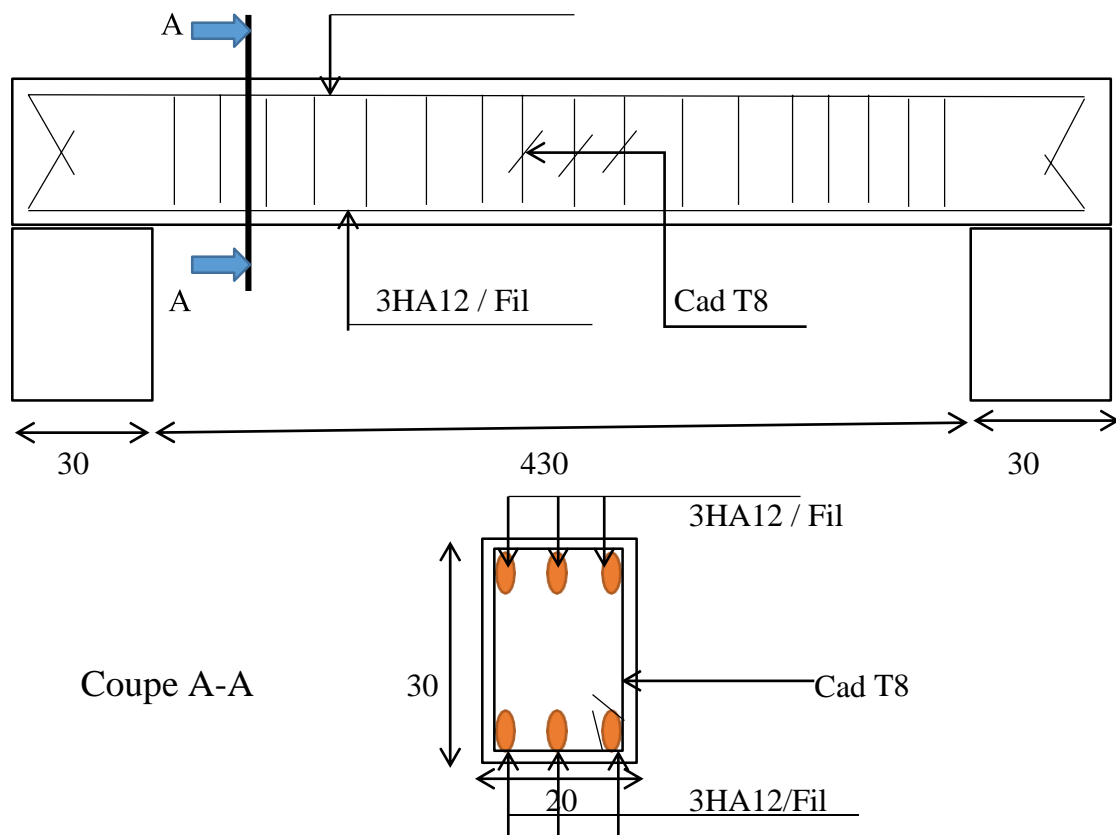


Fig. III. 4: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

### III.3 Les escaliers:

#### III.3.1 Evaluation des charges et surcharges:

➤ **Volée:**

$$G=8,01 \text{ Kn/m}^2$$

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

➤ **Palier:**

$$G=5,31 \text{ Kn/m}^2$$

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

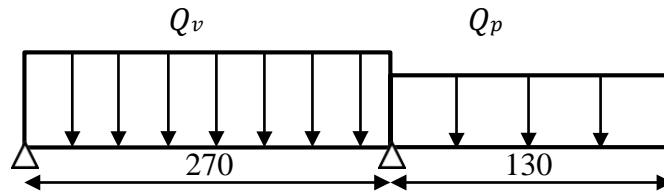


Fig. III. 5: Schéma statique de l'escalier

**III.3.1.1 Combinaison des charges :**

Tab. III. 4: Valeurs des combinaisons

Elément	G (Kn/m <sup>2</sup> )	Q (Kn/m <sup>2</sup> )	$Q_u = 1,35G + 1,5Q$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$Q_{ser} = G + Q$ (Kn/m <sup>2</sup> )
Palliasse:	8,01	2,5	14,56	10,51
Palier	5,31	2,5	10,92	7,81

**III.3.1.2 Calcul des sollicitations :**

❖ **E.L.U**

La largeur de l'escalier est:  $b = 130$  cm donc les charges sont:

$$Q_{uv} = 14,56 \times 1,3 = 18,93 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{up} = 10,92 \times 1,3 = 14,20 \text{ Kn/m}$$

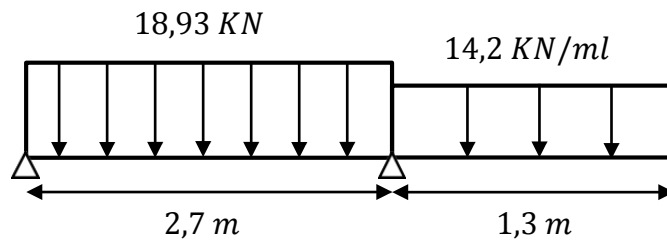


Fig. III. 6: Schéma statique de l'escalier à l'E.L.U

**III.3.1.3 Calcul des réactions:**

$$R_a + R_b = (18,93 \times 2,7) + (14,2 \times 1,30) = 69,57 \text{ Kn}$$

$$\sum M/a = 0$$

$$\Rightarrow -2,7 R_b + (18,93 \times 2,7) \times \frac{2,7}{2} + (14,2 \times 1,3) \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,7\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 48,46 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow R_a = 21,11 \text{ Kn}$$

○ Cas 1:  $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$T(x) = 21,11 - 18,93 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 21,11 \text{ Kn} \\ x = 2,7 \Rightarrow T(2,7) = -30 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M(x) = 21,11 x - 18,93 \frac{x^2}{2} \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 2,7 \Rightarrow M(2,7) = -12 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

○ Cas 2:  $2,7 \leq x \leq 4 \text{ m}$

$$T(x) = 21,11 - 51,11 + 48,46 - 14,20(x - 2,7)$$

$$T(x) = 18,46 - 14,20x + 38,34 = 56,80 - 14,20x$$

$$\begin{cases} x = 2,7 \Rightarrow T(2,7) = 18,46 \text{ Kn} \\ x = 4 \Rightarrow T(4) = 0 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M(x) = 21,11 x - 51,11 \left(x - \frac{2,7}{2}\right) + 48,46(x - 2,7) - \frac{14,20(x - 2,7)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2,7 \Rightarrow M(2,7) = -12 \text{ Kn.m} \\ x = 4 \Rightarrow M(4) = -0 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de  $M_{max}$ :**

$$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = 21,11 - 18,93 x = 0 \Rightarrow x = 1,12 \text{ m}$$

$$M_{max}(x) = 21,11 x - 18,93 \frac{x^2}{2} \Rightarrow M_t(1,12) = 11,77 \text{ Kn.m}$$

$$M_{travée} = 11,77 \text{ Kn.m} ; M_{appui} = -12 \text{ Kn.m}$$

❖ **E.L.S :**

La largeur de l'escalier est:  $b = 130 \text{ cm}$

**Donc** les charges sont:

$$Q_{uv} = 10,51 \times 1,3 = 13,66 \text{ kN}$$

$$Q_{up} = 7,81 \times 1,3 = 10,15 \text{ KN}$$

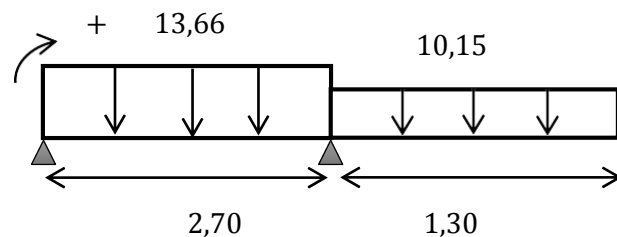


Fig. III. 7 : Schéma statique de l'escalier à l'E.L.S

### III.3.1.4 Calcul des réactions:

$$R_a + R_b = (13,66 \times 2,7) + (10,15 \times 1,30) = 50,08 \text{ Kn}$$

$$\sum M/a = 0$$

$$\Rightarrow -2,7 R_b + (13,66 \times 2,7) \times \frac{2,7}{2} + (10,15 \times 1,3) \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,7\right)$$



$$\Rightarrow R_b = 34,81 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow R_a = 15,27 \text{ Kn}$$

○ Cas 1:  $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$T(x) = 15,27 - 13,66 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 15,27 \text{ Kn} \\ x = 2,7 \Rightarrow T(2,7) = -21,61 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M(x) = 15,27 x - 13,66 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 2,7 \Rightarrow M(2,7) = -8,56 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

○ Cas 2:  $2,7 \leq x \leq 4 \text{ m}$

$$T(x) = 15,27 - 36,88 + 34,81 - 10,15(x - 2,7)$$

$$\begin{cases} x = 2,7 \Rightarrow T(2,7) = 13,20 \text{ Kn} \\ x = 4 \Rightarrow T(4) = 0 \text{ Kn} \end{cases}$$

➤ **Calcul de  $M_{max}$ :**

$$T(x) = 15,27 - 13,66 \cdot x = 0 \Rightarrow x = 1,12 \text{ m}$$

$$M_{max}(x) = 15,27 - 13,66 \frac{x^2}{2} \Rightarrow M_t(1,12) = 8,53 \text{ Kn.m}$$

$$M_{travée} = 8,53 \text{ Kn.m} ; M_{appui} = -8,53 \text{ Kn.m}$$

📌 Les résultats sont regroupés dans le table suivant:

Tab. III. 5: Valeurs de sollicitations à l'E.L.U et à l'E.L.S

E.L.U			E.L.S		
$M_a \text{ (Kn.m)}$	$M_t \text{ (Kn.m)}$	$T(x) \text{ (Kn)}$	$M_a \text{ (Kn.m)}$	$M_t \text{ (Kn.m)}$	$T(x) \text{ (Kn)}$
- 12	11,77	21,11	- 8,56	8,53	15,27

### III.3.2 Ferrailage:

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}; b = 1,30 \text{ m}$$

❖ *En travée:*

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{11,77}{8,53} = 1,38$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,77 \times 10^6}{1300 \times 135^2 \times 14,17} = 0,035$$

**Donc:**  $\mu_{lu} = 0,2999$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,045$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 13,26 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{Z_b \cdot f_{ed}} = 255,07 \text{ mm}^2 = 2,55 \text{ cm}^2$$

• *Condition de non fragilité:*

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 130 \times 13,5 = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{A_u, A_{min}\} = \max\{2,55 \text{ cm}^2, 2,12 \text{ cm}^2\}$$

$$A = 2,55 \text{ cm}^2$$

**Donc** on adopte : 9 HA10 = 7,09 cm<sup>2</sup>

• *Armature de répartition:*

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} \Rightarrow A_{rep} = 0,85 \text{ cm}^2$$

**Donc** on adopte: 5HA10 = 3,94 cm<sup>2</sup>

• *L'espacement*

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

**On prend :**  $S_t = 16,25 \text{ cm}$

❖ *En appui:*

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M}$$

12 **Chapitre III :**  
 $= \frac{\quad}{8,56} = 1,40$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b_0.d^2.f_{bu}} = 0,036$$

**Les éléments secondaires**

Avec:  $\mu_{lu} = 0,2999$

Donc:  $\mu_{bu} < \mu_{lu}$

$\Rightarrow A' = 0$  (pas d'armature comprimée)

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,046$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 13,25 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{au}}{Z_b \cdot f_{at}} = \frac{12 \times 10^6}{132,5 \times 348} = 2,60 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 130 \times 13,5 = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{A_u, A_{min}\} = \max\{2,60 \text{ cm}^2, 2,12 \text{ cm}^2\}$$

$$A = 2,60 \text{ cm}^2$$

On prend pour une bande de 1 m de largeur :  $A = 9 \text{ HA10} = 7,09 \text{ cm}^2$

- **Armature de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3,08}{4} \Rightarrow A_{rep} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte:  $5\text{HA10} = 3,94 \text{ cm}^2$

- **L'espacement:**

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

On prend:  $S_t = 16,25 \text{ cm}$

Tab. III. 6: Ferrailage d'escalier

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adap}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)	$A_{rep}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adap}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	2,55	2,12	7,09	9HA10	16,25	0,85	5HA10	3,94	20
Appuis	2,60	2,12	7,09	9HA10	16,25	0,77	5HA10	3,94	20

### III.3.2.1 Vérification de l'effort tranchant:

$$r = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq r = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$r = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq r = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\Rightarrow r_u = \frac{21,11 \times 10^3}{1300 \times 135} = 0,12 \text{ Mpa} < \bar{r}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$



$$\sigma_b = I \cdot \gamma = 6770,23 \times 10^4 \times 28,8 = 3,64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - \gamma) = \frac{15 \times 8,56 \times 10^6}{6770,23 \times 10^4} \times 106,2 = 201,41 \text{ Mpa}$$

**Donc:**

Tab. III. 7: Vérification des contraintes

	$\gamma$ (cm)	$I$ (cm) <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Travée	2,88	6770,23	3,63	200,71
appui	2,88	6770,23	3,64	201,41

✓ Vérification des conditions de calcul de flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{400} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$h \quad M_t \qquad \qquad \qquad h \quad 15 \qquad \qquad \qquad 11,77$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{10 \cdot M_0}{10 \cdot M_0} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{400} = 0,038 < \frac{11,77}{10 \times 11,77} = 0,1 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{3,39}{1300 \times 135} = 0,0019 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Il faut vérifier la flèche d'après la RDM la flèche est calculée par la relation:

$$F = \frac{5ql^4}{384EI}$$

**Avec:**

$E$  : module de déformation défirée  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4$  Mpa

$$I : \text{moment d'inertie } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{130 \times 15^3}{12} = 36562,5 \text{ Cm}^4$$

$$L = 270 \text{ cm} = 2700 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow q = 13,66 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{Donc: } F = \frac{5 \times 13,66 \times 2700^4}{384 \times (1,08 \times 10^4) \times (36562,5 \times 10^4)} = 0,24 \text{ cm}$$

Avec le Flèche admissible (CBA93 article B6.5.3 p: 128)

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0,54 \text{ cm}$$

### Chapitre III :

### Les éléments secondaires

$\Rightarrow f = 0,24 \text{ Cm} < f_{ad} = 0,54 \text{ Cm} \dots\dots\dots \text{C. vérifiée}$

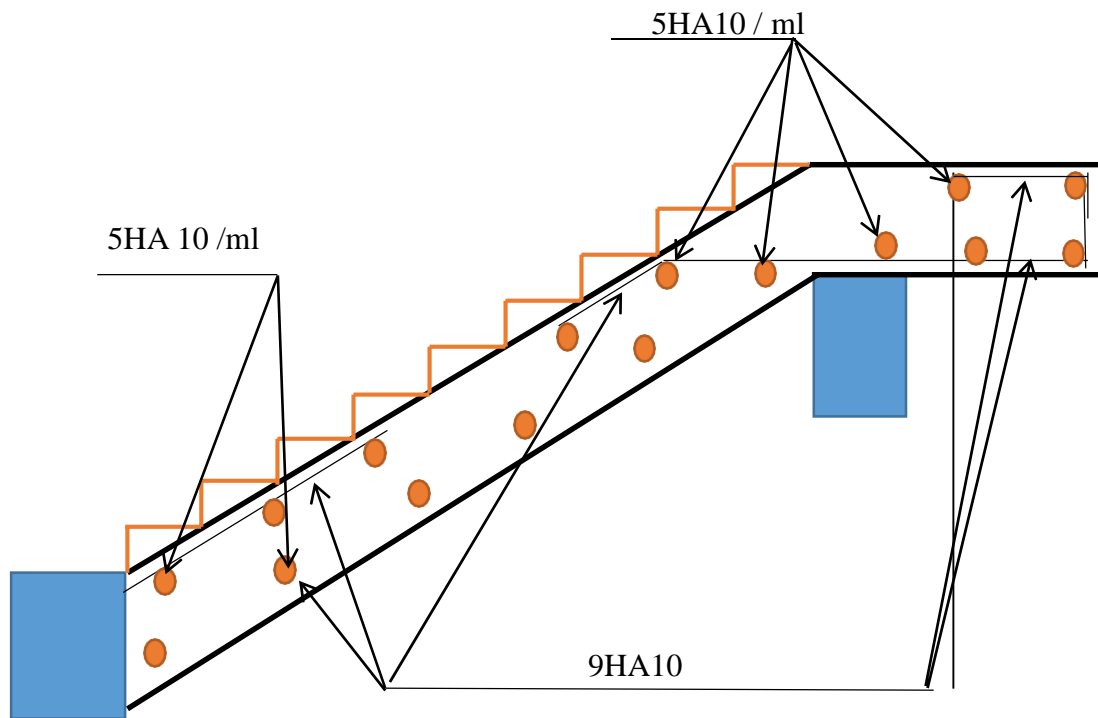


Fig. III. 8: Schéma de ferrailage de l'escalier

**III.4 Poutre palière:**

**III.4.1 Pré dimensionnement:**

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 300$$

$h$  : Hauteur de la poutre

$$\frac{300}{16} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 18,75 \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

**On prend:**  $h = 30$

$b$  : Largueur de la poutre

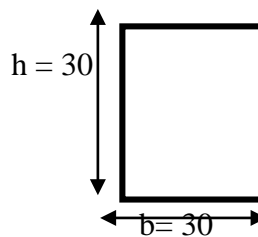


Fig. III. 9: Dimensions de la poutre palière

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place de ferrailage, toute en satisfaisant les conditions du RPA version 2003, on prend  **$b = 30 \text{ cm}$**

Donc les dimensions de la poutre palière sont:  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Ces dimensions satisfont les exigences du RPA99 version 2003

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

$$h = 30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b = 30$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.4.1.1 Evaluation des charges:**

➤ Charge permanente:

- Poids propre:  $G = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ Kn/ml}$

- Réaction de l'escalier:  $R = 48,46 \frac{\text{Kn}}{b} / 1,3 \text{ m soit : } R = 37,28 \text{ Kn}$

**III.4.1.2 Combinaison d'action:**

$$q_u = 1,35G + R_b = 1,35 \times 2,25 + 37,28 = 40,32 \text{ Kn}$$

$$q_s = G + Q = 2,25 + 37,28 = 39,53 \text{ Kn}$$

La poutre palière est semi encastree à ses deux extrémités, les moments sur travée et sur appuis sont les suivants:

$$M_t = \frac{ql^2}{8} ; M_a = 0,15M_t ; T = \frac{ql}{2} ; l = 3 \text{ m}$$

Tab. III. 8: Valeurs des sollicitations de la poutre palière

	$M_t(\text{Kn} \times \text{m})$	$M_a(\text{Kn} \times \text{m})$	T(Kn)	L (m)
E.L.U	45,36	6,8	60,48	3
E.L.S	44,32	6,63	59,29	

**III.4.2 Ferrailage:**

La poutre palière travaille en flexion simple:

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} \cdot f_{c28} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} ; d = 0,9h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

❖ **En travée:**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{45,36}{44,32} = 1,02$$

**Avec:**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**donc:**  $\mu_{tu} = 0,2835$

$$M_{ut} = 46,50 \times 10^6$$

### Chapitre III :

### Les éléments secondaires

$$\mu_{bu} = \frac{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,0844$$

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,0844 < \mu_{lu}=0,2835 \Rightarrow A'=0$  (pas d'armature comprimée)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,11$$

$$z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 27(1 - 0,4 \times 0,11) = 25,81 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{tu}}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{45,36 \times 10^6}{258,1 \times 348} = 505,02 \text{ mm}^2 = 5,05 \text{ cm}^2$$

A. **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}, A_u) = \max(1,30 \text{ cm}^2; 5,02 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 5,02 \text{ cm}^2$$

**On adopte:** 3HA16 = 6,03 cm<sup>2</sup>

❖ **En appui:**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{6,98}{6,80} = 1,03$$

**Avec:**  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

**Donc:**  $\mu_{lu} = 0,2835$

$$M_{at} = 6,8 \times 10^6$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{at}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,8 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14,17} = 0,022$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,022 < \mu_{lu} = 0,2835 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,025$$

$$z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 24,3 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{6,8 \times 10^6}{243 \times 348} = 80,41 \text{ mm}^2 = 0,80 \text{ cm}^2$$

B. **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}, A_u) = \max(1,30 \text{ cm}^2; 0,57 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 1,30 \text{ cm}^2$$

**On adopte:** 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

Tab. III. 9: Ferrailage de la poutre palière

	$A_u$	$A_{min}$	$A_{adop}$	Chpix
Travée	5,02	1,30	6,03	3HA16
Appui	0,8	1,30	3,39	3HA12

C. **Armatures transversales:**

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{min} \right\} \Rightarrow \emptyset \leq \min \{1,14 \text{ cm}; 3 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}\}$$

$$t \quad 35 \quad 10 \quad l_{min} \quad t$$

### Chapitre III :

### Les éléments secondaires

*On prend:*  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

*D'après* le RPA99 version 2003:  $A_t = 0,003 S_b$

- Dans la zone nodale:

$$S = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

$$S = \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1,4 \right\} \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

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

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courante:  $S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S = 20 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

#### III.4.2.1 Vérification de l'effort tranchant:

$$r = \frac{V_u}{b d} \leq r = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$r_u = \frac{V_u}{b d} \leq r_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$r_u = \frac{62 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,57 \text{ Mpa} \leq \bar{r}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots CV$$

#### III.4.2.2 Vérification à L'E.L.S:

- Vérification des contraintes
- Contrainte admissible de béton:  $\bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} > \sigma = \frac{M_{ser}}{I} \cdot \gamma$
- Contrainte admissible d'acier tendu:  $\bar{\sigma} = 400 \text{ Mpa} > \sigma = \frac{15 M_{ser}}{I} \cdot (d - \gamma)$

#### ❖ En Travée:

$$\frac{b \cdot \gamma^2}{2} + 15A\gamma - 15Ad = 0$$

Avec: b = 30 cm; A = 6,88 cm<sup>2</sup>; d = 36 cm

$$15\gamma^2 + 103,2\gamma - 3715,20 = 0$$

$$\gamma = 12,67 \text{ Cm}$$

$$I = \frac{b \cdot \gamma^3}{3} + 15A(d - \gamma)^2$$

$$I = 76509,63 \text{ Cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot \gamma = \frac{45,32 \times 10^6}{76509,63 \times 10^4} \times 126,7 = 7,50 \text{ Mpa}$$

### Chapitre III :

### Les éléments secondaires

$$\bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} > \sigma_b = 7,50 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - \gamma) = \frac{15 \times 45,32 \times 10^6}{76509,63 \times 10^4} \times (360 - 126,7) = 207,29 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma} = 400 \text{ Mpa} > \sigma_s = 207,29 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ En appui:

$$\frac{b \cdot \gamma^2}{2} + 15A\gamma - 15Ad = 0$$

Avec: b = 30 cm; A = 3,39 cm; d = 36 cm

$$\Rightarrow 15 \gamma^2 + 50,85\gamma - 1830,6 = 0$$

$$\gamma = 9,48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot \gamma^3}{3} + 15A(d - \gamma)^2$$

$$I = 44283,05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot \gamma = \frac{6,80 \times 10^6}{44283,05 \times 10^4} \times 94,8 = 1,46 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa} > \sigma_b = 1,46 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - \gamma) = \frac{15 \times 6,80 \times 10^6}{44283,05 \times 10^4} \times (360 - 94,8) = 61,09 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma} = 400 \text{ Mpa} > \sigma_s = 61,09 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tab. III. 10: Vérification des contraintes

	$\gamma$ (cm)	$I$ (cm) <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Travée	12,67	76509,63	7,50	207,29
Appui	9,48	44283,05	1,46	61,09

✓ **Vérification des conditions de calcul de flèche: CBA 93(Artc B.6.5.1)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{40}{300} = 0,13 \geq \frac{1}{16} = 0,1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{40}{300} = 0,13 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b_0 \cdot d \leq \frac{A}{f_e} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{688}{300 \times 360} = 0,0064 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots \text{CV}$$

### **Chapitre III :**

### **Les éléments secondaires**

Il faut vérifier la flèche d'après la RDM la flèche est calculée par la relation:

$$F = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec: E: module de déformation défirée  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4$  Mpa

$$I: \text{moment d'inertie } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$L = 300 \text{ cm} = 3000 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow q = 40,28 \text{ Kn/m}$$

$$\text{Donc: } F = \frac{5 \times 40,28 \times 3000^4}{384 \times (1,08 \times 10^4) \times (160000 \times 10^4)} = 0,25 \text{ cm}$$

Avec le Flèche admissible: (CBA93 article B6.5.3 p:128)

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,60 \text{ cm}$$

Donc:  $F = 0,25 \text{ cm} \leq f_{ad} = 0,60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

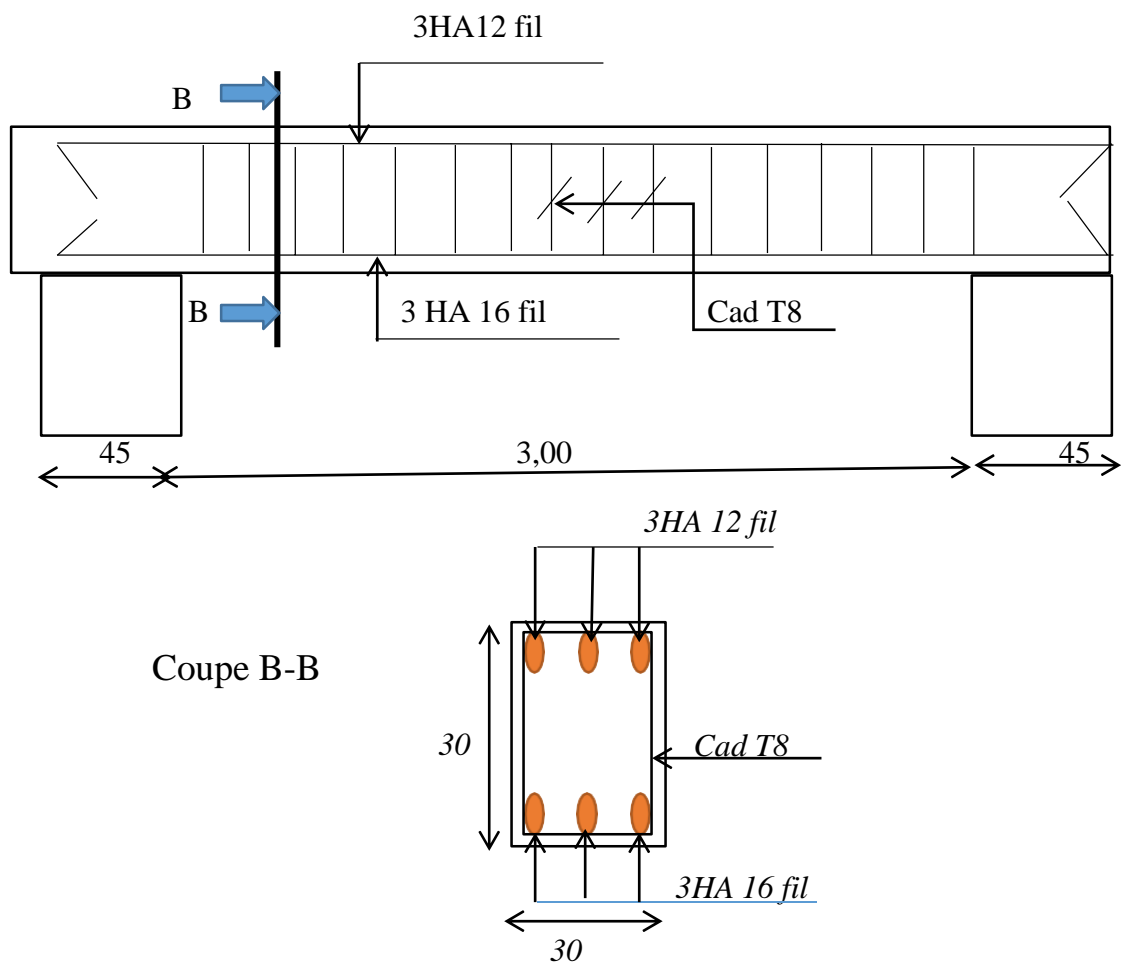


Fig. III. 10: Schéma de ferrailage de la poutre palière

**III.5 Etude du plancher à corps creux**

**III.5.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

➤ **1<sup>ère</sup> Condition:**

✓ Plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{Kn/m}^2)$ )

- Plancher terrasse inaccessible:

$$G = 6,66 \text{ Kn/m}^2; Q=1 \text{ Kn/m}^2$$

$$\Rightarrow 1 \text{ Kn/m}^2 \leq \text{Min} \{ 12,36; 5 \text{ Kn/m}^2 \} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- *Etage courant:*

$$G = 5,6 \text{ Kn/m}^2; Q=1,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$\Rightarrow 1,5 \text{ Kn/m}^2 \leq \text{Min} \{ 11,2; 5 \text{ Kn/m}^2 \} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- *R.D.C:*

$$G = 5,6 \text{ Kn/m}^2; Q = 1,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$\Rightarrow 1,5 \text{ Kn/m}^2 \leq \text{Min} \{ 11,2; 5 \text{ Kn/m}^2 \} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- *Sous-sol:*

$$G = 5,6 \text{ Kn/m}^2; Q = 1,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$\Rightarrow 1,5 \text{ Kn/m}^2 \leq \text{Min} \{ 11,2; 5 \text{ Kn/m}^2 \} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

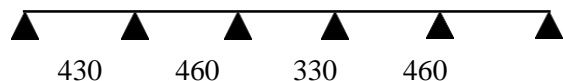
➤ **2<sup>ème</sup> condition:**

✓ Le rapport entre deux travées successives:

$$\text{Avec BAEL 91 : } 0,8 \leq \left\{ \frac{L_i}{L_{i-1}}, \frac{L_i}{L_{i+1}} \right\} \leq 1,25$$

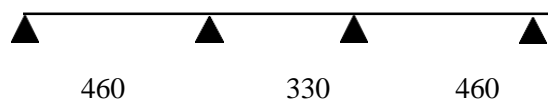
A. Type 1

$$0,8 \leq \frac{460}{430}; \frac{460}{330}; \frac{460}{330}; \frac{460}{430} \leq 1,25$$



B. Type 2

$$0,8 \leq \frac{330}{460}; \frac{320}{460} \leq 1,25$$



- Type 1:  $0,8 \leq 1,07; 1,39; 1,39; 1,70 \leq 1,25 \dots\dots \text{C.N.V}$

- Type 2:  $0,8 \leq 0,72; 0,72 \leq 1,25 \dots\dots \text{C.N.V}$

✓ **3<sup>ème</sup>Condition:** moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée

✓ **4<sup>ème</sup>Condition:** Fissuration peu préjudiciable .....Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées sauf la condition N° 2, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable et nous utiliserons la méthode de **Caquôt**

III.5.1.1 Calcul des charges et des surcharges revenant aux poutrelles:

- A l'E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$  D'où:  $P_u = 0,65q_u$
- A l'E.L.S :  $q_s = G + Q$  D'où:  $P_s = 0,65q_s$

On a:

- Pour l'appui:  $M_a = -\frac{p l^3 + p l^3}{8,5(l_w + l_e)}, l' = 0,8l$
- Pour la travée:  $M = M_t(x) + M_w(1 - \frac{x}{l_i}) + M_e \frac{x}{l_i}$

Sachant que:  $M_0(x) = \frac{P(x)}{2}(l_i - x)$

Donc:  $M = \frac{q_x}{2}(l_i - x) + M_w(1 - \frac{x}{l_i}) + M_e \frac{x}{l_i}$

-  $\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \\ V_e = V_w + ql \end{cases}$

Tab. III. 11: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (Kn/m <sup>2</sup> )	Q (Kn/m <sup>2</sup> )	E.L.U		E.L.S	
			$q_u$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$p_u$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$q_s$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$p_s$ (Kn/m <sup>2</sup> )
Terrasse	6,66	1,00	10,49	6,82	7,66	4,98
Etage courant	5,60	1,50	9,81	6,38	7,10	4,62
R.D.C	5,60	1,50	9,81	6,38	7,10	4,62
Sous-sol	5,60	1,50	9,81	6,38	7,10	4,62

❖ E.L.U

Tab. III. 12: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU (terrasse et étage courant

		L(x)	travée	P <sub>u</sub> (Kn)	M <sub>w</sub> (Kn) × m	M <sub>e</sub> (Kn) × m	x (m)	M <sub>t</sub> (Kn) × m	T <sub>w</sub> (Kn)	T <sub>e</sub> (Kn)	l'
		(m)									
Plancher terrasse	Type 01	4,30	1-2	6,82	0	-14,84	2,47	6,89	-25,95	19,16	4,30
		4,60	2-3	6,82	-14,84	-10,87	2,34	9,18	-24,59	23,67	3,68
		3,30	3-4	6,82	-10,87	-5,59	1,42	7,92	-14,89	19,77	2,64
		4,60	4-5	6,82	-5,59	-10,87	2,47	4,73	-25,89	22,36	3,68
		4,30	5-6	6,82	-10,87	0	1,78	18,49	-18,67	26,44	4,30
	Type 02	4,60	1-2	6,82	0	-15,90	2,65	7,84	-27,76	20,49	4,60
		3,30	2-3	6,82	-15,90	-5,59	1,42	10,75	-14,89	19,77	2,64
		4,60	3-4	6,82	-5,59	0	2,12	19,50	-22,26	26,00	4,60

**Chapitre III :****Les éléments secondaires**

Planc	Type	4,30	1-2	6,38	0	-13,88	2,47	10,33	-24,27	17,91	4,30
		4,60	2-3	6,38	-13,88	-10,16	2,34	8,60	-22,99	22,13	3,68

		3,30	3-4	6,38	-10,16	-5,23	1,42	7,41	-13,89	18,49	2,64
		4,60	4-5	6,38	-5,23	-10,16	2,47	4,43	-24,21	20,91	3,68
		4,30	5-6	6,38	-10,16	0	1,78	19,42	-17,46	24,13	4,30
	Type 02	4,60	1-2	6,38	0	-15,88	2,65	7,34	-25,96	19,17	4,60
		3,30	2-3	6,38	-15,88	-5,23	1,42	6,56	-13,89	18,49	2,64
		4,60	3-4	6,38	-5,23	0	2,12	18,85	-20,82	24,31	4,60

❖ **E.L.S**

Tab. III. 13: Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS (terrasse et étage courant)

		L(x) (m)	travéé	Ps (Kn)	$M_w$ (Kn) × m	$M_e$ (Kn) × m	x (m)	$M_t$ (Kn) × m	$T_w$ (Kn)	$T_e$ (Kn)	l' (m)
Plancher terrasse	Type 01	4,30	1-2	4,98	0	-10,83	2,66	17,56	-12,59	20,34	4,30
		4,60	2-3	4,98	-10,83	-7,93	2,37	8,98	-17,09	18,14	3,68
		3,30	3-4	4,98	-7,93	-4,08	1,28	2,22	-15,45	9,83	2,64
		4,60	4-5	4,98	-4,08	-7,93	2,56	11,41	-15,60	19,63	3,68
		4,30	5-6	4,98	-7,93	0	1,57	5,64	-20,9	12,03	4,30
	Type 02	4,60	1-2	4,98	0	-12,40	2,84	19,42	-13,47	21,76	4,60
		3,30	2-3	4,98	-12,40	-4,08	1,28	0,075	-15,45	9,83	2,64
		4,60	3-4	4,98	-4,08	0	2,02	10,69	-19,75	15,49	4,60
Plancher étage	Type 01	4,30	1-2	4,62	0	-10,05	2,66	8,23	-11,67	18,86	4,30
		4,60	2-3	4,62	-10,05	-7,36	2,37	2,17	-15,85	16,81	3,68
		3,30	3-4	4,62	-7,36	-3,79	1,28	5,17	14,31	9,12	2,64
		4,60	4-5	4,62	-3,79	-6,58	2,56	4,67	-14,47	18,19	3,48
		4,30	5-6	4,62	-6,58	0	1,97	4,00	-19,37	11,16	4,30
	Type 02	4,60	1-2	4,62	0	-11,50	2,84	6,07	-12,49	20,17	4,60
		3,30	2-3	4,62	-11,5	-3,79	1,28	5,17	-14,31	9,12	2,64
		4,60	3-4	4,62	-3,79	0	2,02	13,40	-18,31	14,35	4,60

**III.5.2 Ferrailage des poutrelles**

**III.5.2.1 Plancher terrasse:**

$$M_u \leq M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table de compression donc}$$

la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h_0$ )

Si non l'axe neutre passe par la nervure donc le calcul se fera pour une section ( $T$ )

**Donc :**  $M_{tu}$ : le moment équilibre par la table de compression

$$M_{tu} = 19,5 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ua\ max} = -15,90\ Kn.m$$

$$V_{max} = 26,44\ Kn$$

$$M_{tu} = bh_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times 10 \left( 0,23 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 94,41\ Kn.m$$

$M_u = 19,50\ Kn \times m < M_{tu} = 94,41\ KN * m \Rightarrow$  Le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b \times h$ )  $\Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression

Donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en ( $T$ ) est calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

**Donc:**  $b_0 = b$

**III.5.2.2 Ferrailage en travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{19,50 \times 10^6}{650 \times 230^2 \times 14,17} = 0,040$$

**Avec:**  $\frac{M_{tu}}{M_{au}} = 1,23 \cdot f_{c28} = 25\ Mpa$

$$\Rightarrow \mu_l = 0,2835$$

**Donc :**  $\mu_{bu} < \mu_l \ A' = 0$  (Pas d'armature comprimée)

$$\mu_{bu} < 0,2835$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 22,45\ cm$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{19,50 \times 10^6}{224,5 \times 348} = 249,6\ mm^2 = 2,50\ cm^2$$

**III.5.2.3 Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calcul}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 10 \times 23}{400} = 0,28\ cm^2 \leq A_{calc} = 2,50\ cm^2 \dots\dots\dots C.V$$

$$A = \max(A_{min}; A_{calcul}) = \max(0,28 ; 2,50)$$

### **Chapitre III :**

**Donc:**  $A = 2,50 \text{ cm}^2$

***On prend:***  $2HA14=3,08 \text{ cm}^2$

### **Les éléments secondaires**

**III.5.2.4 Ferrailage en appui (intermédiaires):**

Le table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance danc le calcul se raméme à une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$M_{ua} = 15,90 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ua} = 15,90 \times 10^6$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{15,90 \times 10^6}{650 \times 230^2 \times 14,17} = 0,033$$

**Avec:**  $\mu_l = 0,2835$

**Donc:**  $\mu_{bu} < \mu_l$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures de comprimée no pas nécessaire)

$\mu_{bu} < 0,2835$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 22,54 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b f_{st}} = \frac{15,90 \times 10^6}{225,4 \times 348} = 202,7 \text{ mm}^2 = 2,03 \text{ cm}^2$$

**III.5.2.5 Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calcul}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 10 \times 23}{400} = 0,28 \text{ Cm}^2 \leq A_{calc} = 2,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$A = \max(A_{min}; A_{calcul}) = \max(0,28 ; 2,03)$$

**Donc:**  $A = 2,03 \text{ cm}^2$

**On prend :**  $2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au cisaillement:**

$$Z_u = \frac{V_u}{d * b_0} \leq Z_u = \min \left[ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right]$$

$$Z_u = \frac{26,44 \times 10^3}{100 \times 230} = 1,15 \text{ Mpa} \leq Z_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**III.5.2.6 Calcul des armatures transversales:**

Le diametre  $\phi$  des armatures transversales est donné par:  $\phi \leq \min \{ \frac{h}{4}, \frac{b_0}{4}, \phi \}$

$$\phi_t \leq \min \{ 0,57 ; 0,4 ; 1,4 \} = 0,4 \text{ cm}$$

Donc on prend pour les armatures transversales ( $\phi_l = 6 \text{ mm}$ )

La section d'armature transversale sera:  $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$S_t \leq \min \{0,9; d; 40 \text{ cm}\} = 0,21 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 0,21 \text{ cm}$$

**Soit:**

En zone nodale:

$$S \leq \frac{h_t}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{16,2; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

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

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de l'appui (RPA 99 version 2003)

✓ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage de l'appui:**

On doit vérifier que:

$$V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

**Avec:**  $a_{max} = 0,9d = 0,9 \times 23 = 20,7 \text{ cm}$

$$V_u = 26,44 \text{ KN} \leq 0,267 \times 207 \times 25 \times 100 = 138,17 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Longueur de recouvrement:**

Acier en  $f_e E 400$

$$l_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

On doit vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot \gamma \leq \bar{\sigma}_c = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

❖ **En travée: (Terrasse):**

Position de l'axe neutre:

$$\begin{cases} q_{ser} = 0,65(G + Q) = 4,98 \text{ Kn} \\ M_{ser} = 12,40 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$f_{(h_0)} = \frac{0}{2} - 15A' \times (h_0 - d) - 15A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

**Donc:**

$$f_{(h_0)} = \frac{bh_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$f_{(h_0)} = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 3,08(23 - 5) = -19,01 \text{ cm}^3$$

$$f_{(h_0)} < 0 \Rightarrow h_0 < y_1$$

Alors l'axe neutre tombe dans la nervure  $\Rightarrow$  comportement de section en (T)

$$\bar{\sigma} \quad d - h_0$$

**On a :**  $M_{T ser} = \frac{s}{30} \times \frac{s}{d-h_0} bh_0 = 0,31 \text{ Kn.m}$

### Chapitre III :

Or:  $M_{ser} \geq M_{T ser}$

### Les éléments secondaires

**Donc:**

$$\frac{b_0}{2} \times \gamma^2 + [(b - b_0) \times h + 15A]\gamma - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0$$

$$\frac{10}{2} \gamma^2 + [(65 - 10) \times 5 + 15 \times 3,08] \gamma - [ (65 - 10) \times \frac{5}{2} + 15 \times 3,08 \times 23 ]$$

$$5\gamma^2 + 321,2\gamma - 1200,1 = 0$$

$$\gamma = 3,54 \text{ cm}$$

$$I = \left[ \frac{b\gamma^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} \right] \times (\gamma - h_0)^3 + 15A(d - \gamma)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3,54^3}{3} - \left[ \frac{65 - 10}{3} \times (3,54 - 5)^3 \right] + 15 \times 3,08(23 - 3,54)^2$$

$$I = 14561,31 \text{ cm}^4$$

**Alors:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \gamma = \frac{12,40 \times 10^6}{14561,31 \times 10^4} \times 35,4$$

D'où:  $\sigma_{bc} = 3,01 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$

❖ **Sur appui intermédiaire (Terrasse):**

$$\begin{cases} q_{ser} = 0,65(G + Q) = 4,98 \text{ KN} \\ M_{ser} = 12,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre:

Le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$\frac{b_0}{2} \gamma^2 + 15A \times (\gamma - d) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{b_0}{2} \gamma^2 + 15A\gamma - 15Ad = 0$$

$$\frac{10}{2} \gamma^2 + 15 \times 2,26\gamma - 15 \times 2,26 \times 23$$

$$5\gamma^2 + 33,9\gamma - 779,7 = 0$$

$$\Rightarrow \gamma = 9,55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \gamma^3 + 15A(d - \gamma)^2$$

$$I = \frac{10}{3} \times 9,55^3 + 15 \times 2,26(23 - 9,55)^2$$

$$I = 9035,87 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M_{ser}}{I} = \frac{12,40 \times 10^6}{9035,87 \times 10^4}$$

### Chapitre III :

### Les éléments secondaires

$$\sigma_{bc} = \frac{I}{\gamma} = 9035,87 \times 10^4 \times 95,5$$

$$\sigma_{bc} = 13,10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V$$

➤ *Evaluation de la flèche*

$$L \leq 500 \text{ Cm} \rightarrow f = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

On a {

$$L > 500 \text{ Cm} \rightarrow f_{ad} = 0,5 + \frac{L}{1000}$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire:

$$1 \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$2 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M} \dots\dots\dots 2$$

$$3 \quad \frac{I}{A} \geq \frac{4,2}{L} \dots\dots\dots 3$$

$$4 \quad \frac{b_0 d}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{25}{460} = 0,0625$$

$$L = 460$$

D'où le 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifié donc on procède au calcul de la flèche:

➤ *Les propriétés de la section:*

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2; \gamma = 3,54 \text{ cm}$$

$$I = 14561,31 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,08}{10 \times 23} = 0,013$$

➤ *Moment d'inertie:*

a) Calcul de  $I_0$

$$I = \frac{1}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_1 - d')^2 + (b - b_0) h \left[ \frac{1}{2} V_1^2 + (V_1 - d')^2 \right]$$

$d'$ : enrobage = 2 cm

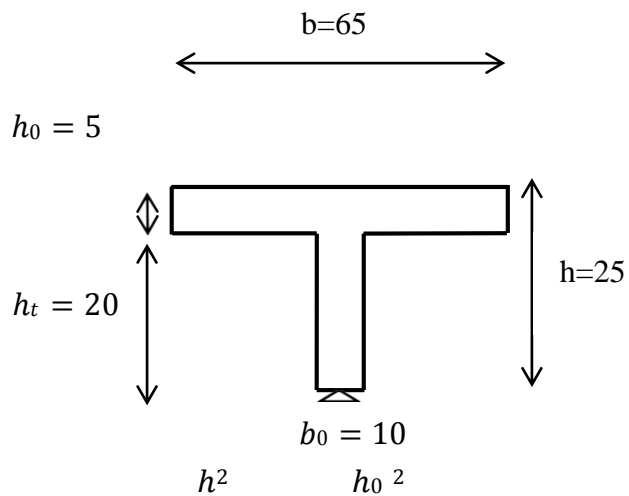
$$V = \frac{1}{2} \left[ (b_0 \times h^2) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_s d \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B = 10 \times 25 + (65 - 10) \times 5 + 15 \times 3,39$$

$$B = 575,85 \text{ cm}^2$$



**Chapitre III :****Les éléments secondaires**

$$V_1 = \frac{1}{525,85} \left[ \left( \frac{10 \times 25^2}{2} \right) + (65 - 10) \times \frac{5^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 23 \right]$$

$$V_1 = 9,47 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 9,47$$

$$V_2 = 15,53 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (9,47^2 + 15,53^2) + 15 \times 3,39(15,53 - 2)^2 + (1,64 + 7,32) + (65 - 10) \times 5 \times \left[ \frac{5^2}{12} + \left( 9,47 - \frac{5}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 30409,98 \text{ cm}^4$$

b) Calcul de  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{c28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2,84$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1,14$$

c) Calcul de contrainte  $\sigma_s$  :

$\sigma_s$ : La contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré:

–  $q_j$ : charge permanent avant la mise en place des revêtement

{ –  $g_j$ : charge permanent après la mise en place des cloison des revêtement

–  $q_l$ : charge permanent et des exploitation

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 3,20 = 2,08 \text{ Kn/ml}$$

$$\{ q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 6,66 = 4,33 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{pser} = 0,65(G + Q) = 0,65(6,66 + 1,5) = 5,30 \text{ Kn/ml}$$

$$j = \frac{0,75 \times q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{0,75 \times 2,08 \times 4,6^2}{8} = 4,13 \text{ Kn.m}$$

$$I M_{gser}^{jser} = \frac{0,75 \times q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{0,75 \times 4,33 \times 4,6^2}{8} = 8,59 \text{ Kn.m}$$

$$I M_{pser} = \frac{0,75 \times q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{0,75 \times 5,30 \times 4,6^2}{8} = 10,51 \text{ Kn.m}$$

$$j \sigma_{sj} = \frac{15 M_{jser} \times (d - \gamma)}{I} = \frac{15 \times 4,13 \times (230 - 34,9) \times 10^2}{20339,69} = 81,19 \text{ Mpa}$$

$$I \sigma_{sg} = \frac{15 M_{gser} \times (d - \gamma)}{I} = \frac{15 \times 8,59 \times (230 - 34,9) \times 10^2}{20339,69} = 123,59 \text{ Mpa}$$

$$I \sigma_{sp} = \frac{15 M_{pser} \times (d - \gamma)}{I} = \frac{15 \times 10,51 \times (230 - 34,9) \times 10^2}{20339,69} = 151,22 \text{ Mpa}$$

d) Calcul de  $\mu$  :

$$j = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{1,75 \times 1,2} = 1 - \frac{1,75 \times 1,2}{1,75 \times 1,2} = 0,699$$

$$I \mu = \frac{4 \rho \sigma_{sj} + f_{c28}}{1,75 f_{c28}} = \frac{(4 \times 0,015 \times 81,15) + 2,1}{1,75 \times 1,2}$$

**Chapitre III : Les éléments secondaires**

$$I_g = 1 - \frac{4\sigma_g + f_{c28}}{(4 \times 0,015 \times 123,59) + 2,1} = 0,779$$

$$I_{\mu} = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\rho\sigma_{sp} + f_{c28}} = 1 - \frac{1,75 \times 1,2}{(4 \times 0,015 \times 151,22) + 2,1} = 0,812$$

$$I^p = \frac{1,75 f_{c28}}{4\rho\sigma_{sp} + f_{c28}} = \frac{1,75 \times 1,2}{(4 \times 0,015 \times 151,22) + 2,1}$$

**NB:**

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

a) Calcule d  $E_i$  et  $E_v$  :

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164,20 \\ E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164,20}{3} = 10721,40 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

b) Calcul de l'inertie fictive  $I_f$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \times 30409,98}{1 + 2,84 \times 0,699} = 11205,76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,1 \times 30409,98}{1 + 2,84 \times 0,779} = 10413,21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1,1 \times 30409,98}{1 + 2,84 \times 0,812} = 10118,02 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,1 \times 30409,98}{1 + 1,14 \times 0,779} = 17717,12 \text{ cm}^4$$

c) Evaluation des flèches:

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 E_i I_{fij}} = \frac{4,13 \times 460^2 \times 10^3}{10 \times 32164,20 \times 11205,76} = 0,240 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 E_i I_{fig}} = \frac{8,59 \times 460^2 \times 10^3}{10 \times 32164,20 \times 10413,21} = 0,543 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 E_i I_{fip}} = \frac{10,51 \times 460^2 \times 10^3}{10 \times 32164,20 \times 10118,02} = 0,60 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{10,51 \times 460^2 \times 10^3}{10 \times 10721,40 \times 17717,12} = 1,07 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ij} - f_{ig}$$

$$\Delta f = 1,07 + 0,60 - 0,240 - 0,543 = 0,887 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,887 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{460}{500} = 0,92$$

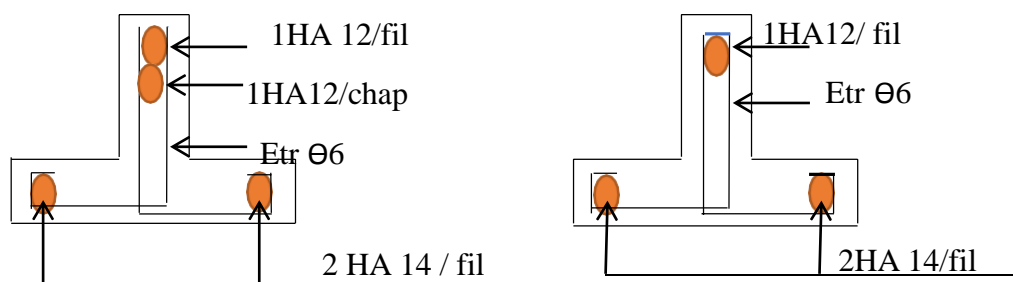


Fig. III. 11: Schema de ferrailage de nervure



## Chapitre IV :

### Étude des éléments porteurs

## Introduction

Le séisme ou tremblement de terre résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, il se produit de très nombreux séisme tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressenties par les humains

Pour réduire les effets de l'action sismique, l'Algérie possède son règlement qui permet de mener l'étude sismique à tous les projets de Génie Civil

Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme, la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront admissibles

### IV.1 La méthode de calcul :

Le RPA99 v 2003 propose 3 méthodes de calcul pour l'action sismique :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

#### ❖ *La méthode statique équivalente :*

L'application de cette méthode est liée à la satisfaction des conditions suivantes :

- 1) Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur inférieure ou égale à 65m en zone **IIa**
- 2) Le bâtiment ou bloc étudié, dont la hauteur est inférieure à 65m en zone **IIa** présente une configuration irrégulière tout en respectant la condition complémentaire suivante : Groupe d'usage 2, donc la hauteur totale ne doit pas dépasser 23 m ou 7 niveaux

#### IV.1.1 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique **V** appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :  $V = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$  (4,1)

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique donné par le **RPA99 version 2003**

Dans notre cas on a :  $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{A} = \mathbf{0,15}$

**R :** Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le RPA en fonction du système de contreventement

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte (portique-voile) en béton armé avec justification de l'interaction donc : **R = 5**

**Q :** Facteur de qualité. Sa valeur est déterminée par la formule :

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen :

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{2}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{5}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (4,2)$$

**T<sub>2</sub> :** donnée par le tableau 4,7 de RPA99 version 2003

**Donc :** Site meuble S3  $\Rightarrow T_2 = 0,50 \text{ s}$

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

**D'après** le RPA :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

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

$\xi$  est donné par le RPA99 version 2003

Nous avons une structure mixte portique et voiles avec un remplissage dense donc :

$$\xi = 7\%, \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \text{ s} \geq 0,7 \quad \text{C.V.}_-$$

## Chapitre IV :

## Étude des éléments porteurs

**T** : La période de la structure dans  $T_1 = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}$  ;  $T_2 = C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}}$

Portique auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie

-

**Avec :**

**L :** la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$L_x = 21,40 ; L_y = 10,65 ; h_n = 19,06$$

**Donc :**  $\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \frac{19,06}{\sqrt{21,40}} = 0,37 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \frac{19,06}{\sqrt{10,65}} = 0,53 \text{ s} \end{array} \right.$

**D'où :**  $T_2 = C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}}$

**C<sub>t</sub> :** coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA version 2003  $C_t = 0,05$

$$T = 0,05 \cdot (19,06)^{\frac{3}{4}} = 0,46 \text{ s}$$

$$\min(T, T_x, T_y) = 0,37 \text{ s} \quad 0 \leq T = 0,37 \text{ s} \leq T_2 = 0,53 \text{ s}$$

$$D_x = 2,45 ; D_y = 2,12$$

**Q :** facteur de qualité, sa valeur est déterminée par le RPA :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

**P<sub>q</sub> :** est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité **q** sont satisfaits ou non

Tableau. IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité

Critère "q"	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0,05
Redondance en plan	N	0,05
Régularité en plan	O	/
Régularité en élévation	O	/
Contrôle de qualité des matériaux	N	0,05
Contrôles de qualité de l'exécution	N	0,1
Total		0,25

**Donc**

$$Q = 1,25$$

**W** : Poids total de la structure :

La valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  : calculés à chaque niveau (i)

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

**W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires à la structure

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation

**β** : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le RPA

- $\beta = 0,30 \Rightarrow$  usage commerciale
- $\beta = 0,20 \Rightarrow$  usage d'habitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est :  $\beta = 0,20$

➤ *Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :*

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t \sum F_i$$

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure

$$\begin{cases} T_x = 0,37 & s < 0,71 \\ T_y = 0,53 & s < 0,71 \end{cases} F_t = 0$$

➤ Analyse de résultat de Robot :

Tab.IV.2 : Résultat de nombre des modes à considérer

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,46	53,71	0,00	53,71	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 2	0,35	53,71	58,43	0,00	58,43	1508096,01	1508096,01
3/ 3	0,24	58,08	58,43	4,37	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 4	0,11	72,20	58,43	14,12	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 5	0,08	72,20	78,03	0,00	19,60	1508096,01	1508096,01
3/ 6	0,07	72,20	78,04	0,00	0,01	1508096,01	1508096,01
3/ 7	0,06	72,21	78,04	0,02	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 8	0,06	72,22	78,04	0,00	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 9	0,06	75,23	78,04	3,01	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 10	0,06	75,52	78,06	0,29	0,02	1508096,01	1508096,01
3/ 11	0,06	75,55	78,06	0,03	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 12	0,06	77,09	78,06	1,54	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 13	0,05	77,13	78,07	0,03	0,01	1508096,01	1508096,01
3/ 14	0,05	77,21	78,11	0,08	0,03	1508096,01	1508096,01
3/ 15	0,05	77,39	78,11	0,18	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 16	0,05	77,66	78,11	0,27	0,01	1508096,01	1508096,01
3/ 17	0,05	77,66	78,13	0,00	0,02	1508096,01	1508096,01
3/ 18	0,05	77,71	78,16	0,04	0,03	1508096,01	1508096,01
3/ 19	0,05	77,71	78,18	0,00	0,01	1508096,01	1508096,01
3/ 20	0,05	77,71	78,18	0,01	0,00	1508096,01	1508096,01

Avec le période :

$$U_x = \text{masse cumulée} = 71,46\%$$

$$U_y = \text{masse cumulée} = 76,60\%$$

Donc augmentée le nombre de mode avec le formule suivant  $w^p = 3\sqrt{K}$

K : le nombre d'étage + sous-sol

$$K=7 \Rightarrow N^\circ : 10 \Rightarrow U_x = \text{masse cumulée} = 77,71\%$$

$$U_x = \text{masse cumulée} = 77,71\%$$

$$U_y = \text{masse cumulée} = 78,18\%$$

Le période :

Cas rigidité :  $T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = T_{\text{analytique}}$

Cas moyen :  $T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = T_{\text{empirique}}$

Cas souple :  $T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

$$T = 0,371 \text{ s} \Rightarrow 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,48 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,37 < T_{\text{analytique}} = 0,47 < 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,48 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,37 \text{ s}$$

➤ Vérification l'effort normal réduit :

Tab.IV.3 : Vérification de l'effort normal réduit

N	Poteau (mm)	Combinaison	$f_{c28}$ MPa	A mm	b mm	$f_{c28.a.b}$	N (N)	V	$V \leq 0,30$
SS -RDC-1 <sup>er</sup> étage	450×450	ELU	Max	25	450	450	1561610,00	0,3	Oui
		G + Q +V <sub>x</sub>	Min	25	450	450	584460,00	0,1	Oui
(2 ;3 ;4 <sup>ém</sup> ) étage	350×350	ELU	Max	25	350	350	878990,00	0,3	Oui
		ELU	Min	25	350	350	866580,00	0,3	Oui
5 <sup>ème</sup> étage	300×300	ELU	Max	25	300	300	272310,00	0,1	Oui
		ELU	Min	25	300	300	263190,00	0,1	Oui

Avec :

La formule suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f} \leq 0,30$$

*c c28*

$$V = \frac{1561,61 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,30 \leq 0,30 \dots C. V$$

Vérification de la résultante des forces sismique

- Sens (x - x) :

$$A = 0,15 ; Q = 1,25 ; T_x = 0,37 \Rightarrow 0 \leq T = 0,37 \leq 0,50 = T_2$$

$$D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,9$$

$$D_x = 1,9 ; R = 3,5$$

$$W_t \text{ (avec le robot) } = 15080,96 \text{ Kn}$$

$$V_x = 0,15 \times 1,25 \times 1,9 \frac{15080,96}{3,5} = 1535,03 \text{ kN}$$

$$0,8V_x = 1228,02 \text{ Kn}$$

$$V_x \text{ dynamique} = 1300,70 \text{ Kn}$$

$$0,8V_x = 1228,02 \text{ Kn} < V_y \text{ dynamique} = 1300,70 \text{ Kn} \dots \dots C.V$$

- Sens (y - y)

$$A = 0,15 ; Q = 1,25 ; T_y = 0,53 \Rightarrow T_2 = 0,50 \leq T = 0,53 \leq 3 \text{ s}$$

## Chapitre IV :

$$D_y = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^3$$

## Étude des éléments porteurs

$$D_y = 1,83 ; R = 3,5$$

$$W_t = 15080,96 \text{ Kn}$$

$$V_y = 0,15 \times 1,25 \times 1,83 \times \frac{15080,96}{3,5} = 1478,47 \text{ Kn}$$

$$0,8V_y = 1182,78 \text{ Kn}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 1437,86 \text{ Kn}$$

$$0,8V_y = 1182,78 \text{ Kn} < V_y \text{ dynamique} = 1437,86 \text{ Kn} \dots\dots\dots C.V$$

➤ Classification entre système de contreventement

Avec voiles (coefficient de compartiment R)

$$\frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \geq 0,2 : \text{système (2) } R = 3,5$$

$$\frac{N_{voiles}}{N_{tot}} < 0,2 \text{ Vérifier la hauteur de centre}$$

$$\begin{cases} H \leq 10 \text{ étage} \approx 33 \text{ m} : \text{système} : (2/b) : R = 4 \\ H \geq 10 \text{ étage} \approx 33 \text{ m} : \text{système} : (2/a) : R = 5 \end{cases}$$

Le tableau suivant avec le robot est :

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

N voile / N total	N voile / N total	Poteaux (Kn)	Voile (Kn)
0,2 ≤	0,65	- 5074,03	- 9367,23
0,2 ≤	0,34	- 7340,22	- 3724,59
0,2 ≤	0,35	- 5991,08	- 3188,48
0,2 ≤	0,36	- 4733,31	- 2605,56
0,2 ≤	0,35	- 3590,67	- 1949,55
0,2 ≤	0,34	- 2478,83	- 1262,74
0,2 ≤	0,31	- 1359,54	- 600,45

➤ Distribution de la résultante des forces sismiques selon de la hauteur :

Le résultat des forces sismiques a là-bas (V) doit être distribuée sur les hauteurs de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} T_x = 0,37 \text{ s} < 0,71 \\ T_y = 0,53 \text{ s} < 0,71 \end{cases} F_t = 0$$

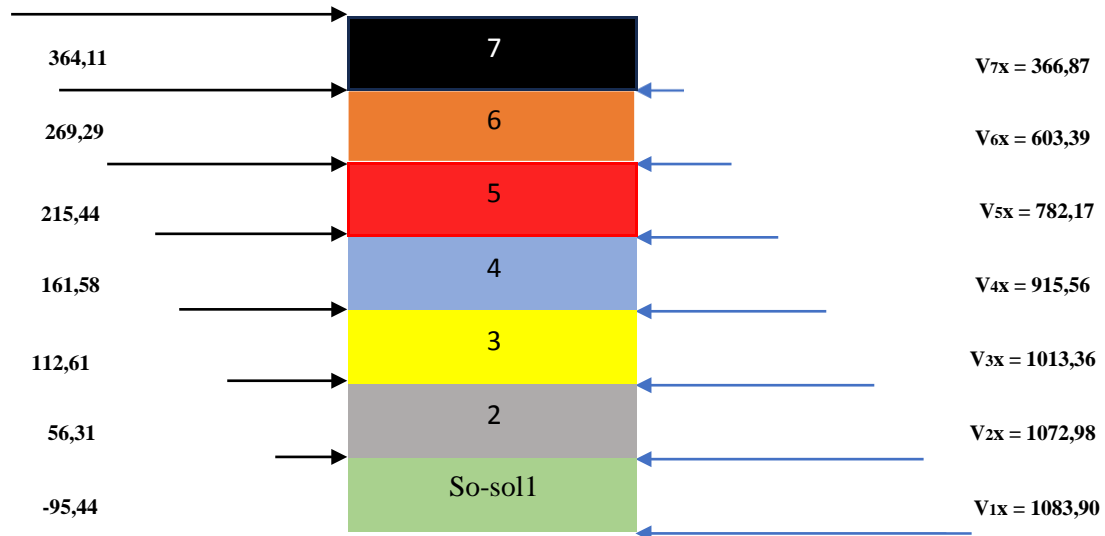
$$F_i = (V - F_t) \times \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} ; F_t = 0$$

$$\Rightarrow F_i = V \times \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

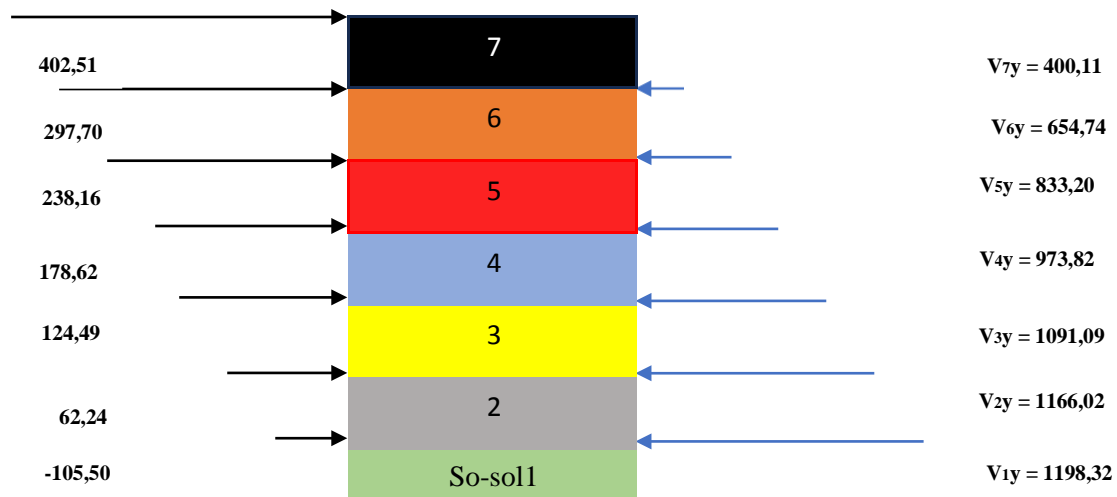
Tab.IV.5: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur-Sens X-X et Sens Y-Y

Niv	hi	Wi	Wi.hi	Vx	Vy	Fx	Fy	Wi (Kg),Rob
1	-3,06	3344,73	-10234,89	1083,90	1198,21	-95,44	-105,50	334473,49
2	3,06	1973,31	6038,34	1083,90	1198,21	56,31	62,24	197331,36
3	6,12	1973,31	12076,68	1083,90	1198,21	112,61	124,49	197331,36
4	9,18	1887,59	17328,05	1083,90	1198,21	161,58	178,62	188758,69
5	12,24	1887,59	23104,06	1083,90	1198,21	215,44	238,16	188758,69
6	15,3	1887,59	28880,08	1083,90	1198,21	269,29	297,70	188758,69
7	18,36	2126,84	39048,73	1083,90	1198,21	364,11	402,51	212683,73
$\sum Wi \times hi$			116241,05			1083,90	1198,21	1508096,01
$\sum Wi$		15080,96						15080,96

Sens X-X



Sens Y-Y





IV.1.2

**Caractéristique géométrique de la structure : le robot**

Tab.IV.6: Centre de masse et de torsion de la chaque niveau

	Centre de masse		Centre de torsion	
	X <sub>cm</sub>	Y <sub>cm</sub>	X <sub>ct</sub>	Y <sub>ct</sub>
1	10,5	5,12	10,5	4,07
2	10,5	5,24	10,5	5,63
3	10,5	5,24	10,5	5,63
4	10,5	5,29	10,5	5,64
5	10,5	5,29	10,5	5,64
6	10,5	5,29	10,5	5,64
7	10,5	5,32	10,5	5,64

IV.1.3

**Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :**

L'excentricité théorique : la distance entre le calcul de masse et de torsion :

$$e_{xt} = |X_{cm} - X_{ct}| \quad e_{yt} = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

L'excentricité accidentelle : d'après le RPA 99V 2003

$$e_{xa} = 0,05.L_x ; L_x = 21 \text{ m} \quad ; e_{xa} = 1,05 \text{ m}$$

$$e_{ya} = 0,05.L_y ; L_y = 10,25 \text{ m} \quad ; e_{ya} = 0,51 \text{ m}$$

Les résultats avec le tableau suivant :

Tab.IV.7: Caractéristiques dynamiques de la structure

	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
	E <sub>xt</sub>	E <sub>yt</sub>	e <sub>cax</sub>	e <sub>cay</sub>
1	0,00	1,05	1,05	0,51
2	0,00	0,39	1,05	0,51
3	0,00	0,39	1,05	0,51
4	0,00	0,35	1,05	0,51
5	0,00	0,35	1,05	0,51
6	0,00	0,39	1,05	0,51
7	0,00	0,33	1,05	0,51

**IV.1.4 Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure

Tab.IV.8: Résultats de nombre de modes à considérer

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,46	53,71	0,00	53,71	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 2	0,35	53,71	58,43	0,00	58,43	1508096,01	1508096,01
3/ 3	0,24	58,08	58,43	4,37	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 4	0,11	72,20	58,43	14,12	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 5	0,08	72,20	78,03	0,00	19,60	1508096,01	1508096,01
3/ 6	0,07	72,20	78,04	0,00	0,01	1508096,01	1508096,01
3/ 7	0,06	72,21	78,04	0,02	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 8	0,06	72,22	78,04	0,00	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 9	0,06	75,23	78,04	3,01	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 10	0,06	75,52	78,06	0,29	0,02	1508096,01	1508096,01
3/ 11	0,06	75,55	78,06	0,03	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 12	0,06	77,09	78,06	1,54	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 13	0,05	77,13	78,07	0,03	0,01	1508096,01	1508096,01
3/ 14	0,05	77,21	78,11	0,08	0,03	1508096,01	1508096,01
3/ 15	0,05	77,39	78,11	0,18	0,00	1508096,01	1508096,01
3/ 16	0,05	77,66	78,11	0,27	0,01	1508096,01	1508096,01
3/ 17	0,05	77,66	78,13	0,00	0,02	1508096,01	1508096,01
3/ 18	0,05	77,71	78,16	0,04	0,03	1508096,01	1508096,01
3/ 19	0,05	77,71	78,18	0,00	0,01	1508096,01	1508096,01
3/ 20	0,05	77,71	78,18	0,01	0,00	1508096,01	1508096,01

**IV.1.5 Vérification réglementaire :**

**IV.1.5.1 Vérification de la stabilité au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique il faut vérifier la condition suivante :

$$M_s = \sum w_k \cdot h_i \geq M_v = \sum F_k \cdot h_k$$

M<sub>s</sub> : Moment de stabilité

M<sub>v</sub> : Moment de renversement

W<sub>k</sub> : Le poids calculé à chaque niveau (K)

$$W_k = W_{kg} + 0,2W_{kq}$$

W<sub>kg</sub> : Le poids dû aux charges permanentes

W<sub>kq</sub> : Le poids dû aux charges d'exploitation

$h_i$  : distance de gravite de la structure

$F_k$  : la somme des forces sismiques

$h_k$  : la hauteur d'étage (K)

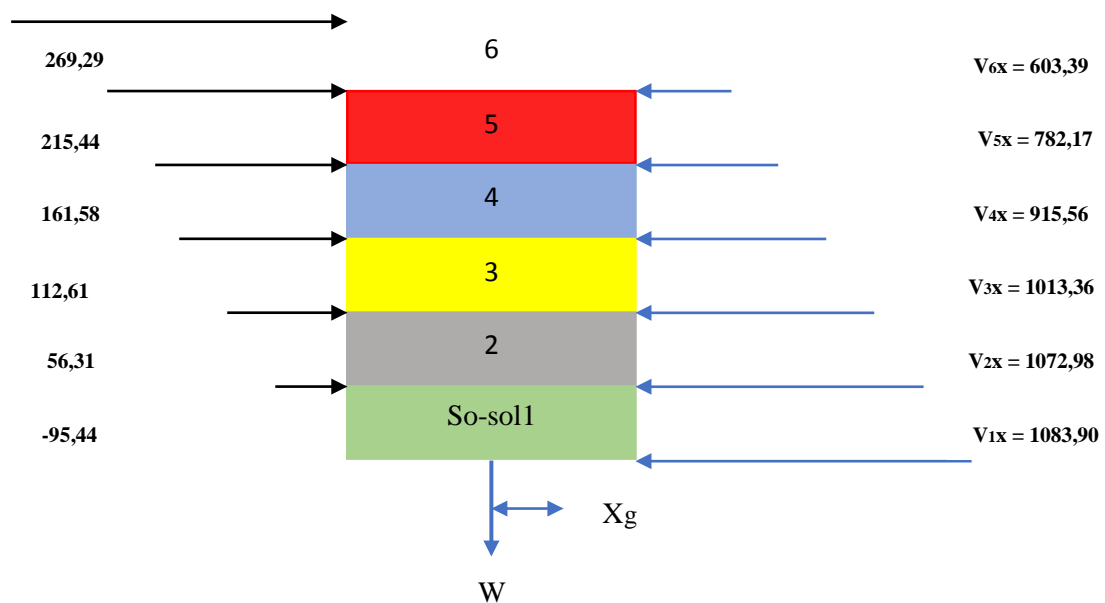
Vérification du renversement

❖ Direction X-X

Avec la hauteur ( $h_i + h_{so- sol}$ )

Tab.IV.9 : Vérification de la stabilité au renversement Sens (X-X)

Niv	$F_x$	$H_i$	$W_i$	$X_j$	$F_x \times h_i$	$\sum W_i \times X_j \text{ Kn}$	$\sum F_x \times h_i \text{ Kn}$	Veri
1	-95,44	-3,06	15080,96	10,25	292,05	154579,84	19687,80	Ok
2	56,31	6,12			344,62			
3	112,61	9,18			1033,76			
4	161,58	12,24			1977,74			
5	215,44	15,3			3296,23			
6	269,29	18,36			4944,16			
7	364,11	21,42			7799,24			

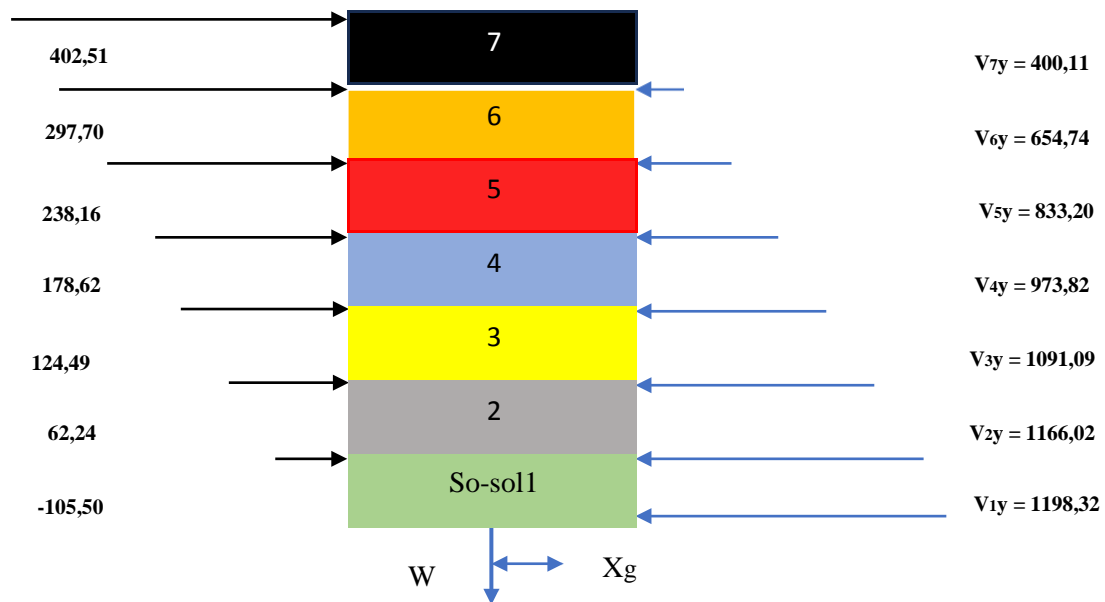


❖ Direction (Y-Y)

Avec la hauteur (hi + hso- sol)

Tab.IV.10 : Vérification de la stabilité au renversement Sens (Y-Y)

Ni	Fy	hi	Wi	Yg	F <sub>x</sub> ×hi	∑ Wi×Xj Kn	∑ F <sub>x</sub> ×hi Kn	Veri
1	-105,50	-3,06	15080,96	5,12	322,83	77214,52	21764,25	Ok
2	62,24	6,12			380,91			
3	124,49	9,18			1142,82			
4	178,62	12,24			2186,31			
5	238,16	15,3			3643,85			
6	297,70	18,36			5465,77			
7	402,51	21,42			8621,76			



IV.1.5.2 Vérification effort (p-Δ) (RPA 99 V 2003)

Les efforts d'ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition

suivante est satisfaite à tous les niveau  $P = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0,10$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K)

$$\sum_{i=k}^n (W_{gi} + BW_{qi})$$

V<sub>k</sub> : Effort tranchant d'étage au niveau (K)  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

## Chapitre IV :

## Étude des éléments porteurs

$\Delta_K$  : déplacement relatif de niveau (K par rapport au niveau (K=1)

$h_k$  : hauteur de l'étage (K)

❖ Direction (X-X)

Tab.IV.11 : Vérification Effets P- $\Delta$  (X-X)

Niv	P(Kn)	$\Delta$ (m)	$V_x$ (Kn)	$h_i$ (m)	$\Theta$	Vérification $\leq 0,1$
1	54628,37	0,00028	1083,90	-3,06	0,00	OK
2	39839,00	0,00319	1072,98	3,06	0,04	OK
3	28474,10	0,00470	1013,36	3,06	0,04	OK
4	19046,89	0,00572	915,56	3,06	0,04	OK
5	11512,80	0,00610	782,17	3,06	0,03	OK
6	5829,80	0,00610	603,39	3,06	0,02	OK
7	1997,89	0,00593	366,87	3,06	0,01	OK

❖ Direction (Y-Y)

Tab.IV.12: Vérification Effets P- $\Delta$  (Y-Y)

Niv	P(Kn)	$\Delta$ (m)	$V_y$ (Kn)	$h_i$ (m)	$\Theta$	Vérification $\leq 0,1$
1	54628,37	0,00046	1198,21	-3,06	-0,01	OK
2	39839,00	0,00186	1166,02	3,06	0,02	OK
3	28474,10	0,00279	1091,09	3,06	0,02	OK
4	19046,89	0,00338	973,82	3,06	0,02	OK
5	11512,80	0,00368	833,20	3,06	0,02	OK
6	5829,80	0,00376	654,74	3,06	0,01	OK
7	1997,89	0,00367	400,11	3,06	0,01	OK

**IV.1.5.3 Justification vis-à-vis de déplacement :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \text{ (RPA version 2003)}$$

$\delta_{ek}$  : : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser (1%) de la hauteur de l'étage

❖ Sens (x-x)

Tab.IV.13: Vérification des déplacements relatifs Sens (x-x)

Niv	$\delta_{ek}$	$\Delta_k$	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$h_k$	1% $h_k$	Véri $\leq 3$
1	0,571	1,999	0,610	306	3,06	Ok
2	0,745	2,609	0,610	306	3,06	Ok
3	0,915	3,202	0,593	306	3,06	Ok
4	0,397	1,389	0,572	306	3,06	Ok
5	0,233	0,817	0,470	306	3,06	Ok
6	0,099	0,347	0,319	306	3,06	Ok
7	0,008	0,028	0,028	306	3,06	Ok

❖ Sens (Y-Y)

Tab.IV.14: Vérification des déplacements relatifs Sens (y-y)

Niv	$\delta_{ek}$	$\Delta_k$	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$h_k$	1% $h_k$	Véri $\leq 3$ Cm
1	0,455	1,594	0,376	306	3,06	Ok
2	0,013	0,046	0,046	306	3,06	Ok
3	0,560	1,961	0,367	306	3,06	Ok
4	0,348	1,218	0,368	306	3,06	Ok
5	0,243	0,850	0,338	306	3,06	Ok
6	0,146	0,512	0,279	306	3,06	Ok
7	0,067	0,233	0,186	306	3,06	Ok

**IV.2 Ferrailage des éléments structuraux :**

**IV.2.1 Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons d'action à considérer pour le ferrailage des éléments structuraux sont en fonction du type des sollicitations

Nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

- E.L.U :  $135 G + 1,5Q$
- E.L.S :  $G + Q$
- Accidentelles :  $G + Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$

**IV.2.2 Les poutres**

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fait en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

La section d'armature sera obtenue comme suit :  $A = \max (A_u, A_{cnf}, A_{rpa})$

**IV.2.2.1 Recommandation du RPA99 version 2003**

**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section de la poutre ( $0,005.b.h$ )
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% de la section de la poutre ( $0,04.b.h$ ) en zone courante et 6% ( $0,06.b.h$ ) en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est  $40 \phi$  en zone II-a

b) Armatures transversales :

$$\text{Choix de } \phi_t = \phi \leq \min \left\{ \phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} : \text{BAEL 91}$$

L'espacement : (RPA99 version 2003)

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 2\phi \right\} \text{ En zone nodale}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale } \Rightarrow A_t = 0,003 S_{t,b}$$

Tab.IV.15: Exemple des sollicitations des poutres principales (PP1)

Niv	Combinaisons	En travée Mu (Kn.m)	Sur appui Ma (Kn.m)	V (Kn) sup	V (Kn) Inf
So-Sol+RDC+ 1er Etage+2em Etage	ELU	19,90	-19,73	40,97	-59,48
	ELS	14,58	-14,32	29,77	43,60
	G+Q+Ex	-17,12	-34,23	95,79	-95,79
		16,60	33,19		
	G+Q+Ey	14	-27,51		
		15,80	31,57		
	G+Q-Ex	-16,60	-33,19		
		17,12	34,23		
	G+Q-Ey	-15,80	-31,57		
		14	27,51		
	0,8G+Ex	-17,12	-34,23		
		16,60	33,19		
	0,8G+Ey	-14	-27,51		
		15,80	31,57		
0,8G-Ex	-16,60	-33,19			
	17,12	34,23			
0,8G-Ey	-15,80	-31,57			
	14	27,51			
+3em Etage+4em	ELU	14,53	-25,76		
	ELS	10,63	-18,86		
	G+Q+Ex	-15,75	-31,42		
		15,75	31,42		

**Chapitre IV :****Étude des éléments porteurs**

	G+Q+Ey	-14,35	-28,69		
--	--------	--------	--------	--	--

		-16,60	33,19		
	G+Q-Ex	-15,75	-31,42		
		15,75	31,42		
	G+Q-Ey	-16,60	-33,19		
		14,35	28,69		
	0.8G+Ex	-15,75	-31,42		
		15,75	31,42		
	0.8G+Ey	-14,35	-28,69		
		16,60	33,19		
	0.8G-Ex	-15,75	-31,42		
		15,75	31,42		
	0.8G-Ey	-16,60	-33,19		
		14,35	28,69		

**IV.2.2.2 Ferrailage des poutres principales PPI (30 × 40) :**

Niveau (SS+RDC+1<sup>ère</sup> étage +2<sup>ème</sup> étage)

- BAEL91 :  $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$
- RPA99 V 2003 :  $A_{min} = 0,005 \times b \times h$

Tab.IV.16: Sollicitations des poutres principales

	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A calculée (cm <sup>2</sup> )	
	BAEL91	RPA99	At	A'
			Armature Tendue	Armature Comprimée
Sur appui	1,30	6	2,3	2,3
En travée	1,30	6	2,1	1,2

➤ Choix des armatures :

- Sur appui :
  - Armatures (Sup) : 3HA12 (fil) = 3,39 cm<sup>2</sup>
  - Armatures (Inf) : 3HA12 (fil) = 3,39 cm<sup>2</sup>
- En travée :
  - Armatures (Sup) : 3HA12 (fil) = 3,39 cm<sup>2</sup>
  - Armatures (Inf) : 3HA12 (fil) = 3,39 cm<sup>2</sup>

**IV.2.2.3 Vérifications :**

a) **Vérification de contrainte tangentielle:**  $\zeta_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Effort Tranchants :  $V_u = 95,79 \text{ Kn}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  et  $d = 36 \text{ cm}$

Donc :  $\zeta_u = 0,89 \text{ MPA} \leq \zeta'_u = \min\left\{\frac{0,20 \times f_{c28}}{eb} ; 5 \text{ MPA}\right\} = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots \text{C.V}$

b) **Vérification des contraintes à l' E.L.S :**

Tab.IV.17: Vérification des contraintes à l' E.L.S des poutres principales

Ni	Mt	Ma	$\sigma_{bt}$ MPa	$\sigma_{st}$ MPa	$\sigma_{ba}$ MPa	$\sigma_{sa}$ MPa	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	$\bar{\sigma}_s=400$ MPa	$v_u$ Kn	$\zeta_u$ MPa	$\zeta'_u=3.33$ MPa	F mm
SS + RDC + 1 + 2 <sup>ème</sup> Étage	31,61	57,56	4,18	115,53	7,74	141,88	≤ OK	≤ OK	102,9	0,95	≤ OK	CV
3 <sup>ème</sup> étage et plus	59,07	71,90	9,29	233,99	11,31	284,81	≤ OK	≤ OK	102,9	0,95	≤ OK	CV

Tab.IV.18: Ferrailage longitudinal des poutres secondaires

Niv	Mt Kn.m	Ma Kn.m	At cm <sup>2</sup>	Aa cm <sup>2</sup>	Amin (cm <sup>2</sup> )		Choix	At cm <sup>2</sup>	Choix	Aa cm <sup>2</sup>
					BAEL 91	RPA 99				
So-SOL a 2 <sup>em</sup> étage	80,82	98,82	7,80	9,40	1,30	6	3T14.fil. sup+ 3T14.fil . Inf	9,24	3T14.fil.Sup +2T16.Chap+ 3T14.Inf	13,26
+3 <sup>em</sup> et 5 <sup>em</sup> étage	14,53	25,76	4,20	2,0	1,30	6	3T12.fil. sup+ 3T14.fil . Inf	8,01	3T12.fil.Sup +3T14.Inf	8,01

**IV.2.2.4 Ferrailage transversal :**

Choix de  $\phi_t$  :  $\phi_t \leq \min \{ \phi_1 ; h/35 ; b/10 \} \dots (\text{BAEL91})$

- L'espacement : RPA99 version 2003

$S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\phi_1 \text{ min} \} \dots (\text{en zone nodale})$

$S_t \leq h/2 \dots \dots \dots (\text{en dehors la zone nodale})$



Tab.IV.19: Ferrailage transversal des poutres

Poutre	Øl (cm) BAEL91	Øt(cm)	Zone nodale		En dehors la zone nodale	
			St(cm)	At(cm <sup>2</sup> )	St(cm)	At(cm <sup>2</sup> )
PP et PS :30 ×40	1,2	0,8	10	0,9	15	1,35
CH : 20 × 30	1,2	0,8	10	0,9	15	1,35

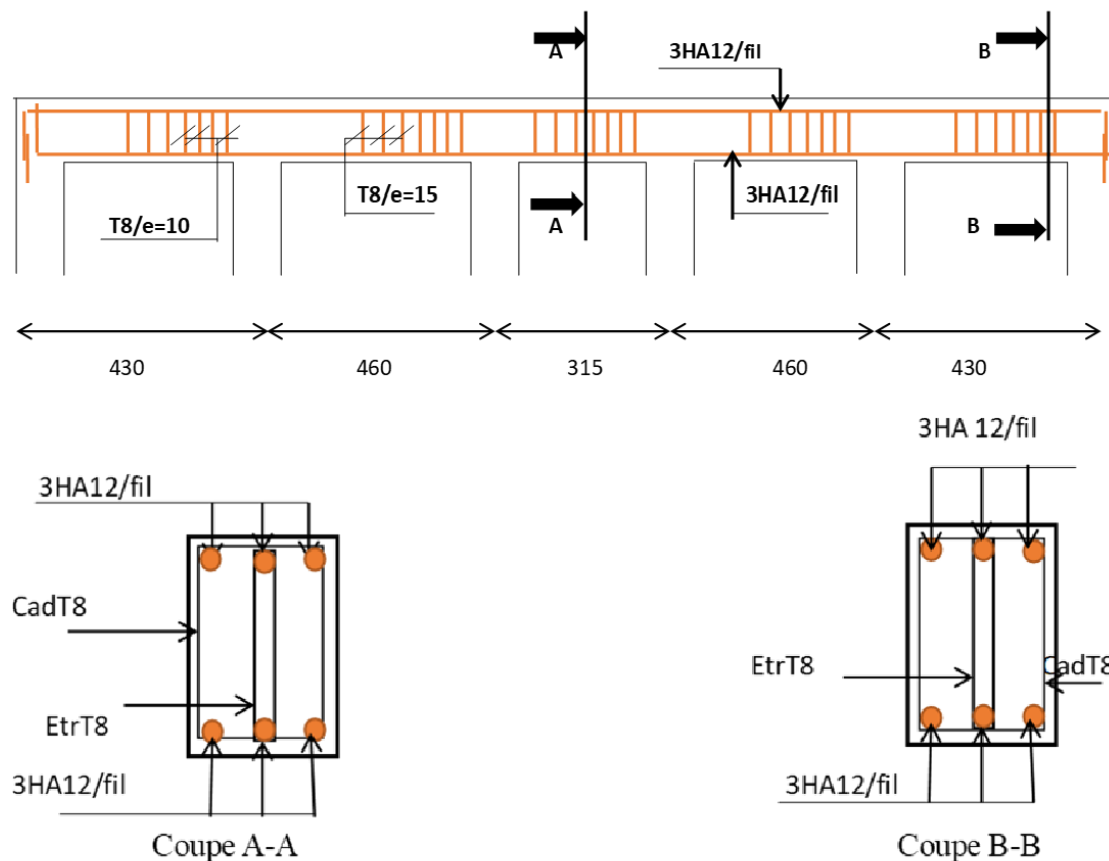


Fig.IV.1: Schéma de ferrailage d'une poutre principale

#### IV.2.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée avec une fissuration peu nuisible

La section d'armature est obtenue par :

$$A = \max (A_u, A_{C.N. F}, A_{min} : \text{RPA99 version 2003})$$

**Avec :**  $A_u$  : section d'armature calculée en flexion composée

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables

➤ **Recommandation de l’RPA99 version 2003 :**

Ferrailage longitudinale : D’après le RPA99 version 2003 : les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets  
 Leur pourcentage minimal en zone sismique II-a est : 0,8% ( $A_s \text{ min} = 0,008 \text{ b x h}$ )  
 Leur % maximal est : 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement  
 Le diamètre minimum est de 12 mm  
 La longueur minimale de recouvrement :  $l_r = 40 \Theta$  en zone II-a  
 La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II-a

➤ **Combinaisons de calcul :** Les combinaisons à considérer sont :

1,35G +1,5Q..... CBA 93

G+Q ±E..... RPA 99

0,8G ± E..... RPA 99

Tab.IV.20 : minimal de l’armature longitudinale selon le RPA99 V 2003

Poteaux	A min RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
		En zone courante En zone de recouvrement	En zone courante En zone de recouvrement
45×45	16,20	81	121,50
35×35	9,80	49	73,5
30×30	7,20	36	54

**IV.2.3.1 Ferrailage des poteaux : Max enter sens (X-X) et (Y-Y)**

➤ Sollicitations de Calcule est Armatures Calculées :

Tab.IV.21: Récapitulatif des résultats de calcul

Combinaison	Type de Poutreau	Niveau (So- Sol) a 2em étage		Niveau (3em +4em étage)		Niveau (5em étage)	
		Centre		Centre		Centre	
		PP1 (45×45)		PP2(35×35)		PP3(30×30)	
Effort	Effort	Sect A Calculées (cm²)	Effort	Sect A Calculées (cm²)	Effort	Sect A Calculées (cm²)	
ELU (1,35 G+1,5Q)	N max Kn	1561,61	7,20	879	5,80	272,31	
	My coersp Kn.m	13,01		1,27		3,23	4,80
	Mz coersp Kn.m	7,17		4		16,20	
ACC G+Q+E G+Q-E 0,8G +E 0,8G -E	Mz max Kn.m	9,79	7,20	36,05	5,80	14,25	5,00
	N coersp Kn	1217,32		248,62		-19,24	
	My coersp Kn.m	25,93		36,14		21,68	
ACC G+Q+E G+Q-E 0,8G +E 0,8G -E	My max Kn.m	26	7,20	72,12	6,20	21,68	5,00
	Mz coersp Kn.m	6,31		36,05		14,25	
	N coersp Kn	1155,73		315,20		-19,24	
ACC G+Q+E G+Q-E 0,8G +E 0,8G -E	N min Kn	-517,22	12,80	-248,61	14,00	-19,25	5,00
	Mz coersp Kn.m	8,84		15,21		14,25	
	My coersp Kn.m	14,86		35,27		21,68	

Tab.IV.22: Ferrailage longitudinal des poteaux

Type de poteaux	Section cm²	A Calculées cm²	A min (RPA99) vm²	Choix	A adopté vm²	Longueur de Recouvrement cm
Centre	45×45	12,80	16,20	4HA20 +4HA16	20,6	80 Avec HA20 64 Avec HA16
Centre	35×35	14,00	9,80	8HA16	16,08	64
Centre	30×30	5,00	7,20	8HA14	12,32	56

**IV.2.3.2 Ferrailage transversal :**

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} : (\text{RPA99 version 2003})$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ( $f_e$  235 MPa)

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5; \quad \rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

**Donc :**  $\lambda_g = l_f / a$

t : espacement des armatures transversales

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10 \phi_l \text{ min} ; 15\text{cm})$  en zone II

Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_l \text{ min}$  en zone II

La quantité d'armatures transversales minimale :  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0,3\% \dots \text{ Si } \lambda_g \leq 3 \quad 0,8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédentes

Tab.IV.23 : Ferrailage transversal des poteaux

	Poteaux (45×45)	Poteaux (35×35)	Poteaux (30×30)
$l_f$ (cm)	214,20	214,20	214,20
$\lambda_g$	4,76	6,12	7,14
$P_a$	3,75	2,5	2,5
$V_u$ (Kn)	15,83	24,89	31,30
ht (cm)	45	35	30
$\phi_{lmin}$ (cm)	20	16	14
t(cm) zone nodale	15	15	15
t(cm) zone courante	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2,10	1,58	1,35
Chouia/ml	7T8	7T8	7T8
$A_{Adobt}$ (cm <sup>2</sup> )	3,52	3,52	3,52

**IV.2.3.3 Vérification de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = v/bd; \quad d' = 5 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho d \times f_{c28}$$

$$\rho d = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\rho d = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g > 5$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,2 \times f_{c28} \quad \gamma_b = 3,33 \text{ MPa}; 5\text{MPa} \} \quad (\text{BAEL91})$$

Tab.IV.24 : Vérification de cisaillement des poteaux

Les valeurs limites Section des Poteaux	$A_g$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$ Mpa	$\bar{\tau}_u$ Mpa	V Kn	$T_u$ Mpa	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
45×45	4,76	0,04	1	3,33	15,83	0,088	C.V
35× 35	6,12	0,075	1,875	3,33	24,89	0,24	C.V
30×30	7,14	0,075	1,875	3,33	31,30	0,42	C.V

**IV.2.3.4 Vérification à l'E.L.S:**

Tab.IV.25: Vérification des contraintes des poteaux

Section	$M_{ser}$ Kn.m	y (cm)	I $cm^4$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\leq \sigma_b$ =15(Mpa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{\sigma} =$ 201,63 (Mpa)
45×45	36,23	17,56	236893,93	2,69	OK	5,15	OK
35×35	30,86	14,58	93510,91	4,81	OK	7,63	OK
30×30	41,74	12,44	48404,21	10,73	OK	16,25	OK

**IV.2.3.5 Vérification de flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

**Avec :**  $l_f$  : La longueur de flambement, CBA93 (B.8.3.3.1)

**Donc :**  $l_f = 0,7 L_0$  (cas général), ( $L_0$  : Hauteur de poteaux entre niveau (étage))

**i:** Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

**Avec :** I : Moment d'inertie  $I = \frac{bh^3}{12}$  B : Section du poteaux ( $a \times b$ )  $cm^2$

Tab.IV.26: Vérification de flambement des poteaux

Section	$L_0$ cm	$l_f$ cm	a = b cm	I $cm^4$	B $cm^2$	I cm	A	$\lambda < 35$
45×45	306	214,2	45	341718,75	2025	12,99	14,49	C.V
35×35	306	214,2	35	107187,5	1225	9,35	22,91	C.V
30×30	306	214,2	30	67500	900	8,66	24,73	C.V

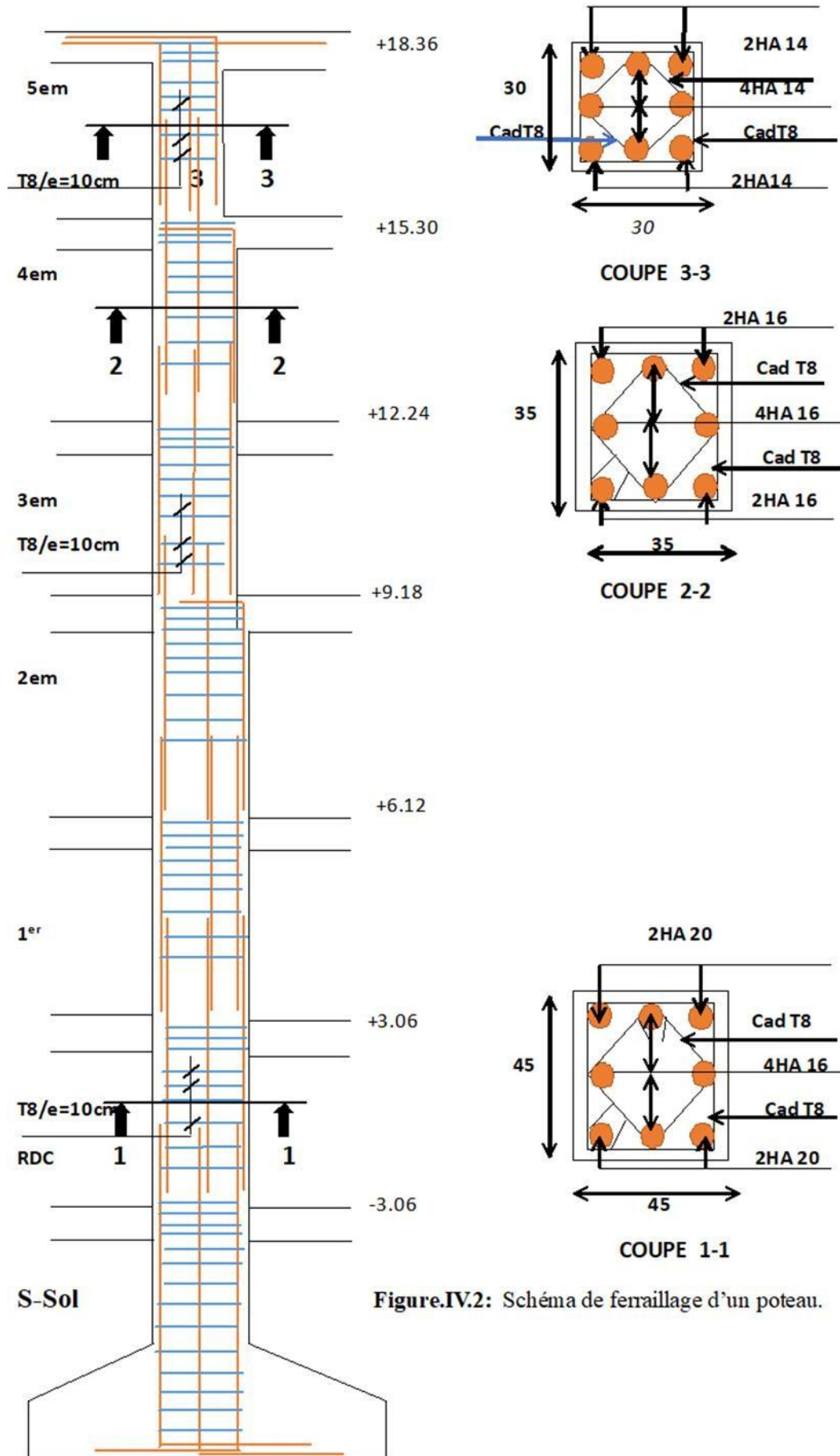


Figure.IV.2: Schéma de ferrailage d'un poteau.

**IV.2.4 Les voiles de contreventement :**

**IV.2.4.1 Contrainte limite de cisaillement :**

Selon le RPA99 version 2003, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par :

$$r_b = \bar{V} / bd \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :  $\bar{V} = 1,4 V_u$  ;  $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

**IV.2.4.2 Combinaison selon le RPA99 version 2003 :**

Les combinaisons à prendre en considération dans ce cas sont les suivantes :

- ELU : 1,35G + 1,5Q
- ELS : G + Q
- ACC : G + Q ± E 0,8G ± E

Tab.IV.27: Types des Voiles

Etage	Voile	Hauteur (m)	Epaisseur (m)
RDC a 5em etage	b =3,00m	3,06	0,20
	b =3,55m		
	b =1,45m		

❖ Sens (X-X)

Tab.IV.28: Vérification de cisaillement des voiles sens X-X

Type	$V_u$ (Kn)	$\bar{V}$ (Kn)	$\tau_b$ (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	$\tau_b < \bar{\tau}_b$
b =3,00m	230,97	323,36	0,60	5	OK

❖ (Y-Y)

Tab.IV.29: Vérification de cisaillement des voiles sens Y-Y

Type	$V_u$ (Kn)	$\bar{V}$ (Kn)	$\tau_b$ (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	$\tau_b < \bar{\tau}_b$
b =3,55m	153,30	214,62	0,34	5	OK
b =1,45m	43,65	61,11	0,23	5	OK

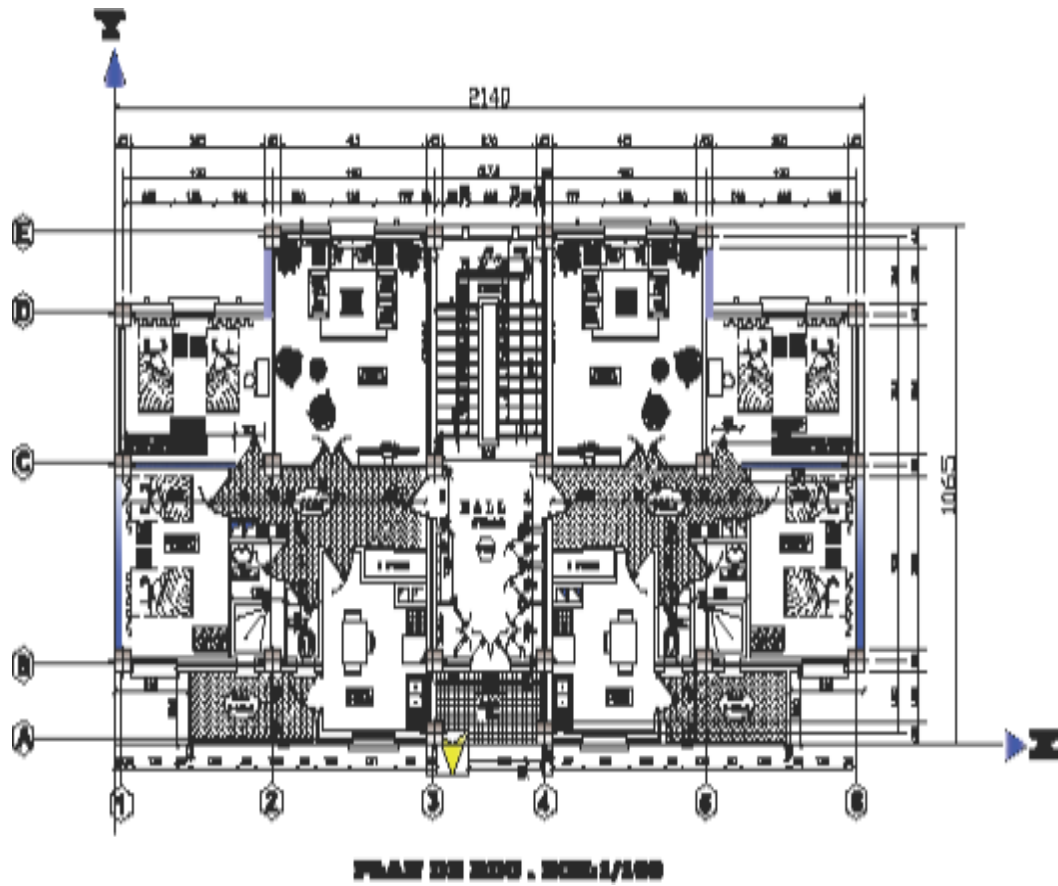
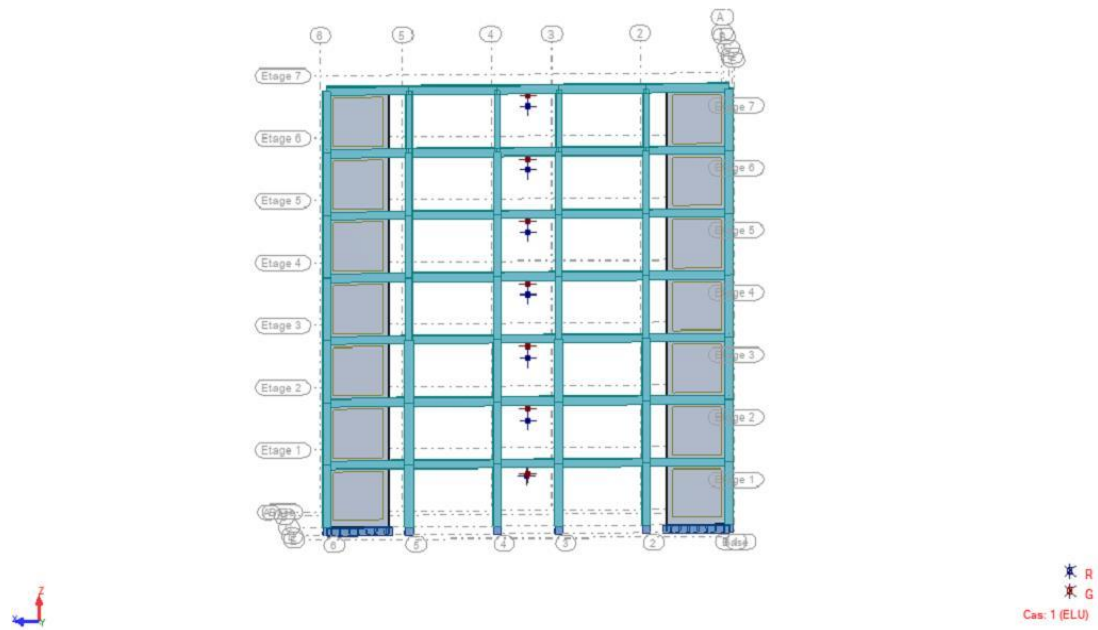
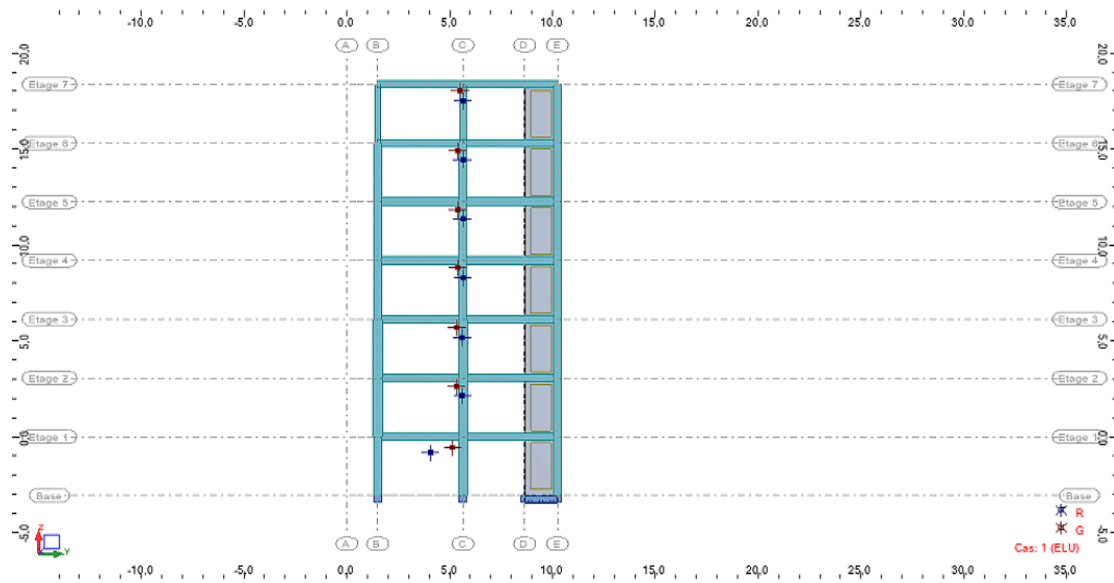


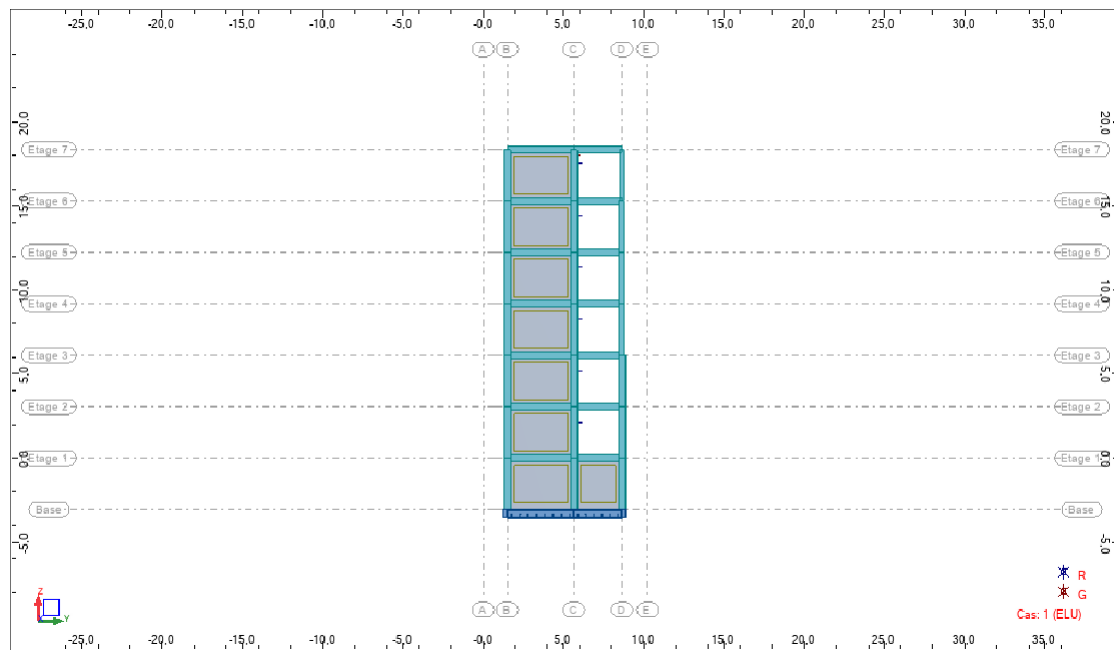
Figure.IV.3: Disposition des voiles



Sens : X-X



Sens : Y-Y



Sens : Y-Y

- Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant

On devra disposer les ferrillages suivants :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

**N.B** : le calcul se fait pour l'élément le plus sollicité

- Règles communes : (RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armature, verticale et horizontale, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,1%

- Au moins 0,2% sur toute la zone tendue du voile
- $L \geq 4a$  et  $e_p \geq 15$  cm

**IV.2.4.3 Ferrailage longitudinal :**

❖ Sens (X-X)

Tab.IV.30: Sollicitations de calcul dans les voiles

Type	Combinaison	M (Kn.m)	N(Kn)	V (Kn)
b =3,00 m	ELU	95,58	1098,64	22,58
	ELS	69,96	805,50	16,43
	ACC	648,27	624,81	230,97

❖ Sens (Y-Y)

Tab.IV.31: Sollicitations de calcul dans les voiles

Type	Combinaison	M (Kn.m)	N(Kn)	V (Kn)
b =3,55m	ELU	112,84	1108,50	8,40
	ELS	82,50	813,46	6,30
	ACC	806,86	617,47	153,30
b =1,45 m	ELU	17,55	538,75	43,65
	ELS	12,81	394,47	31,96
	ACC	50,27	71,75	27,23

Pour le calcul de (lt) on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma_{\min}(t) = N / B - (M \times l / 2) / I$$

$$\sigma_{\max}(c) = N / B + (M \times l / 2) / I$$

La longeur de la zone comprimée à calculer :  $b = \min \{ 2/3 \times l_c ; 1/2 \text{ he} \}$

$$L = l_t + l_c$$

**Donc :**

$$l_t = L - l_c$$

$$l_c = (\sigma_{\max}(c) \times L) / (\sigma_{\min}(t) + \sigma_{\max}(c))$$

$$\sigma_{t2} = (\sigma_{\max}(c) \times d_2) / l_t$$

$$\sigma_{\text{moyen}}(d_1) = N_u = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max}(c) \text{ et } 2 = \sigma_{t2}$$

$$\sigma_{\text{moyen}}(d_2) = N_u = (\sigma_2 + \sigma_3) / 2$$

$$\sigma_3 = 0$$

$$F(d_1) = \sigma_{\text{moyen}}(d_1) \times a \times b$$

$$A_{s1} = F(d_1) / f_e$$

$$F(d_2) = \sigma_{\text{moyen}}(d_2) \times a \times b$$

$$A_{s2} = F(d_2) / f_e$$

**Avec :**  $A_{\text{min}} = 0,15 \% \times a \times l$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les voiles :

Tab.IV.32 : Ferrailage des voiles

		Sens (X-X) Voile (L=3,00m) (As) calculée sur bande=153 cm ep (cm) = 20 cm	Sens (Y-Y) Voile (L=3,55m) (As) calculée sur bande =153 cm ep (cm) = 20 cm	Sens (Y-Y) Voile (L=1,45m) (As) calculée sur bande =100 cm ep (cm) = 20 cm
L (m)		3,00	3,55	1,45
M (Kn×m)	ELU	95,58	112,84	17,55
	ELS	69,96	82,50	12,81
	ACC	648,27	806,86	50,27
N (Kn)	ELU	1098,64	1108,50	538,75
	ELS	805,50	813,46	394,47
	ACC	624,81	617,47	71,75
V (Kn)	ELU	22,58	8,40	43,65
	ELS	16,43	6,30	31,96
	ACC	230,97	153,30	27,23
$\tau$ (Mpa)		0,60	0,34	0,23
$\bar{\tau}_b$ (Mpa) = 5Mpa		≤ 5 ...OK	≤ 5 ...OK	≤ 5 ...OK
As calcul (cm <sup>2</sup> )		15,30	13,16	8,85
Amin (cm <sup>2</sup> )		9,00	10,65	4,35
Aadop (cm <sup>2</sup> )		16,96	20,35	9,04
N barre/face		15 T12	18 T12	8 T12
St (cm)		20	20	20
Ahcalcul /face/ml (cm <sup>2</sup> )		3,85	3,47	2,70
Ahmin/face/ml (cm <sup>2</sup> )		4,59	4,59	3,00
Ahadop/face (cm <sup>2</sup> )		4,71	4,71	4,71
Nbarre/face/ml		6T10	6T10	6T10
St (cm)		20	20	20

❖ **Vérification :**

➤ Voile longitudinal :  $A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$

a) *Dispositions constructives :*

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1,5a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

**On prend :**

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

**Donc :**  $S_t \leq \min \{ S_t : \text{BAEL 91 révisée 99} ; S_t : \text{RPA 99 version 2003} \}$

➤ Calcul des armatures horizontales :

$$- A_h \text{ calculée} = A \text{ adoptée} / 4$$

$$- A_h \text{ min} = 0,15\% \times B \times h = 0,0015 \times 20 \times 306 = 9,18 \text{ cm}^2$$

b) *L'espacement :*

Selon le BAEL 91 révisée 99, on a ]

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} = \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \} = \min \{ 40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \}$$

**Donc :**  $S_t = 20 \text{ cm}$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} = \min \{ 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \}$$

**Donc :**

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

c) *Armatures verticales :*

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 36 cm Selon le BAEL 91, et selon l'RPA 99 version 2003 ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur du voile

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a  $S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t / 2 = 10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

d) *Armatures horizontales :*

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de (10Φ)

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser L/10 de l'épaisseur du voile, Chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

e) *Armatures transversales :*

Les deux nappes d'armatures doivent être réalisées avec au moins 4 cadres au mètre carré, La longueur de recouvrement  $40 \varnothing = 48 \text{ cm}$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible  $20 \varnothing = 24 \text{ cm}$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

**IV.2.4.4 Vérification des contraintes à l' ELS :**

$$\sigma_{\max(c)} = N_{\text{ser}} / B + (M_{\text{ser}} \times l/2) / I \leq \sigma^* = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Tab.IV.33 : Vérification des contraintes

		Sens (X-X) Voile (L=3,00m) Calculi (As) Sur b=153 cm	Sens (Y-Y) Voile (L=3,55m) Calculi (As) Sur b=153 cm	Sens (Y-Y) Voile (L=1,45m) Calculi (As) Sur b=100 cm
		$e_p \text{ (cm)} = 20 \text{ cm}$	$e_p \text{ (cm)} = 20 \text{ cm}$	$e_p \text{ (cm)} = 20 \text{ cm}$
L (m)		3,00	3,55	1,45
M(Kn.m)	ELS	69,96	82,50	12,81
N (Kn)	ELS	805,50	813,46	394,47
V(Kn)	ELS	16,43	6,30	31,96
$\sigma_{\max(c)} \text{ (Mpa)}$		1,58	1,34	1,54
$\sigma^* \text{ (Mpa)} = 15 \text{ Mpa}$		$\leq 15 \dots \text{OK}$	$\leq 15 \dots \text{OK}$	$\leq 15 \dots \text{OK}$

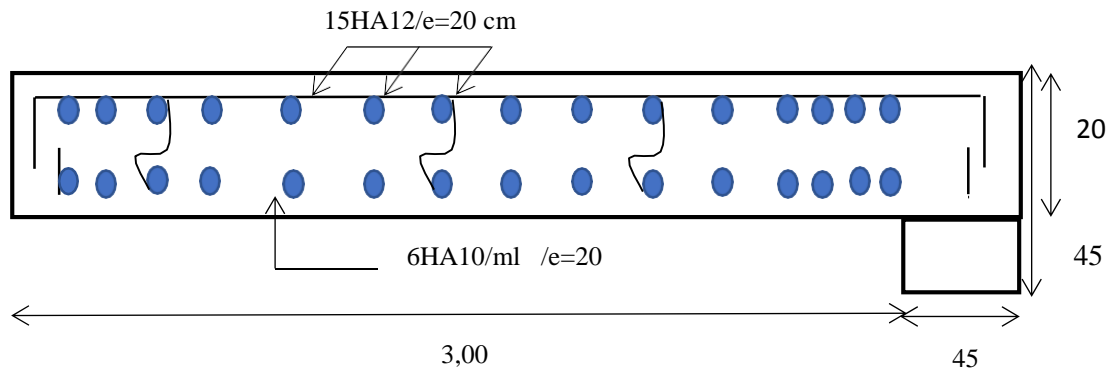


Figure.IV.4: Schéma de ferrailage du Voile 3 ( $L = 3$  m)

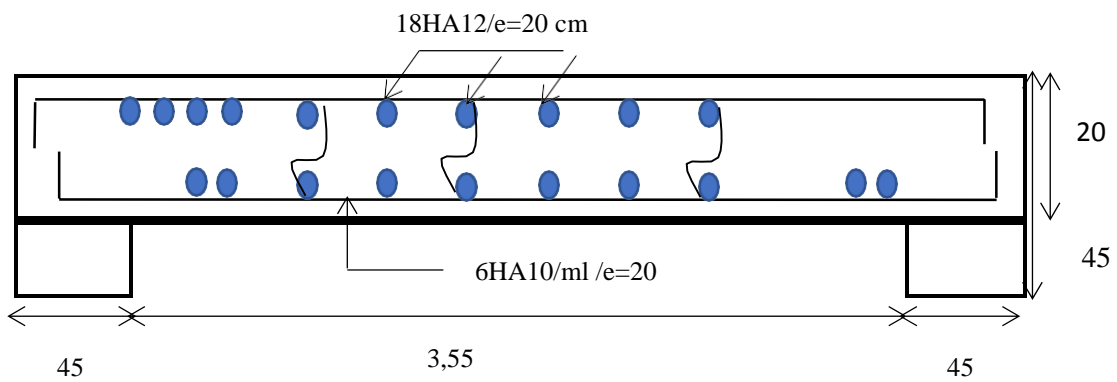


Figure.IV.5: Schéma de ferrailage du Voile 3 ( $L = 3,55$ m)

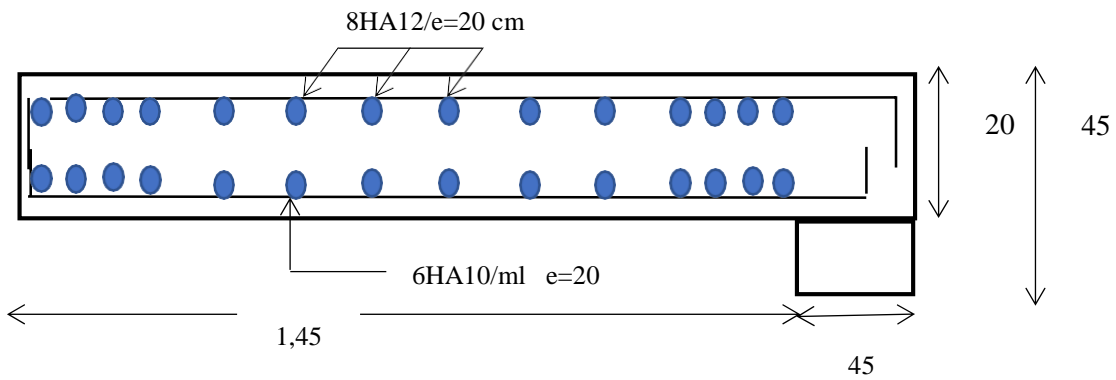


Fig.IV.6: Schéma de ferrailage du Voile 3 ( $L = 1,45$ m)

## Chapitre V :

# Etude de l'infrastructure

### Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol

Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol: fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux: fondations profondes)

La fondation constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

### V.1 Les fondations :

#### V.1.1 Les combinaisons de calcul :

D'après le RPA99 version 2003, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes:

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Cependant, le ferrailage des fondations se fait selon les combinaisons citées par le BAEL91:

- E.L.U:  $1,35G+1,5Q$
- E.L.S:  $G+Q$

#### V.1.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants:

- La capacité portante du sol d'assise
- Les charges transmises au sol
- La distance entre axes des poteaux
- Le site: urbain, montagne...etc
- Le coût des fondations: Il faut adopter un choix économique

L'étude de sol du site a donné une contrainte admissible de **2,2 bars** à une profondeur de **1,5m**

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre:

- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier general

**VI21 Vérification des semelles isolées :**

La vérification à faire est:  $\frac{N_{ser}}{S} \leq \tilde{\sigma}_{sol}$

Pour laquelle on prend la semelle la plus sollicitée

**avec:**

$N_{ser} = 1138,64 \text{ Kn}$ : L'effort normal agissant sur la semelle

$S = A \times B$ : surface d'appui de la semelle

$\tilde{\sigma}_{sol} = 220 \text{ KN/m}^2$ : Contrainte admissible du sol

**On a:** la section du poteau ( $a \times b$ ) est rectangulaire ( $a = b$ )

donc on adopte une section rectangulaire pour la foundation:  $S = \frac{N_{ser}}{\tilde{\sigma}_{sol}}$

**Donc :**  $B = \sqrt{S} = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\tilde{\sigma}_{sol}}}$

**Donc :**  $B = 2,28 \text{ m}$

Vu que la section de la semelle isolée est élevée on aura de très faibles espacements entre les fondations

Donc le choix des semelles isolées est à exclure

**VI22 Vérification des semelles filantes :**

Choisissons une semelle filante, de largeur **B** et de longueur **L** situé sous un portique formé de 4 poteaux

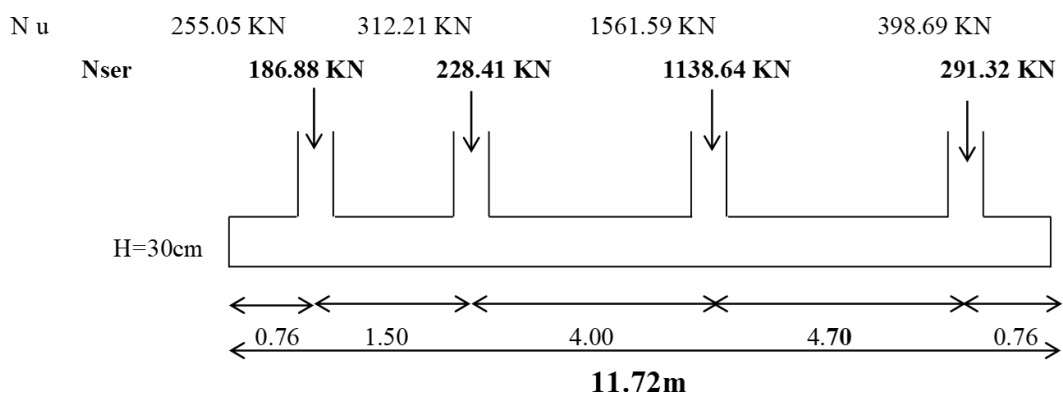


Fig.V.1 : Semelle filante

**Nous avons:**  $\frac{N_{ser}}{S} \leq \tilde{\sigma}_{sol}$

**Avec:**  $S = B \times L$

Choisissons le portique le plus sollicité

**Avec:** B: Largeur de la semelle



**Donc:**  $L = 10,20 \text{ m}$

$N_{ser}$ : Effort normal provenant des poteaux

$$N_{ser} = \sum N_{i \text{ ser}} = 1845,25 \text{ Kn}$$

**Donc:**  $B \geq \frac{N_{t \text{ ser}}}{6 \cdot \sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{1845,25}{220 \times 10,20} = 0,83 \text{ m}$$

**Donc** On Prend  $B = 1,50 \text{ m}$

D'après l'article 10.1.5 du RPA 2003, quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier l'excentrement de la résultante des forces verticales et des forces sismiques restent à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

**Avec:**

$$M = 86603,12 \text{ Kn.m}$$

$$N = 16181,80 \text{ Kn}$$

**B = 1,50 m**

**Donc:**  $e = 5,35\text{m} \geq 0,38$

**Donc** la solution des semelles filantes sous voiles est à écarter

La solution adopte est le radier

Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel

**V.2 Etude du radier général :**

**V.2.1 Pré dimensionnement:**

➤ **Condition de coffrage**

$h_t$ : Hauteur des nervures

$h_r$ : Hauteur de la dalle

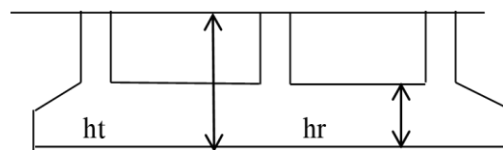


Fig.V.2: Dimension du radier

$L_{max}$ : La longueur maximale entre axe des poteaux parallèlement aux nervures

**Donc:** ( $L_{max} = 4,7 \text{ m}$ )

$$h_t \geq L_{max}/10 = 47 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm}$$

$$h_r \geq L_{max}/20 = 23,5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité:**

Pour un radier rigide, il faut que:  $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$  et  $L_e \geq \sqrt[4]{4 E I / K b}$

**Avec:**

$$L_{max} = 4,70m$$

Le: longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

E: module de Young

$$E = 32164,2 \times 10^3 \text{ Kn/m}^2$$

I: Inertie de la section du radier

$$I = \frac{b \times ht^3}{12} = 18000 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

K: module de résistance du sol (On a un sol moyen donc  $K=4 \times 10^4 \text{ Kn/m}^3$ )

b: largeur de radier

on prend une bande de 1ml

$$\text{Donc: } Le \geq \sqrt[4]{4 \times 32164,2 \times 10^3 \times 18000 \times 10^{-4} / 4 \times 10^4 \times 1}$$

$$\text{Donc: } Le = 8,73m$$

$$\text{Donc: } \frac{\pi}{2} \times 8,73m \geq 4,70m$$

$$\text{Donc: } 13,69 \geq 4,70m \dots\dots C.V$$

**V.2.2 La surface de radier:**

$$S_{radier} \geq \frac{Nt \text{ ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{7327,87}{220} = 33, 80m^2$$

**Avec:** Nt ser: Les charges (poids) total transmise par la superstructure tirée à partir de Robot

La surface de bâtiment est:

$$S_b = (21,40 \times 10,65) - \{(4,3 \times 1,15 \times 2) + (8,9 \times 1,5 \times 2)\} = 191,32 \text{ m}^2$$

Donc on prend une surface pour le radier la surface totale du bâtiment

$$\Rightarrow S_{radier} = 191,32 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de débord:**

$$D \geq \text{Max} \left( \frac{hr}{2} = 15 \text{ cm}; 30\text{cm} \right) \Rightarrow D = 30 \text{ cm}$$

$$D'où: S_{radier} = S_{batiment} + S_D$$

**Avec:**

Sr: Surface de radier

$$S_d: \text{surface totale de débordement} \Rightarrow S_d = 0,30 \times (13,4 \times 2 + 3 + 2,3 + 7,55 \times 2) = 14,16 \text{ m}^2$$

**Chapitre V:**  $191,32 + 14,16 = 205,48 \text{ m}^2$

**Etude de l'infrastructure**

**V.2.3 Les vérifications:**

**V.2.3.1 Vérification au non poinçonnement:**

$$N_u \leq 0,045 \times \mu c \times h \times f_{cj} / \gamma_b$$

**Avec:**  $N_u = 312,21 \text{ Kn}$ : la charge de calcul vis-à-vis de l'E.L.U du poteau le plus sollicité

$\mu c$ : Périmètre du contour sur le quel agit la charge

$$\mu c = 2(A + B)$$

$$A = a + h_t = B = b + h_t = 45 + 60 = 105 \text{ cm} \Rightarrow \mu c = (105 + 105) \times 2 = 420 \text{ cm}$$

**Donc:**  $312,210 \text{ Kn} \leq 0,045 \times 4200 \times 600,25 / 1,5 = 1890 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$

**V.2.3.2 Vérification de la contrainte du sol: DTR BC 2.3.3.1 (Art: 3.541 (a)):**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_x = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I_x} \times y_G$$

$$\sigma_y = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I_y} \times X_G$$

**Avec:**  $I_x$  = moment d'inertie suivant xx

$I_y$  = moment d'inertie suivant yy

$$I_x = 1172 \times 60^3 / 12 = 21096000 \text{ cm}^4 \text{ et } X_G = 75 \text{ cm} = 750 \text{ mm}$$

$$I_y = 150 \times 60^3 / 12 = 2700000 \text{ cm}^4 \text{ et } Y_G = 595 \text{ cm} = 5950 \text{ mm}$$

$$S_{radier} = 205,48 \text{ m}^2$$

$$N' = N_{ser} + P_{fond} \Rightarrow N' = 1845,25 + (25 \text{ Kn/m}^3 \times 0,43 \text{ m}^2 \times 11,72 \text{ m}) \Rightarrow N' = 1971,25 \text{ Kn}$$

$\sigma_{max}$  et: contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier

N: l'effort normal dû aux charges verticales:

$M_x, y$  Moments sismiques à la base tiré du logiciel ROBOT

**Sens X-X**

$$N' = 1971,25 \text{ Kn et } M_x = 5,71 \text{ Kn.m}$$

$$N \quad M \quad 1971,25 \times 10^3 \quad 5,71 \times 10^6$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I_x} \times y_G = \frac{1971,25 \times 10^3}{205,48 \times 10^6} + \frac{5,71 \times 10^6}{21096000 \times 10^4} \times 5950 = 0,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I_x} \times y_G = \frac{1971,25 \times 10^3}{205,48 \times 10^6} - \frac{5,71 \times 10^6}{21096000 \times 10^4} \times 5950 = -0,15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,17 - 0,15}{4} < 0,22 \text{ Mpa}$$

**Donc:**  $\sigma_m = 0.09 \text{ Mpa} < 0,22 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

**Sens Y-Y**

$N^y = 1971,25 \text{ Kn}$  et  $M_y = 9,52 \text{ Kn.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times XG = \frac{1971,25 \times 10^3}{205,48 \times 10^6} + \frac{9,52 \times 10^6}{2700000 \times 10^4} \times 750 = 0,27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times XG = \frac{1971,25 \times 10^3}{205,48 \times 10^6} - \frac{9,52 \times 10^6}{2700000 \times 10^4} \times 750 = -0,2548 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,27 - 0,2548}{4} < 0,22 \text{ Mpa}$$

**Donc:**  $\sigma_m = 0,14 \text{ Mpa} < 0,22 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

**V.2.3.3 vérification au cisaillement:**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{\text{adm}} = \min(0,1 \times f_{ct}; 3 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$

$N_u$ : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} = \frac{2527,54 \times 4,70 \times 1}{2 \times 205,48}$$

**Donc:**  $V_u = 28,91 \text{ Kn}$

**Donc:**  $\tau = \frac{28,91 \times 10^3}{1000 \times 260} = 0,11 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

**V.2.3.4 Vérification de la stabilité au renversement:**

Selon le RPA99 Version 2003, on doit vérifier que:  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Donc:**

le sens X-X:  $e = \frac{5,71}{1971,25} = 0,0029 \text{ m} \leq \frac{21,40}{4} = 5,35 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$

le sens Y-Y:  $e = \frac{9,52}{1971,25} = 0,0048 \text{ m} \leq \frac{10,65}{4} = 2,66 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Donc il n'y a pas risque de renversement

**V.2.3.5 Vérification de la poussé hydrostatique:**

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression même si l'étude du sol n'indique pas la présence d'une nappe phréatique

Il faut s'assurer que:  $W_t \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \delta_w$

**Avec:**  $W_t = W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{radi}} + W_{\text{nervur}}$

$$W_{\text{radi}} = 8b \times S_{\text{rad}} \times H_{\text{rad}} = 25 \times 205,48 \times 0,3 = 1541,10 \text{ Kn}$$

$$W_{\text{nervur}} = 8b \times b_{\text{nervure}} \times h_{\text{nervure}} \times \sum L_{\text{nervure}} = 25 \times 1,4 \times 0,6 \times 60 = 1260 \text{ Kn}$$

**Donc:**  $W_t = 15080,96 + 1541,1 + 1260 = 17882,06 \text{ Kn}$

**Donc:**  $17882,06 \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

**Avec:**  $F_s = 1,5$  (coefficient de sécurité)

$S_{rad} = 205,48 \text{ m}^2$  (surface du radier)

$h = 3,06 \text{ m}$  la hauteur de la partie ancrée du bâtiment

$\gamma_w = 10 \text{ Kn/m}^3$  (poids volumique d'eau)

On trouve:  $17882,06 \geq 1,5 \times 3,06 \times 205,48 \times 10 = 9431,532 \text{ Kn}$  ..... C.V

**V.2.3.6 Vérification de la rigidité:**

pour un radier rigide, il faut que:  $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$

**avec:**  $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

**Avec:**  $L_e$ : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

$L_{max} = 4,70 \text{ m}$

E: Module de Young

$E = 32164,2 \times 10^3 \text{ Kn/m}$

Inertie de la section du radier

$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0,60^3}{12} = 0,018 \text{ m}^4$

b: La largeur du radier, on prend une bande de 1m

K : Coefficient de raideur du sol  $K = 4 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$  (sol moyen)

**Donc:**  $4,70 \text{ m} \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,20 \times 10^3 \times 0,018}{4 \times 10^4 \times 1}} = 2,76 \text{ m}$  ..... C.V

**V.2.4 Ferrailage:**

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité

$(4,60 \times 4,70) \text{ m}^2$  et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier

**V.2.4.1 Ferrailage de la dalle:**

Pour le calcul de radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91 révisées 99

❖ **Combinaison d'action:**

➤ **A E.L.U:**  $N_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow N_u = 26505,82 \text{ Kn}$

$q_u = N_u / S_{radi} = 129 \text{ Kn/m}^2$

➤ **A E.L.S:**  $N_{ser} = G + Q \Rightarrow N_{ser} = 19438,09 \text{ Kn}$

$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radi}} = 94,60 \text{ Kn/m}^2$



$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1,02 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Tab.V.1: Les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'E.L.U et l'E.L.S

	$\mu_x$	$\mu_y$
E.L.U	$\frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$	$\alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) \geq \frac{1}{4} = 0,25$
E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)}$	$\alpha^2 (1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2) \geq \frac{1}{4} = 0,25$

**V.2.4.2 Détermination des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$ :**

d'après le livre pratique du BAEL91

**E.L.U :**  $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 99,74 \text{ Kn.m}$

$$\mu_x = 0,035 \left\{ \begin{array}{l} \mu_y = 1,04 \Rightarrow M_y = \mu_y \times M_x = 103,73 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des moments:**

➤ **En travée:**

Sens X-X:  $M_x^t = 0,85 \times M_x = 84,78 \text{ Kn.m}$

Sens Y-Y:  $M_y^t = 0,85 \times M_y = 88,17 \text{ KN.m}$

➤ **En appui:**

Sens X-X:  $M_x^a = 0,4 \times M_x = 39,90 \text{ Kn.m}$

Sens Y-Y:  $M_y^a = 0,4 \times M_y = 41,49 \text{ Kn.m}$

Tab.V.2 : Ferrailage de la dalle

		M (Kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	ACNF (cm <sup>2</sup> )	Choix	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Sur travée	Sens X-X	84,78	10,03	3,26	7HA14	10,78	15
	Sens Y-Y	88,17	10,43	3,26	7HA14	10,78	15
Sur appui	Sens X-X	39,90	4,71	3,26	5HA12	5,65	15
	Sens Y-Y	41,49	4,91	3,26	5HA12	5,65	15

**V.2.4.3 Vérification à l'ELS:**

Nous avons:

$$\left( \begin{array}{l} \mu_x = 0,04 \\ \mu_y = 1,041 \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 83,59 \text{ Kn.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 87,02 \text{ Kn.m} \end{array} \right. \right)$$

V.2.4.4 Calcul des moments:

➤ En travée:

Sens X-X:  $M_t^x = 0,85 \times M_x = 71,05 \text{ Kn.m}$

Sens Y-Y:  $M_t^y = 0,85 \times M_y = 73,97 \text{ Kn.m}$

➤ En appui:

Sens X-X:  $M_a^x = 0,4 \times M_x = 33,43 \text{ kN.m}$

Sens Y-Y:  $M_a^y = 0,4 \times M_y = 34,81 \text{ Kn.m}$

V.2.4.5 Vérification des contraintes:

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$  (fissuration très préjudiciable)

Avec:  $\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 f_e = 200 \text{ Mpa}$

$90 \sqrt{\eta f_{tj}} = 164,98 \text{ Mpa}$

Donc:  $\bar{\sigma}_s = 164,98 \text{ Mpa}$

Tab.V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS

		Mser (Kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σb Mpa	σs Mpa	≤ σ̄ <sub>b</sub> =15Mpa	≤ σ̄ <sub>s</sub> =164,98Mpa
En travée	Sens X-X	71,05	7,38	9533532,9	0,55	21,93	OK	OK
	Sens Y-Y	73,97	7,38	953353,29	0,57	22,83	OK	OK
Sur appui	Sens X-X	33,43	5,41	931603,49	0,19	11,62	OK	OK
	Sens X-X	34,81	5,41	931603,49	0,20	12,10	OK	OK

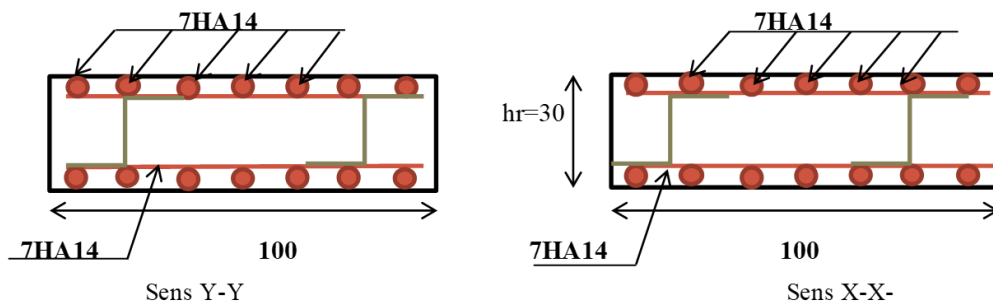


Fig.V.3: Schéma de ferrailage de radier

V.2.4.6 Ferarailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie

Le calcul se fera sur une bande de 1m da largeur

➤ Les sollicitations:

$$P_u = 129 \text{ Kn/m}^2 \times 1\text{ml} = 129 \text{ Kn/ml}$$

$$P_{ser} = 94,60 \text{ Kn/ m}^2 \times 1\text{ml} = 94,60 \text{ Kn/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} = 10,32 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times L^2}{2} = 7,57 \text{ Kn.m}$$

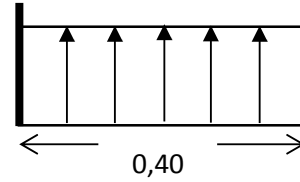


Fig.V.4: Répartition des contraintes sur le débord

➤ Calcul des armatures:

$$b = 1\text{m}; d = 0,9\text{hr} = 0,27\text{m}; L = 0,4\text{m}$$

Tab.V.4: Ferarailage du débord

$\mu_{bu}$	a	Au (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	choix	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)	Arép (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )
0,01	0,013	1,1	3,26	5HA14	7,70	20	1,93	2HA14 3,08



Fig.V.6: Schéma de ferrailage du débord

V.2.4.7 Les vérifications:

➤ Vérification des contraintes:

Tab.V.5: Vérification des contraintes du débord

Mser (Kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ Mpa	$\sigma_s$ Mpa	$\leq \sigma_b$ =15Mpa	$\leq \sigma_s$ =164,98Mpa
7,57	6,83	946988,74	0,055	2,42	OK	OK

➤ Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{\tilde{u}} = \min \{ 0,15 f_{c28} / \gamma_b = 2,5 \text{ MPA}; 4\text{MPa} \} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 25,80 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{25800}{1000 \times 270}$$

**Chapitre V:**

$\tau_{\bar{u}} = 2,5$

Mpa

.....

C.V

**Etude de l'infrastructure**

**V.3 Ferrailage des nervures:**

On considère les sollicitations maximales de la plus grande portée

➤ **Calcul des moments:**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 révisées 99)

On a:  $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$

**Avec:**  $L_x = 4,70 \text{ m}$ ;  $L_y = 4,60 \text{ m}$ ;  $p_u = 129 \text{ Kn/m}^2$ ;  $p_{ser} = 94,60 \text{ Kn/m}^2$

➤ **E.L.U:**  $M_{0u,y} = 341,21 \text{ Kn.m}$ ;  $M_{0u,x} = 356,20 \text{ Kn.m}$

$\frac{M_{tu}}{y} = 302,77 \text{ Kn. m}$

- **En travée:**  $M_t = 0,85 \times M_0 \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{tu}}{y} = 290,03 \text{ Kn. m} \end{array} \right.$

$\frac{M_{au}}{y} = 142,48 \text{ Kn. m}$

- **En Appui:**  $M_a = 0,4 \times M_0 \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{au}}{y} = 136,48 \text{ Kn. m} \end{array} \right.$

➤ **E.L.S:**  $M_{0ser,y} = 250,22 \text{ Kn.m}$  ;  $M_{0ser,x} = 261,21 \text{ Kn.m}$

$M_{t \text{ ser}/x} = 222,03 \text{ Kn. m}$

- **En travée:**  $M_t = 0,85 \times M_0 \left\{ \begin{array}{l} M_{t \text{ ser}/y} = 212,69 \text{ Kn. m} \\ M_{a \text{ ser}/x} = 104,48 \text{ Kn. m} \end{array} \right.$

- **En Appui:**  $M_a = 0,4 \times M_0 \left\{ \begin{array}{l} M_{a \text{ ser}/y} = 100,09 \text{ Kn. m} \end{array} \right.$

➤ **Calcul des armatures:**

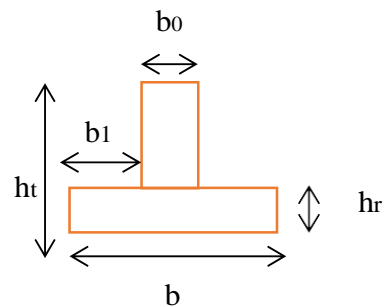
$h_t = 60 \text{ cm}$

$h_r = 30 \text{ cm}$

$b_0 = 45 \text{ cm}$  (largeur de poteau)

$d = 0,9h = 54 \text{ cm}$

$Z_b = 0,9(h_t - 3\text{cm}) = 51,3 \text{ cm}$



$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_t / f_e$

Fig.V.7: Schéma de Section à ferrailer

• **Sens X-X:**

$b_1 \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_x}{10} \right)$

**Donc:**  $b_1 = 45\text{cm} = 0,45\text{m}$

$b = b_0 + 2b_1 \Rightarrow b = 1,35 \text{ m}$

• **Sens Y-Y:**

$b_1 \leq \min \left( \frac{L_y}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$

**Donc:**  $b_1 = 45\text{cm} = 0,45\text{m}$

$b = b_0 + 2b_1 \Rightarrow b = 1,35 \text{ m}$

Tab.V.6: Ferrailage des nervures

		M(Kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	ACNF (cm <sup>2</sup> )	Choix	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	Sens X-X	302,77	16,96	8,80	5HA20 +2HA16	19,73	10
	Sens Y-Y	290,03	16,25	8,80	5HA20 +2HA16	19,73	10
En Appui	Sens X-X	142,48	7,98	8,80	5HA16	10,05	10
	Sens Y-Y	136,48	7,64	8,80	5HA16	10,05	10

➤ **Vérification des contraintes:**

Tab.V.7: Vérification des contraintes des nervures

		Mser (kN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σb Mpa	σs Mpa	≤ σ <sup>~</sup> b =15Mpa	≤ σ <sup>~</sup> s =164,98Mpa
En travée	Sens X-X	222,03	20,87	3564833,80	1,77	42,21	OK	OK
	Sens Y-Y	212,69	20,87	3564833,80	1,25	29,65	OK	OK
En Appui	Sens X-X	104,48	15,96	3458141,52	0,48	17,24	OK	OK
	Sens Y-Y	100,09	15,96	3458141,52	0,46	16,52	OK	OK

➤ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{\tilde{u}} = \min \{0,15 f_{c28} / \gamma_b\} = \{2,5 \text{ MPA}; 4 \text{ MPA}\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = \frac{P_u \times l}{2}$$

Avec: Lx = 4,70 m; Ly = 4,60 m

Donc: V<sub>ux</sub> = 303,15 Kn; V<sub>uy</sub> = 296,70 Kn

Donc: τ<sub>ux</sub> = 1,25 Mpa ≤ τ<sub>u</sub> = 2,5Mpa ..... **C.V**

τ<sub>uy</sub> = 1,22 Mpa ≤ τ<sub>u</sub> = 2,5Mpa ..... **C.V**

➤ **Vérification de flèche:**

$$\frac{h_t}{l_{max}} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{0,60}{4,70} = 0,13 \text{ m} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{l_{max}} \geq \frac{M_t}{\dots} \dots \dots \Rightarrow \frac{0,60}{\dots} = 0,13 \text{ m} \geq \frac{222,03}{\dots} = 0,085 \dots \dots \dots \text{C.V}$$



$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{1973}{450 \times 540} = 0,0081 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il faut vérifiée la flèche D'après le RDM la flèche est calculée par la relation:

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{ad}$$

**Avec:**

E: module de déformation défiré:  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4$  MPa

I: moment d'inertie

Flèche admissible: (CBA93 article B6.5.3)

$$L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{ad} = L / 500 = 470 / 500 = 0,94 \text{ cm}$$

**Donc:**

$$f = 0,69 \text{ cm} < f_{ad} = 0,86 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

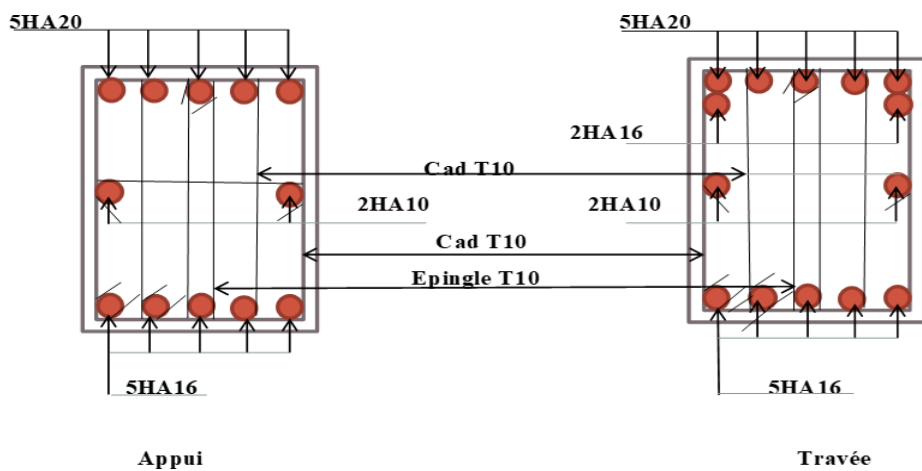
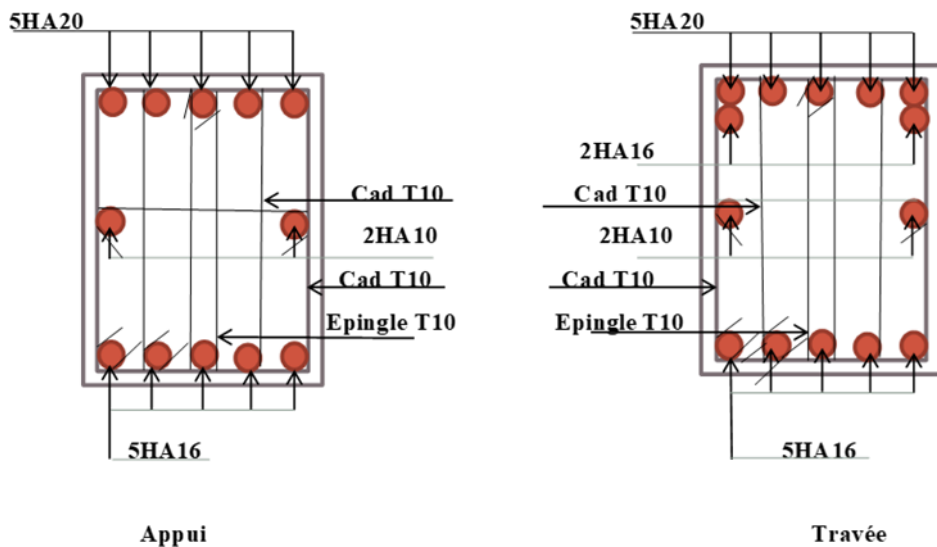


Fig.V.8. Schéma de ferrailage des nervures: Sense X-X





**V.4 Etude du voile périphérique:****V.4.1 Définition:**

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher sous-sol d'après le RPA99 version 2003

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous:

- $e \geq 15$  cm; on prends:  $e = 20$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures dans les deux sens (horizontal et vertical)

est de 0,1% de la section totale du béton de voile

**V.4.2 Dimensionnement du voile:**

- Hauteur:  $h = 2,66$  m
- Le calcul de la section d'armature s'effectué pour une bande de 1m de longueur

**V.4.3 Caractéristiques géotechniques du sol :**

D'après le rapport de sol on a:

- L'angle de frottement interne:  $\Theta = 21^\circ$
- La cohésion:  $C = 0$  bar

le rapport de sol décrit que le sol est caractérisé par un comportement drainé ce qui permet de négliger l'effet de la cohésion ( $C=0$ ) lors de calcul de la poussée de terre sur le voile périphérique

Le poids volumique de terre humide:  $\gamma_h = 18 \text{ Kn}/m^3$

**V.4.4 Evaluation des charges et surcharges:**

Le voile périphérique et soumis à:

- **La poussée des terres sur le rideau:**

$$G = 8h \times h \left( \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) \right) - 2C \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right)$$

**Donc:**  $G = 22,50 \text{ Kn}/m^2$

- **Surcharge accidentelle:**

$$q = 10 \text{ Kn}/m^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) = 4,70 \text{ Kn}/m^2$$

**V.4.5 Ferrailage du voile:**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher

les poteaux et les fondations

Le ferrailage se fait en flexion simple

La section d'armature est le max entre les 3 valeurs:

- La section d'armature calculée en flexion simple est ( $A_{cal}$ )
- Selon les conditions de non fragilité:  
 $A_{CNF} = 0,23 \times f_t \times b \times d / f_e$
- Le pourcentage minimum des armatures dans les deux sens (horizontale et verticale)  
 $(A_{min} = 0,1 \% \times b \times h)$  RPA99 version 2003

➤ **Calcul à l'ELU:**

**Donc:**  $P_u = 1,35G + 1,5Q = 37,43 \text{ Kn/m}$

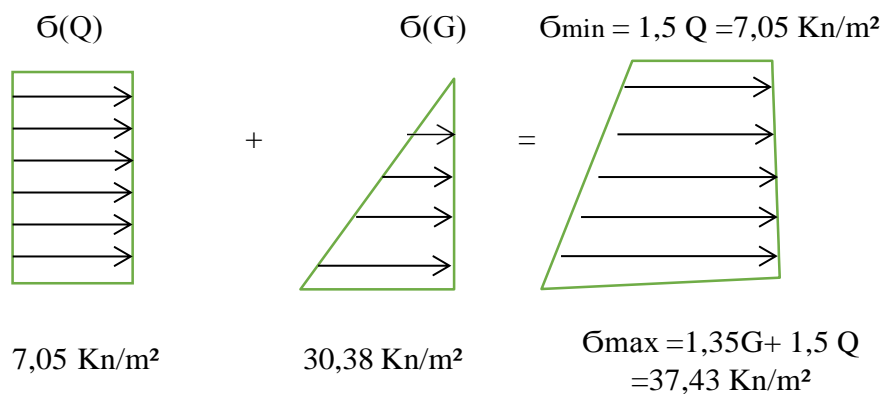


Fig. V-10 Diagramme des contraintes

**Donc:**  $\sigma_{max} = 37,43 \text{ Kn/m}^2$

$\sigma_{min} = 7,05 \text{ Kn/m}^2$

**Donc:**  $P_u = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml} = 37,43 \text{ Kn/ml}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + 6\sigma_{min}}{4} = 29,84 \text{ Kn/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau:

$L_y = 3,55 \text{ m}$  ;  $L_x = 2,66 \text{ m}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,75$$

**Donc:**  $\alpha > 0,4 \Rightarrow$  le panneau travail dans les deux sens

➤ **E.L.U :**

$$\mu_x = 0,062$$

**Donc:**  $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 16,42 \text{ Kn.m}$

$$\mu_y = 0,52$$

**Donc:**  $M_y = \mu_y \times M_x = 8,54 \text{ Kn.m}$

➤ **Calcul des moments:**

▪ **En travée:**

Sens X-X:  $M_t^x = 0,85 \times M_x = 13,96 \text{ Kn.m}$

Sens Y-Y:  $M_t^y = 0,85 \times M_y = 7,26 \text{ Kn.m}$

▪ **Sur appui:**

Sens X-X:  $M_a^x = 0,4 \times M_x = 6,57 \text{ Kn.m}$

Sens Y-Y:  $M_a^y = 0,4 \times M_y = 3,42 \text{ Kn.m}$

Le ferrailage se fait pour une section ( b × e ) = ( 1 × 0,20 ) m<sup>2</sup>

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous:

Tab.V.8: Ferrailage des voiles périphériques

		M (Kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	ACNF (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	Choix	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	Sens X-X	13,96	2,48	2,17	2	5HA12	5,65	15
	Sens Y-Y	7,26	1,29	2,17	2	5HA12	5,65	15
En Appui	Sens X-X	6,57	1,17	2,17	2	5HA12	4,52	15
	Sens Y-Y	3,42	0,61	2,17	2	5HA12	4,52	15

✓ **Espacement:**

$St \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

✓ **Recommandation du RPA**

Les armatures sont constituées de deux nappes

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m<sup>2</sup> de diamètre Ø6

✓ **Vérification de l'effort tranchant:**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{\bar{u}} = \min \{0,15 f_{c28} / \gamma_b = 2,5 \text{ MPA}; 4\text{Mpa}\} = 2,5\text{Mpa}$

$V_u = \frac{P_u \times l}{2}$

Avec: Ly = 3,55m; Lx=2,66 m

Donc: V<sub>ux</sub> = 49,78 Kn; V<sub>uy</sub> = 66,44 Kn

Donc: τ<sub>ux</sub> = 0,31 Mpa ≤ τ<sub>u</sub> = 2,5 Mpa..... C.V



**V.4.6 Vérification à l'E.L. S:**

$$E. L. S \begin{cases} \mu_x = 0,068 \Rightarrow M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 13,09 \text{ Kn. m} \\ \mu_y = 0,62 \Rightarrow M_y = \mu_y \times M_x = 8,12 \text{ Kn. m} \end{cases}$$

**Avec:**  $\sigma_{max} = G+Q = 27,20 \text{ Kn /m}^2$

$\sigma_{min} = Q = 4,70 \text{ Kn /m}^2$

**Donc:**  $q_{ser} = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml} = 27,20 \text{ Kn /ml}$

❖ **Calcul des moments:**

- **En travée:**

Sens X-X:  $M_t^x = 0,85 \times M_x = 11,13 \text{ Kn.m}$

Sens Y-Y:  $M_t^y = 0,85 \times M_y = 6,90 \text{ Kn.m}$

- **Sur appui:**

Sens X-X:  $M_a^x = 0,4 \times M_x = 5,24 \text{ Kn.m}$

Sens Y-Y:  $M_a^y = 0,4 \times M_y = 2,76 \text{ Kn.m}$

- ✓ **Vérification des contraintes:**

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{\sim b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_{\sim s}$  (fissuration très préjudiciable)

**Avec:**  $\sigma_{\sim} = \min \begin{cases} 0,5 f_e = 200 \text{ Mpa} \\ 90 \sqrt{\eta f_{tj}} = 164,98 \text{ Mpa} \end{cases}$

**Donc:**  $\sigma_{\sim s} = 164,98 \text{ Mpa}$

Tab.V.9: Vérification des contraintes des voiles

		Mser (Kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σb Mpa	σs Mpa	≤ σ <sub>~b</sub> =15Mpa	≤ σ <sub>~s</sub> =164,98Mpa
En travée	Sens X-X	11,13	4,46	278347,56	0,18	7,04	OK	OK
	Sens Y-Y	6,90	4,46	278347,56	0,11	4,37	OK	OK
Sur appui	Sens X-X	5,24	4,06	276659	0,08	3,34	OK	OK
	Sens X-X	2,76	4,06	276659	0,044	1,76	OK	OK

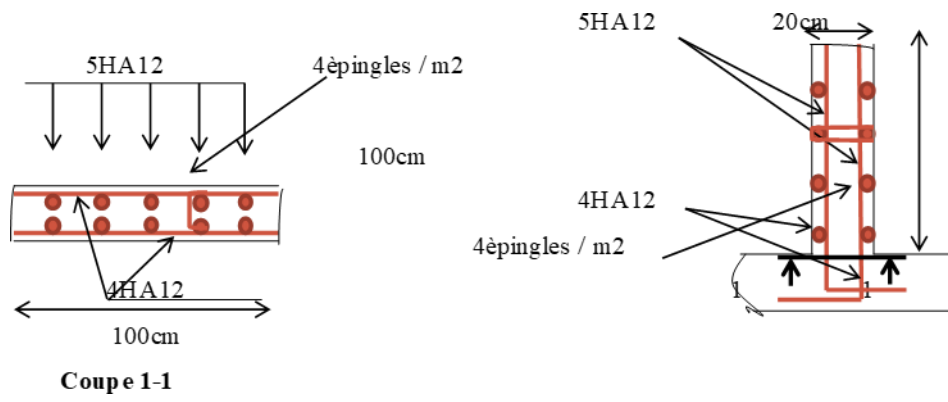


Fig.V.11: Ferrailage du voile périphérique

# Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction. Il nous a aussi permis de comprendre et de savoir utiliser le logiciel ROBOT version 2019 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage. Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure. Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage D'habitation constitué sou sol, un rez de chaussée + 5étages, implanté dans la Ouled Addi Guebala daïra ouled derradj wilaya de M'sila.

Cette étude se compose de quatre parties.

La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de L'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).
  - L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ROBOT 2019 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- La dernière partie comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la Structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**Mots clés :** bâtiment, béton, ROBOT 2019, RPA 99/2003, BAEL91

# Summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building for residential use.

Housing consisting of underground, a ground floor + 5 floors, located in Ouled Addi Guebala daïra ouled derradj wilaya of M'sila.

This study consists of four parts.

The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements of the building, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

- The second part was devoted to the secondary elements (the staircase beams, solid slabs and the acrotere).

- The dynamic study of the structure was started in the third part by : ROBOT 2019 in order to determine the different stresses due to the loads (permanent loads, operating loads and seismic load).

-The last part includes the reinforcement of the various resistant elements of the Structure (foundation, posts, beams).

This, taking into account the recommendations of the BAEL91, modified99 and the Algerian anti-seismic regulations RPA 99/2003.

**Keywords :** building, concrete, ROBOT 2019, RPA 99/2003, BAEL91

## الملخص

يُقدم هذا المشروع دراسة نصية لملبنة لمبنى غير منظم الشكل لالسنخدام

مسكن يتكون من طابق أرضي + 5 طوابق، بُدع بأوالد عدي قُبلة دائرة أوالد دراج والبة المسبلة

يتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء

الجزء الأول عبارة عن وصف عام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر المبنى، ثم التحجيم المسبق للهيكل وأخيرًا تخفيض الأحمال

أما الجزء الثاني فقد خصص للعناصر الثانوية (الكمرات الدرج والبالطات الصلبة والأكروتيير)

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل ني الجزء الثالث بواسطة

ROBOT 2019

وذلك لتحديد الضغوطات المخزنة الناتجة عن الأحمال (الأحمال الدائمة، أحمال النشغيل، الأحمال الزلزالية)

الجزء الأخير يشمل نوعية عناصر المقاومة المخزنة للهيكل (الأساسات، الأعمدة، الكمرات)

وذلك مع الأخذ ني الاعتبار توصيات

المعدلة 99 BAEL91

والوائح الجزائرية لمكانحة الزلزل RPA 99/2003.

الكلمات المفتاحية:

BAEL91، RPA 99/2003، بناء، خرسانة، روبوت 2019

# Notation

$G$	Charge permanentse
$Q$	Charge d'exploitation
$E$	Charge accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Constraint admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\bar{r}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton
$\sigma_{st}$	Contrainte d'acier
$r_u$	Contrainte de cisaillement
$f_{bc}$	Contrainte de calcul
$f_{cj}$	Résistance à la compression
$f_{tj}$	Résistance à la traction
$f_{c28}$	Résistance caractéristique a 28 jours
$A_{st}$	Section d'armature
$A_r$	Armature de repartition
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité d'acier
$\theta$	Coefficient d'application
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$I_X, I_Y$	Moment d'inertie
$i_x, i_y$	Rayon de giration

$\mu_u$	Moment ultime réduit
$\alpha$	Position relative de la fiber neuter
$z$	Bras de levier
$d$	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
$d'$	Distance entre les armatures et la fibre neutre
$C_p$	Facteur de force horizontal
$B_r$	Section réduite
$M$	Moment fléchissant
$T$	Effort tranchant
$N$	Effort normal
$A$	Coefficient d'accélération de zone
$D$	Facteur d'amplification dynamique
$R$	Coefficient de comportement global de la structure
$Q$	Facteur de qualité
$W$	Poids total de la structure
$V$	Force sismique total
$W_i$	Poids sismique au niveau
$C_{tT}$	Coefficient de période
$\beta$	Coefficient de pondération