

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : ...../2022



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع ...../2022

## Mémoire de Master

**Filière : Sciences et de la technologie**

**Spécialité : Structure**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+10)  
implanté à Sétif**

**Nom et Prénom de l'étudiant :**  
Ben belabbas Leila

**Encadreur : Dr. Attache Salima**

**Promotion: Juin 2022**



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Dédicace

Dédicace Je dédie ce travail :

A mes chers parents

-Mon père Puisse ce modeste travail constituer une légère compensation pour les nobles sacrifices que tu t'es imposé pour assurer mon bien être et mon éducation.

-Ma mère Tu es toujours présente dans mon esprit et continue de l'être pour faire mon bonheur, merci pour t'être sacrifiée et pour que tes enfants grandissent et prospèrent.

A tous mes frères et sœurs, et toute ma famille, amis et toutes les personnes qui m'aiment

# Remerciements

D'abord je tiens à remercier Dieu pour le courage, la force, la volonté et la santé qu'il m'a donnée. Je remercie du cœur mes parents qui ont su m'aider tout le temps pour arriver à ce stade d'études.

Comme je remercie ma promotrice, Mme ATTACHE SALIMA pour son encadrement et ses exigences de faire un vrai travail de recherche scientifique.

Nos remerciements aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail

## Liste des figures

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Fig.I.1. Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).....	04
Fig.I.2. Diagramme Contrainte – déformation d'acier .....	05
Fig.I.3. Diagramme Déformation - Contrainte d'acier .....	06

### Chapitre II : pré -dimensionnement

Fig.II.1. poutre principale .....	09
Fig.II.2. poutre secondaire.....	10
Fig.II.3. Hauteur libre d'étage.....	11
Fig.II.4. Coup de voile en élévation .....	13
Fig.II.5. Coupe transversale du Plancher à corps creux.....	15
Fig.II.6. schéma escaliers .....	16
Fig.II.7. schéma de balcon.....	18
Fig.II.8. schéma de L'acrotère.....	18
Fig.II.9. Les charges de terrasse.....	20
Fig.II.10. Les charges d'étage courant .....	21
Fig.II.11. Mur double cloison.....	23
Fig.II.12. Schéma de l'escalier .....	24
Fig.II.13. Charge permanente de la paillasse .....	25
Fig.II.14. Charge permanente du palier de repos.....	26
Fig.II.15. Surface afférente.....	27

### Chapitre III : Eléments secondaires

Fig. III.1. schéma de l'acrotère .....	33
Fig. III.2. schéma de ferrailage.....	38
Fig. III.3. schéma de ferrailage .....	42
Fig. III.4. Schéma de l'escalier.....	43
Fig. III.5. schéma statique.....	44

Fig. III.6. les charges de escalier.....	45
Fig. III.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	46
Fig. III.8. la section creuse.....	56
Fig. III.9. ferrailage de la poutre palière.....	59
Fig. III.10. ferrailage de l'escalier .....	60
Fig. III.11. Corps Creux.....	61
Fig. III.12. .Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type I)...	65
Fig. III.13. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type I).....	66
Fig. III.14. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type I).....	66
Fig. III.15. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type)... .	68
Fig. III.16. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type 2).....	70
Fig. III.17. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type 2).....	70
Fig. III.18. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type 2).....	71
Fig. III.19. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type 2).....	71
Fig. III.20. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type 3).....	73
Fig. III.21. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type 3).....	74
Fig. III.22. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type 3).....	74
Fig. III.23. Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type 3).....	75
Fig. III.24. ferrailage la plancher .....	88

#### **Chapitre IV : Etude dynamique**

Fig. IV.1. Disposition des voiles en RDC de la structure initiale. ....	94
Fig. IV.2. Disposition des voiles en RDC de la structure.....	99
Fig. IV.3. Vue en élévation sens xx .....	105

### **Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs**

Fig.V.1. Section de poteau.....	124
Fig.V.2. Coupe de ferrailage de section de poteau .....	128
Fig.V.4. Ferrailage de la poutre principale.....	134
Fig.V.5. Ferrailage de la poutre secondaire.....	134
Fig.V.6. Diagramme de -contrainte du béton.....	141
Fig.V.07. Ferrailage de la voile.....	144

### **Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs**

Fig.VI .01. schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	156
Fig.VI .02. ferrailage sur appui en travée de nervure.....	160
Fig.VI .03. ferrailage globale de radier.....	161

# Resume

Le projet présent est une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation, implanté à (R+10) à wilaya de Sétif

Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone II a) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude contient :

Une description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher), et on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot + ferrailage.

On termine le travail avec une conclusion générale.

## المخلص:

بصدد إعداد مذكرة التخرج، قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة إلى الاستعمال المتعدد، متكونة من عشر طوابق + طابق أرضي والتي ستنشأ في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA99 في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل RPA99 V 2003 و BAEL91 المذكرة تحتوي:

على وصف عام للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية، كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية سنستعمل برنامج روبات للقيام بالدراسة الزلزالية للبناية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية والتسلح. في الأخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.



# Sommaire

Introduction générale .....1

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et choix des matériaux structuraux**

1. Introduction.....2

2. Présentation de l'ouvrage.....2

3. caractéristiques géométriques du bâtiment..... 2

4. règlement de référence .....2

Choix des matériaux.....3

## **Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente des charges verticales**

### **II.1 Pré-dimensionnement**

1. Introduction.....10

2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

2.1 pré-dimensionnement des poutres..... 10

- Poutre transversale (principale).....10

- Poutre longitudinales (secondaire).....11

2.2 pré dimensionnement des poteaux.....12

2.3 pré dimensionnement des voiles.....13

3.Pré dimensionnement des éléments secondaires :

3.1 pré dimensionnement des planches et dalle plan.....15

3.2 les escaliers.....17

3.3 balcon.....19

3.4 l'acrotère.....19

## **II.2 Descente des charges verticales**

1. introduction.....	20
2. Rôle de descente de charge.....	20
3. Loi De Dégression.....	20
4. évaluation des charges et surcharges.....	20
4.1 Plancher terrasse.....	20
4.2 Plancher étage courant.....	21
4.3 Balcon.....	22
4.4 Murs extérieurs en maçonnerie.....	23
4.5 L'escalier.....	24
5.1. Descente de charge sur le poteau (poteau centrale).....	27

## **Chapitre III: Éléments secondaires**

IV.1. INTRODUCTION.....	32
-------------------------	----

### **III.2 ACROTERE**

1. Introduction.....	33
2. Mode de travaille.....	33
3. Vérification de l'effort due au séisme.....	34
4. Les sollicitations.....	34
5. Calcul de ferrailage.....	35
6. vérification.....	36

### **III.3 balcon**

1. introduction.....	39
2. Détermination les sollicitations.....	39

2.1 Détermination les combinaisons d'action.....	39
3. calcul du ferrailage.....	40
4. Vérification de la flèche.....	41

### **III.4 L'ESCALIER**

1. Introduction.....	43
2. Composition d'un escalier .....	43
3. Combinaisons des charges.....	44
4. Détermination des sollicitations .....	45
5. Calcul des armatures .....	47
5.1 Armatures longitudinales.....	47
5.2 Vérification de l'effort tranchant.....	48
5.3 Espacement entre les armatures.....	49
6. Vérification de la flèche.....	49
6.1. Calcul de la flèche.....	50
7. Calcul de la poutre palière.....	53
7.1 Dimensionnement.....	53
7.2 Méthode de calcul.....	53
7.3 Évaluation des charges.....	53
7.4 Calcul de la poutre à la flexion.....	54
7.5 Calcul de la poutre à la torsion.....	56
7.6 Section minimal des armatures.....	57
7.7 Les armatures totales.....	58

### **III.5 Etudes des planchers**

#### **I. Planchers à corps creux**

1. Introduction.....	61
2. Fonctions nécessaires de plancher.....	61
3. Conception des planchers.....	61
4. Calcul des planchers.....	62
5. Les type des planchers.....	63
6. Calcul des sollicitation.....	63
7. Calcul du ferrailage.....	75

### **Chapitre IV: Etude au vent et étude sismique**

#### **IV.1. Etude sismique**

1. INTRODUCTION.....	89
2. Méthode de calcul RPA99.....	89
3. Présentation du logiciel.....	89
4. Évaluation des efforts sismiques.....	90
5. Nombre de modes à considérer.....	93
6. Analyse de la structure.....	93
7. Distribution des Forces Sismiques.....	102
9. Vérification des déplacements.....	105
10. Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P- $\Delta$ .....	107
11. Vérification au Renversement.....	108
12. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure.....	110
13. conclusion.....	112

## **V. Ferrailage des éléments porteurs principaux**

1. Introduction.....	113
2. Les combinaisons d'actions.....	113
3. Ferrailage des éléments porteurs.....	114
3.1. Ferrailage des poteaux.....	114
3.2. Ferrailage des poutres.....	118
4. Ferrailage Des Voiles.....	135

## **VI. Etude l'infrastructure**

1. Introduction.....	145
2. Etude des fondations.....	145
3. Calcul le Radier.....	147
4. Vérifications de radier.....	150
5. Ferrailage du radier.....	152

Conclusion générale.....162

Biographique.....163

Annexe- Analyse statique de la structure principale avec Robot

## INTRODUCTION GENERALE

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, un ferrailage inadéquat ou une mauvaise qualité d'exécution.

La conception et le dimensionnement d'une structure que ce soit un bâtiment, un ouvrage d'art ou toute autre construction ayant une fonction particulière sont l'œuvre d'une équipe pluri disciplinaire dont au moins un ingénieur Génie Civil. L'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. Le but de la présente étude est de proposer une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 10 étages à destination d'habitation (R+10), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, en déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées. Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure et descente de charge.
- Le troisième chapitre, pour calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

## 1. INTRODUCTION

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, `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 porteurs de la structure.

## 2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le Présent projet consiste bâtiment(R+10) à usage d'habitation l'ossature est assurée par système de contreventement mixte (par des voiles et des portiques).le bâtiment est implanté à SETIF, c'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de money sismicité (zone IIa).

## 3. Caractéristiques géométriques du bâtiment

### 3.1 Plans :

- Longueur .....18.05m.
- Largeur de plan.....27.55m.

### 3.2. Dimension :

- Hauteur total du bâtiment sans acrotère.....33.66m.
- Hauteur du RDC.....3.06m.
- Hauteur étage courant.....3.06m
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en briques creuses.
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

## 4. REGLES DES CALCULS

Nous Avon utilisé pour le calcul de ce projet le règlement suivant :

- Règles parasismiques Algérienne (DTR-BC 2.48) RPA 99/ version 2003.
- Charges permanentes et charge d'exploitation (D.T.R BC 2.2).

- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

### 5. CARATERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Le béton armé est le matériau principal utilise pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

[Béton Armé =Béton +Aciers]

### 6. BETON

On appelle béton le matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier) et d'eau.

- **Les compositions d'un mètre cube de béton :**

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 Kg /m<sup>3</sup>de ciment de CPJ pour la superstructure et 370Kg/m<sup>3</sup>de CRS l'infrastructure.
- 400 L/m<sup>3</sup> de sable  $D_s \leq 5\text{mm}$
- 800 L/m<sup>3</sup> de gravillon  $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$
- 175l d'eau de gâchage.

### 7. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

#### 8. Résistances caractéristiques

- **Résistance à la compression** BAEL 91 (Art. A.2.1, 11)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «J»jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques 16 cm de section et de 32 cm de hauteur.

Les résistances à « j » jours des bétons, peuvent être évaluées par les formules suivantes :

- ✓ **Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$  :**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

- ✓ **Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{Mpa}$  :**



$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Dans notre projet  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

- **Résistance à la traction** BAEL 91 (Art. 2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{ij}$  est conventionnellement définie par relation.

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve  $f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$

- **Déformation longitudinale du béton**

- **Déformations instantanées** : ( $E_{ij}$ ) : C.B.A [A.2.1.2.1]

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

Le calcul sous charges de courte durée (< 24 jours).

- **Déformations différées** ( $E_{ij}$ ) : C.B.A [A.2.1.2.2].

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} = 1.08 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

Pour le calcul sous charge de longue durée pour lesquelles l'effet de **retrait** (diminution de volume d'une pièce, due à l'évaporation de l'eau restée le béton et du **fluage** (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

- **Coefficient de poisson** BAEL 91 (Art. A.2.1.3).

$$\text{Coefficient de poisson : } \nu = \frac{\text{ganflement transversal}}{\text{Raccorcissement longitudinale}}$$

$$\text{En général pour le béton : } \begin{cases} E.L.U : \text{ béton fissuré } \nu = 0 \\ E.L.S : \text{ béton non fissuré } \nu = 0,2 \end{cases}$$

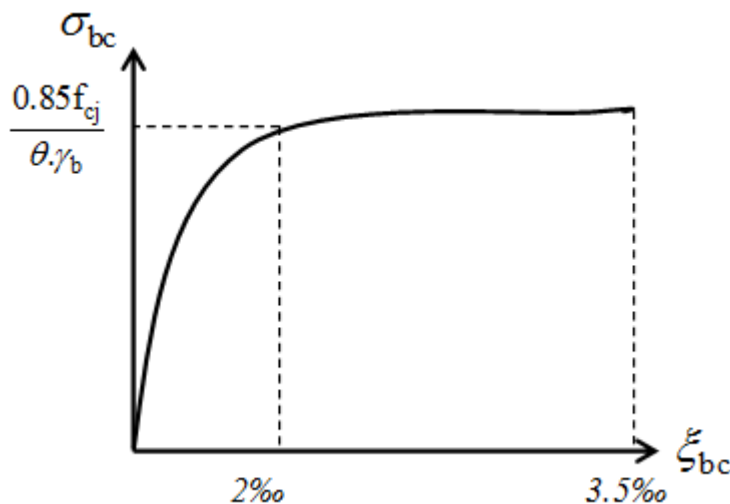
- **Diagramme déformations –contraintes de béton BAEL 91 (Art. A.4.3.4).**

### A. Etat limite ultime :

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]

BAEL 91 (Art. 4.3, 41).



**Fig I.1 Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U**

$$\xi_{bc} = 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison D'action considérée est supérieur à 24 h.

Et à : 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.

Et à : 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

0,85 : est un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

$\gamma_b$ : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

$\gamma_b = 1.15$ .....Pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$ .....Pour les autres cas.

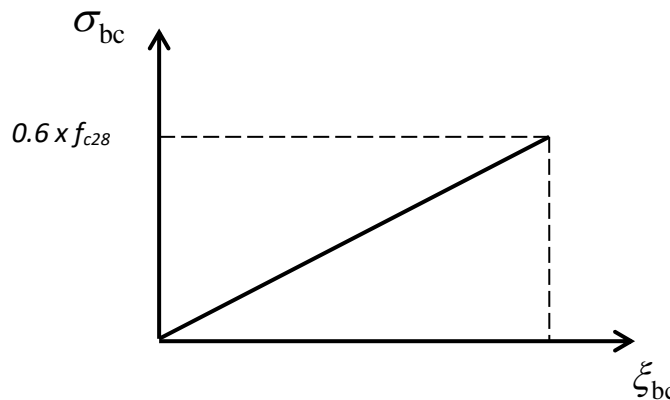
On a alors : 
$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20 MPa$ .

**B .Etat limite de service :**

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par  $\sigma_{bc}$  avec :

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \sigma_{bc} = 15 MPa$



**Fig I.2 Diagramme déformation contrainte du béton à l'E.L.S.**

➤ **Acier BAEL 91(Art. A.2.2.) :**

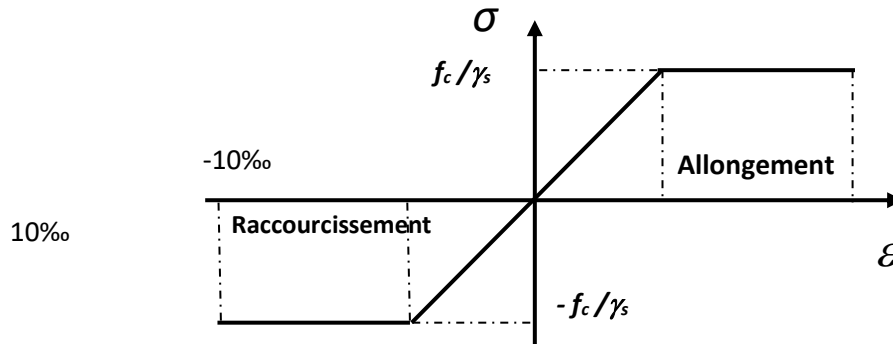
L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400.
- Treillis soudés en fils lisse TLE 520.

Le module d'élasticité longitudinale :  $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$ .

**a. Diagramme Déformations Contraintes BAEL91 (art A.2.2 .2) :**



**Fig I.3. Diagramme Déformation Contrainte d'acier**

**b. Contrainte limite ultime de l'acier :**

Le diagramme  $(\sigma_s ; \varepsilon)$  adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$E_s = 200\,000 \text{MPa}$ .

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) E_s .$$

**Fe** : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité  $\gamma_s$ .

Avec :  $\gamma_s = 1$  Pour la situation accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  Pour les autres cas.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \bar{\sigma}_s = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (f_e = 400 \text{ M}_{pa}).$$

$$\gamma_s = \mathbf{1,5} \quad \sigma_s = \mathbf{348 \text{ MPa}} \quad (f_e = 400 \text{ M}_{pa}).$$

**c. La contrainte limite de traction des aciers (B.A.E.L91) :**

- Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

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

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) \text{ BAEL91 (Art A.4.5 .33)}$$

$$\text{-Si la fissuration est très préjudiciable : } \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$\eta$  : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ ) .

**d. Contrainte tangente limite ultime (Art A-5-1.2) :**

Cas de l'armature Transversale droit ( $\alpha = 90^\circ$ )

○ Fissuration peu nuisible  $\rightarrow \tau_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]$  BAEL 91 (Art. A.1, 211)

○ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\rightarrow \tau_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$  BAEL 91

(Art. A.1, 211).

○ Cas des armatures inclinés à  $45^\circ \rightarrow \tau_u = \min \left[ 0,27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa} \right]$  BAEL 91 (Art. A .5.1,

212)

➤ **Les actions et sollicitations**

**Les actions**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces au couples) appliquées la structure, ainsi que les déformations imposées à la construction (variation de température, retrait et tassement des appuis).

Les actions sont classées en 3 catégories :

**Les actions permanentes(G) :**

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, tel que le poids propre de la structure (poteaux, poutre, dalles, murs).

**Les actions variables(Q) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps tel que les charges d'exploitation

**Les actions accidentelles(Fa) :**

Sont la cause des phénomènes se produisent rarement et avec une faible durée d'application (séismes-chocs-explosions)

**SOLICITATIONS : BAEL91 (art .A . 3.2)**

Les sollicitations sont les éléments de réduction (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une section par une combinaison d'action douées.

## II. Pré dimensionnement des éléments

### 1.Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure et Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage.

Il faut que tous les éléments de la structure soit pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- ✓ Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres et voiles.
- ✓ Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

- Dans notre calcul il faut respecter les règlements RPA99/version 2003 et B.A.E.L.91.

### 2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

#### 2.1 Les poutres:

- Les poutres principales [p.p.]:

- ✓ Condition du porté (BAEL91) :

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L \quad b = 30\text{cm}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée.  $\Rightarrow L_{\max} = 550 \text{ cm}$

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 550 \Rightarrow h = (36.66 \div 55)$$

On prend donc : **h = 50 cm**

$$b = (0.30 \div 0.60).h \Rightarrow b = (0.30 \div 0.60) 50 \Rightarrow b = (15 \div 30)$$

On prend donc : **b = 30 cm**

- ✓ Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm.} \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow (50 / 30) = 1.66 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

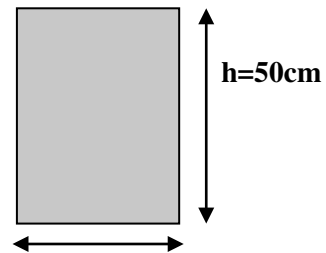


Figure II.1: poutre principale

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales (P<sub>p</sub>) égale à (30×50) cm<sup>2</sup>.

**-Poutres secondaires [P.S]:**

✓ Condition du porté (BAEL91) :

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} L \right)$$

L<sub>max</sub> : la plus grande portée. ⇒ L<sub>max</sub>=550 cm

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 550 \Rightarrow h = (36.66 \div 55)$$

On prend donc : **h = 45 cm**

$$b = (0.30 \div 0.60).h \Rightarrow b = (0.30 \div 0.60) 45 \Rightarrow b = (13.5 \div 27)$$

On prend donc : **b = 30 cm**

**Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow (45 / 30) = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales (P<sub>s</sub>) égale à (30×45) cm<sup>2</sup>.

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant:

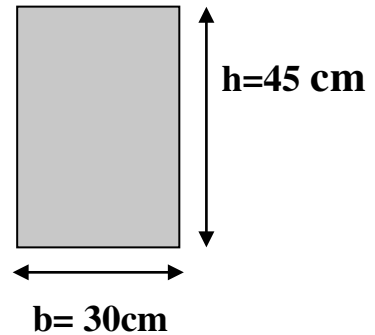


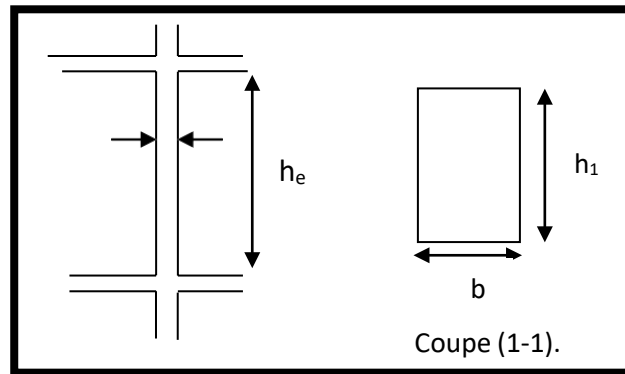
Figure II.2: poutre secondaire.

Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )
Principal	(30 × 50)
Secondaires	(30 × 45)

Tableau 1: Les sections des poutres sont résumées.



## 2.2 Les poteaux :



*Figure II.3: Hauteur libre d'étage.*

Les poteaux des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charge ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre à la fondation.

On dimensionne la section du poteau comme suit :

$$L_f = 0.7 \times h_0$$

$$h_0 = 3.06 - 0.50 = 2.56$$

$$L_f = 0.7 \times 2.56 = 1.792$$

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 50$$

$$\lambda_x = 3.46 \frac{l_f}{b_i}$$

$$\lambda_y = 3.46 \frac{l_f}{h_i}$$

$b_i$  = parallèle à l'axe X

$h_i$  = parallèle à l'axe Y

$$\lambda_x = 3.46 \frac{l_f}{b_i} \implies b_i \geq 3.46 \times 179.2 / 50 = 12.40 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 12.40 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 3.46 \frac{l_f}{h_i} \implies h_i \geq 3.46 \times 179.2 / 50 = 12.40 \text{ cm}$$

$$h_i \geq 15.50 \text{ cm}$$

On prend initialement les dimensions suivantes de la section du poteau qui seront vérifiées par la suite :

➤ Pour le niveau **RDC** jusqu'à **10 étage**, soit **b= 45cm** et **h= 50cm**

✓ **Selon les règles (RPA99/v.2003) :**

✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow 50\text{ cm} \geq 25\text{cm} \text{ (c.v)}$

✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow 50\text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm} \text{ (c.v)}$

✓  $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < \frac{50}{50} = 1 < 4 \text{ (c.v)}$

- Tout les conditions sont vérifiées; alors on adopte pour des poteaux de dimensions (50×50).  
Pour RDC et les 10 étages.

### 2.3 Les voiles:

#### Introduction :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article (7.7.1) des RPA99/Version 2003 ; est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

\*Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

\*Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et Portiques Proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

#### Pré dimensionnement :

d'après RPA2003, l'épaisseur minimale  $\langle e \rangle$  est de 15cm.

Il doit vérifier les conditions suivantes :  $e \geq h_e / 20$

$$h_e = 3.06 - 0.50 = 2.56\text{m}$$

$$a \geq 256/20 = 12.80\text{cm} \implies a \geq 14.2\text{cm} \text{ (Cas le plus défavorable : voile R.D.C).}$$

On adopte :  $a=20\text{cm}$ .

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA

99, est de  $a \text{ min} = 15 \text{ cm}$ .

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

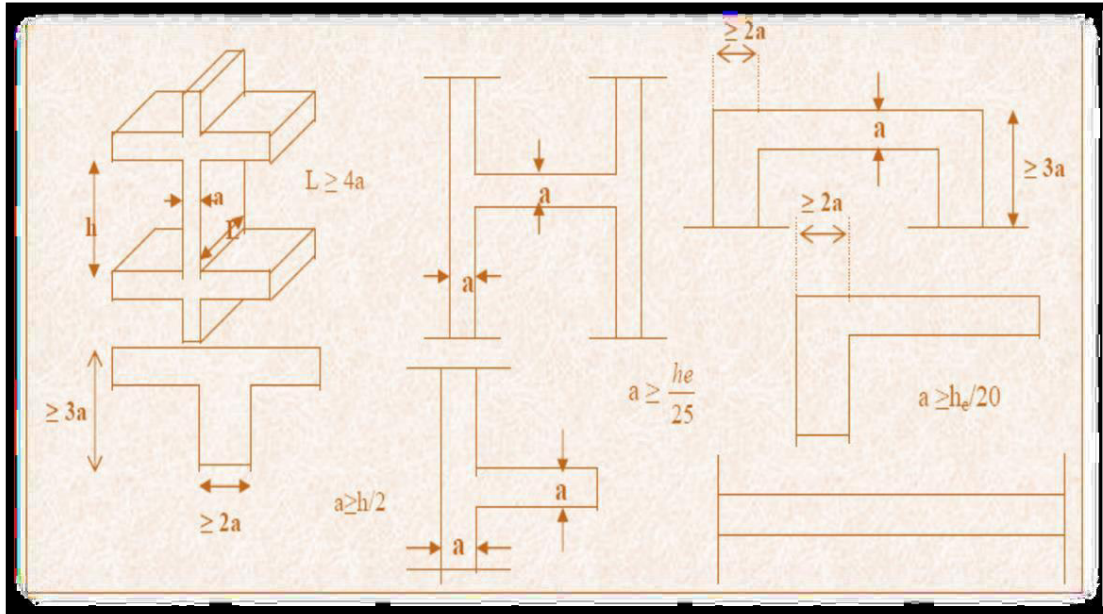


Figure II.4: Coup de voile en élévation.

### 3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

#### 3.1 Planchers :

##### Introduction :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.

##### ❖ Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424) :

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à L / 22,5.

D'après la condition de résistance à la flèche ( $e \geq L / 22,5$ )

$$L = (L_x \text{ max}, L_y \text{ max})$$

$$L = \min (550, 550) \quad L = 550 \text{ cm}$$

$$ht \geq 550/22.5 = 24.44 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ht} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Donc on choisit un plancher à corps creux de type (20+5)

ht= 20 cm corps creux.

h<sub>0</sub> =5 cm dalle de compression.

##### Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit b<sub>0</sub> = 10 cm.

-Le corps creux est normalisé de hauteur 25 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

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

$$\text{Donc : } b_1 = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

D'autre part faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$b_1 = \begin{cases} \frac{Ln}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \end{cases}$$

**Ln**: La distance entre nus de deux nervures consécutives

$$L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

**L** : La longueur de la nervure.

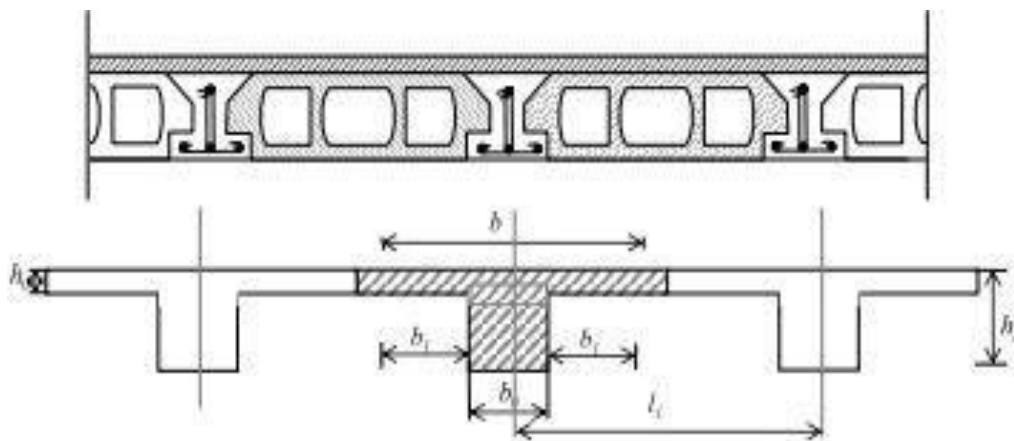
Donc on prend  $b_1 = 27.5 \text{ cm}$ .

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

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

$h_t$ (cm)	$h_0$ (cm)	$b$ (cm)	$b_1$ (cm)	$b_0$ (cm)
20	5	65	27.5	10

**Tableau 2 : récapitulatifs des caractéristiques géométriques des poutrelles**



**Figure II. 5: Coupe transversale du Plancher à corps creux**

### 3.2 Les escaliers :

#### Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

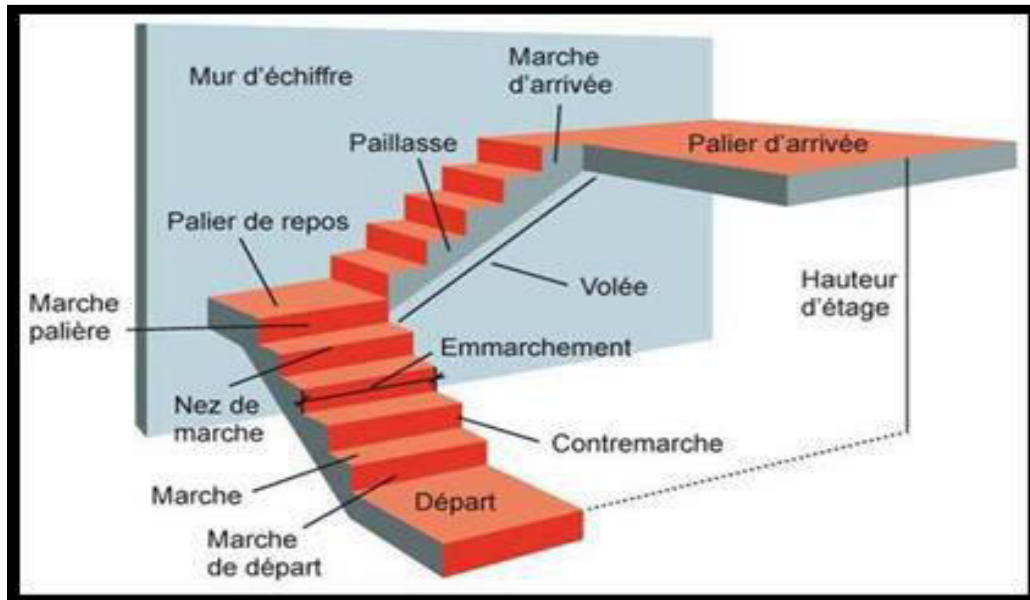


Figure II.6: schéma escaliers.

#### Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, car il s'agit d'un escalier à paillasse.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

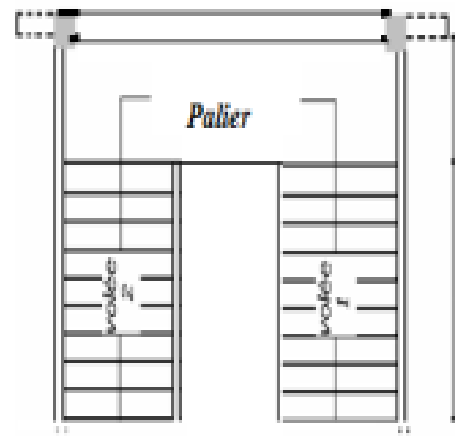
#### Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches ( $g$ ) et des contre marche ( $H$ ) on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $59 \leq g+2h \leq 66$

- Pour la contre marche  $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$ .
- Pour la largeur de la marche  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$ .

On prend :  $h = 17\text{ cm}$ ,  $g = 30\text{ cm}$ .

$$59 \leq 30+2 \times 17 \leq 66 \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 64 \leq 66 \quad \text{CV.}$$



- Nombre des marches

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

H : hauteur d'étage et RDC , H = 306 cm.

h : hauteur de la conter marcher h = 17 cm.

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée n = 9

- Longueur de la volée

$$L = (n - 1) g = (9 - 1)30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- Inclinaison de la paillasse

- $L_3 = 284.59 + 160 = 444.59$

- $\frac{L_3}{35} < e < \frac{L_3}{30} \implies \frac{444.59}{30} < e < \frac{444.59}{20}$

- $14.81 < e < 22.23 \text{ cm}$

- On prend comme épaisseur e = 15

### 3.3 Les balcons

**Introduction :**

Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encastree soumise à la flexion simple. Dans le calcul on prend une bonde de 1 mètre linéaire.

**Pré dimensionnement D'épaisseur :**

$$L = 1.25 \text{ m}$$

$$e \geq \left( \frac{l}{15} \div \frac{l}{10} \right) L_{max} \dots \dots \dots \text{(BAEL83 page 218)}$$

$$e \geq (8.33 \div 12.5) \text{ cm}$$

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

$$e = 12 \text{ cm} > \frac{L}{20} = \frac{125}{20} = 6.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(c. v)}$$

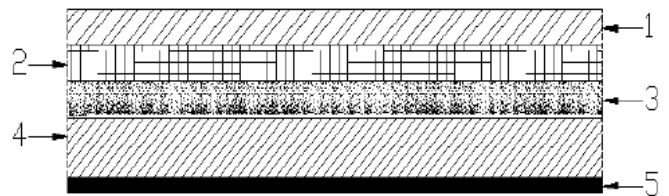


Fig. II.7 : schéma de balcon

### 3.4 L'acrotère :

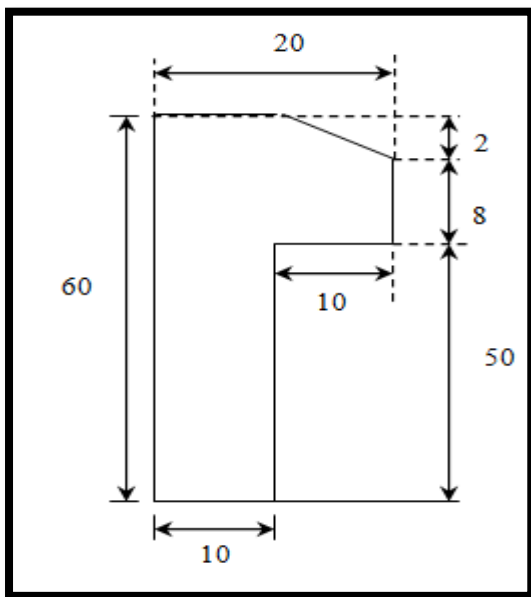


Fig. III.8. schéma de L'acrotère.



**Section transversale**

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (1/2 \times (0.02 \times 0.1))$$

$$= 0.069$$

- Poids propre :  $G_1 = S \times \rho = 0.069 \times 2500 = 172.5 \text{ kg/ml}$

-  $G_2 = (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ kg/ml}$

$$W_P = G_1 + G_2 = 172.5 + 12 = 184.5 \text{ kg/ml}$$

**La surcharge :  $Q = 100 \text{ kg/ml}$**

## II.2 La descente des charges

### 1. Introduction :

La descente de charges a pour but de calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

### 2. Rôle de descente de charge :

-Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

-Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

### 3. Loi de Dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3)

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse :  $Q_0$

- Pour le dernier étage :  $Q$

- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$

- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Par simplification, il est permis de prendre pour les surfaces inférieures à  $15 \text{ m}^2$  la charge de référence majorée forfaitairement de 30 %.

### 4. Evaluation des charges :

#### 4.1 Plancher terrasse :

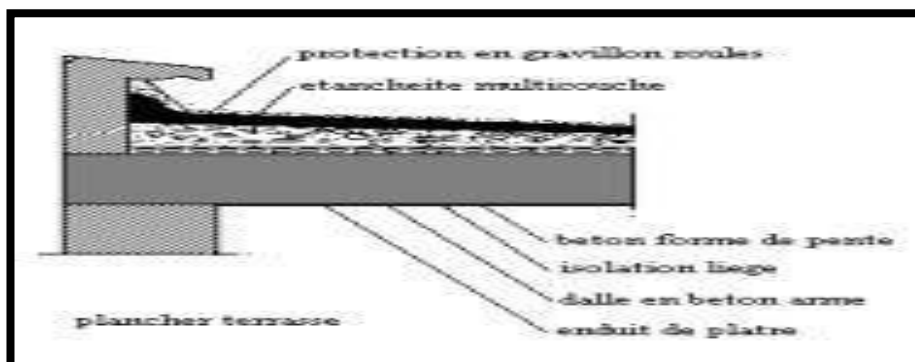


Figure II.9: Les charges de terrasse

- Charge permanentent : d'après le DTR BC 2.2page 33 ; 34 ; 35;38

N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (KN / m <sup>3</sup> )	poids (KN / m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Forme en pente	0.10	22	2.2
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Étanchéité multicouches	0.02	/	0.2
5	Dalle à corps creux (20+5)	0.20	/	3.2
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>6.73 (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>1 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 3: Charge permanente de plancher terrasse.

#### 4.2 Plancher étage courant :

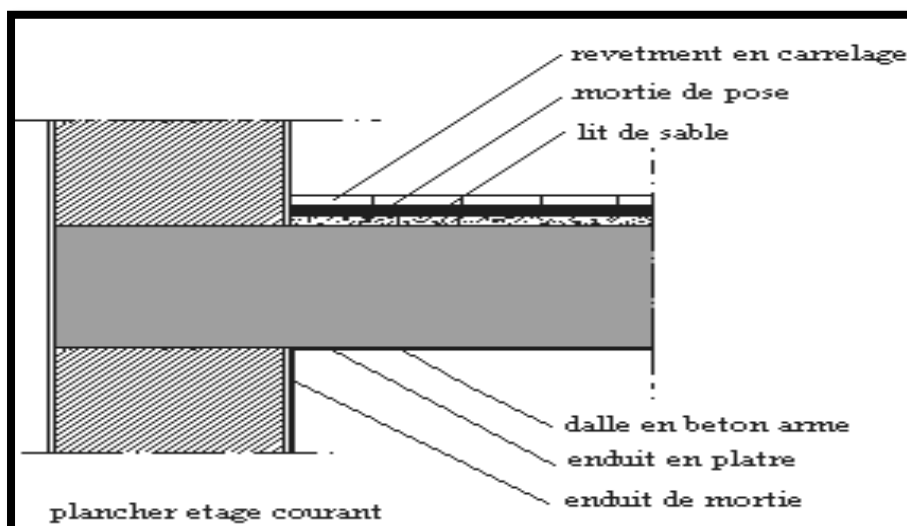


Figure II.10 : Les charges d'étage courant

Charge permanente : D'après le DTR BC 2.2page 33 ; 34 ; 35;38

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Dalle à corps creux (20+5)	0.20	/	3.2
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	Cloisons en briques creuses	0.1	/	0.9
7	Enduit en plâtre (cloisons)	0.04	/	0.4
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>5.9 (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>1.5 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

*Tableau 4: Charge permanente du plancher courant en corps creux.*

#### 4.3 Balcon :

N°	La couche	Épaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en béton arme	0.12	2500	300
5	Enduit en ciment	0.025	2000	20
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>4.40(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>3.5 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

*Tableau 5: Charge permanente de balcon*

## 4.4 Murs extérieurs en maçonnerie :

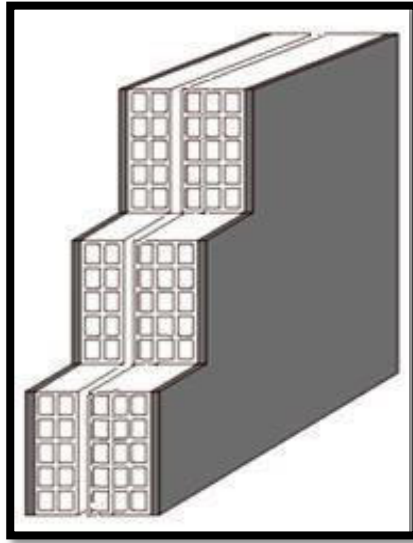


Figure II.11: Mur double cloison.

N°	Composants	Épaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Brique creuse	0.15	9	1.35
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>2.61 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 6: Charge permanente du mur double cloison

## 4.5 L'ESCALIER

### 1. Introduction :

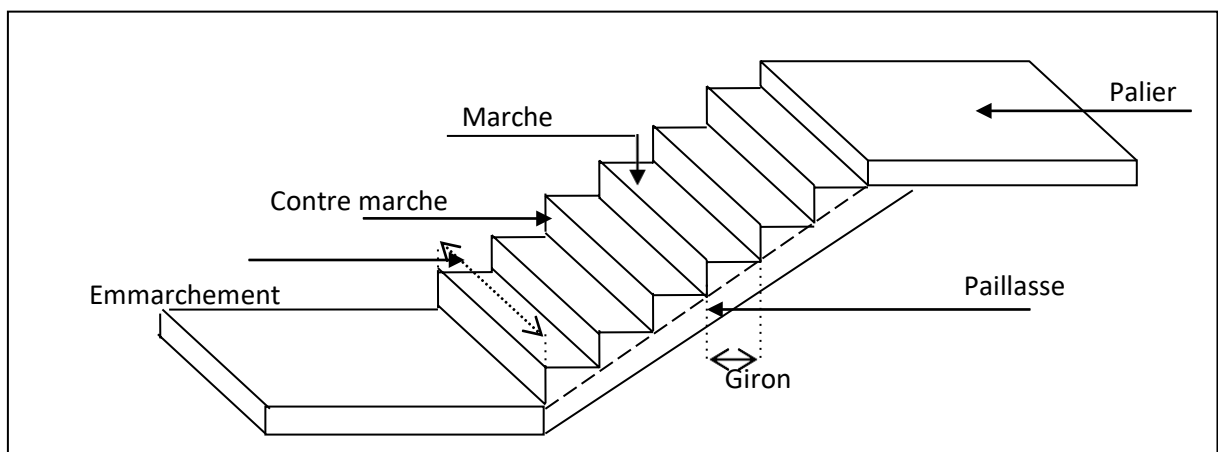
L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer a pied d'un a un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existant sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

### Composition d'un escalier :

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

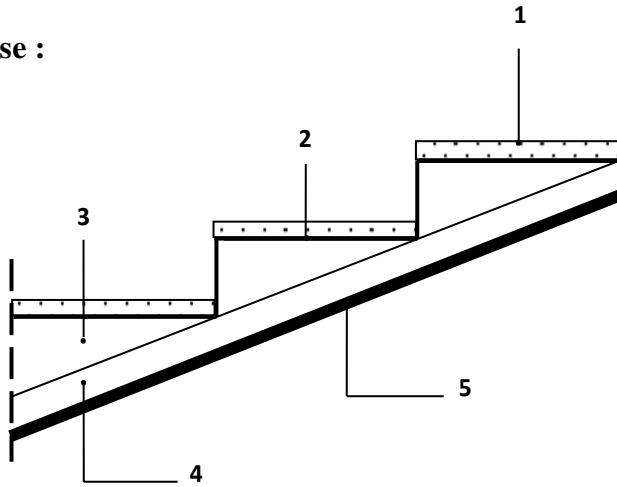


*Figure II.12: Schéma de l'escalier*

**Evaluation des charges :**

Charges permanentes et surcharge d'exploitation :

**Pour la paillasse :**



*Figure II.13: Charge permanente de la paillasse*

N°	Designations	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	La marche	$0.15/2 = 0.075$	22	1.65
4	Paillasse	$0.15/\cos 32.51$	25	4.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>7.19(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>2.5 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

*Tableau 1: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de la paillasse*

## 1..2.2 Pour le palier de repos :

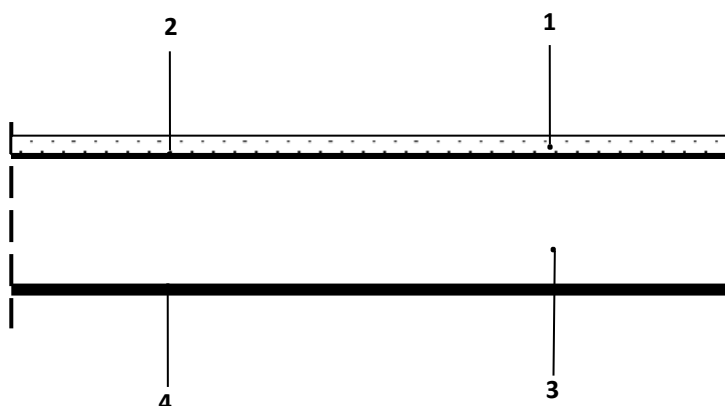


Figure II.14: Charge permanente du palier de repos

N°	Designations	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Palier	0.15	25	3.75
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge Permanente</b>			<b>G</b>	<b>4.79 (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>2.5 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 2: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Palier

**Loi de dégression : DTR B.C.2.2**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

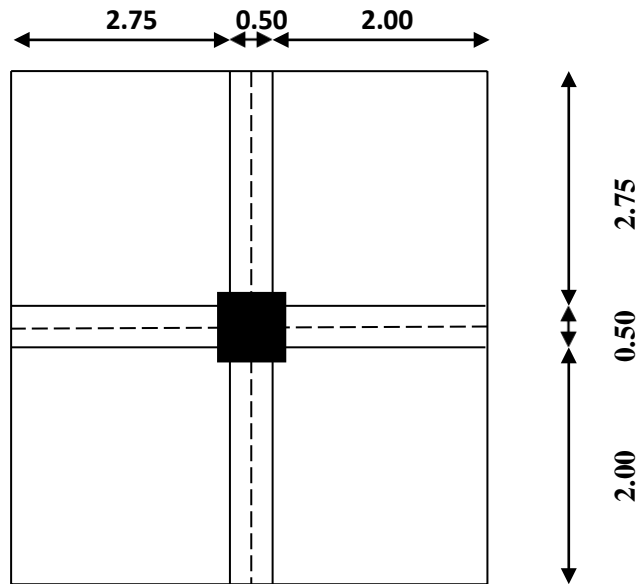
- Pour le toi ou terrasse :  $Q_0$
- Pour le dernier étage :  $qQ$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$



Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,5Q (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

**Descente des charges sur le poteau (réperage du poteau) :**

On choisit pour la descente des charges le poteau le plus sollicité.



*Figure II.15: Surface afférente.*

**Surface afférente :**

- La surface afférente pour la charge permanente G :

$$S_G = (2.75 + 2.00) \times (2.75 + 2.00) = 9.5m^2$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation Q :

$$S_Q = (2.75 + 2.00 + 0.50) \times (2.75 + 2.00 + 0.50) = 10.5m^2$$

$$S_{Q1} = 10.5 - (0.50 \times 0.50) = 10.25m^2$$

Niveau	Élément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher Terrasse: $6.73 \times 9.5 = 63.935$ Poutre S : $(0,30). (0.45).(5.5)25 = 18.5625$ Poutre P : $(0,3).(0,50).(5.5).25 = 20.625$	103.1225	$10.50 \times 1 = 10.50$
2-2	Venant 1-1 : 103.1225 Poteau : $(0,50). (0,50). (3.06).25 = 19.125$	122.2475	10.50
3-3	Venant 2-2 : 122.2475 Plancher .E.C : $5.90 \times 9.5 = 56.05$ poutre S : $(0,30).(0.45).(5.5)25 = 18.5625$ Poutre P : $(0,3).(0,50).(5.5).25 = 20.625$	217.485	$10.5 + (10.25 \times 1.50) = 25.875$
4-4	-Venant 3-3 : 217.485 Poteau : 19.125	236.61	25.875
5-5	-Venant 4-4 : 236.61 P.E.C + PP + PS : 92.2375	331.8475	$25.875 + (15.375 \times 0.9) = 39.7125$
6-6	-Venant 5-5 : 331.8475 Poteau: 19.125	350.9725	39.7125
7-7	-Venant 6-6: 350.9725 -P.E.C + PP + PS : 92.2375	443.21	$39.7125 + (15.375 \times 0.8) = 52.0125$
8-8	-Venant 7-7 : 443.21 Poteau : 19.125	462.335	52.0125
9-9	Venant 8-8: 462.335 P.E.C + PP + PS : 92.2375	554.5725	$52.0125 + (15.375 \times 0.7) = 62.775$
10-10	-Venant 9-9 : 554.5725 -Poteau : 19.125	573.6975	62.775
11-11	-Venant 10-10: 573.6975 -P.E.C + PP + PS : 92.2375	665.935	$62.775 + (15.375 \times 0.6) = 72$
12-12	-Venant 11-11 : 665.935 -Poteau : 19.125	685.06	72
13-13	Venant 12-12 : 685.06 -P.E.C + PP + PS : 92.2375	777.2975	$72 + (15.375 \times 0.5) = 79.6875$
14-14	-Venant 13-13 : 777.2975 -Poteau : 19.125	796.4225	79.6875

<b>15-15</b>	-Venant 14-14 : 796.4225 -P.E.C + PP + PS : 92.2375	888.66	79.6875 + 7.6875 =87.375
<b>16-16</b>	-Venant 15-15 : 888.66 -Poteau : 19.125	907.785	87.375
<b>17-17</b>	-Venant 16-16 : 907.785 -P.E.C + PP + PS : 92.2375	1000.022 5	87.375+7.6875 =95.0625
<b>18-18</b>	-Venant 17-17 : 1000.0225 -Poteau : 19.125	1019.147 5	95.0625
<b>19-19</b>	-Venant 16-16 : 1019.1475 - P.E.C + PP + PS : 92.2375	1111.385	95.0625+7.6875 =102.75
<b>20-20</b>	-Venant 17-17 : 1111.385 -Poteau : 19.125	1130.51	102.75
<b>21-21</b>	-Venant 18-18 : 1030.51 - P.E.C + PP + PS : 92.2375	1122.75	102.75
<b>22-22</b>	-Venant 19-19: 1122.75 -Poteau : 19.125	1141.88	102.75

$$G=1141.88\text{KN} \quad ; \quad Q=102.75\text{KN}$$

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 1141.88) + (1.5 \times 102.75)$$

$$=1695.663\text{KN}$$

$$N_U = 1695.663\text{KN}$$

$$N_{ser} = 1141.88 + 102.75 = 1244.63\text{KN}$$

♣ **Vérification de la section (50×50) : BAEL91 (B.8.4, 1)**

On vérifie la section qu'on a adoptée à base de la règle (RPA 99) avec la condition à l'E.L.U de stabilité de forme d'un élément simplement comprimé.

$$N'_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.50} = 14.82$$

$$\lambda = 14.82 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.82}{35}\right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.820$$

$B_r$  : Section réduite de poteau

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304\text{cm}^2$$

Selon les règles BAEL83 ..... (Page 158) est :

$$A_{min}^{BAEL} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{8 \times (b+h)}{100} = \frac{8 \times (500+500)}{100} = 80mm^2 \\ \frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500mm^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = 80mm^2$$

Selon les R.P.A99 version 2003 (page 48). la section de l'acier dans la zone II est.

$$A_{min}^{RPA} = 0.8\%B = \frac{0.8 \times 500 \times 500}{100} = 2000mm^2$$

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = A_{min}^{RPA} = 2000mm^2$$

$$N'_u = 0.820 \times \left[ \frac{2304 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2000 \times \frac{400}{1.15} \right] = 43362.32KN$$

$$\Rightarrow N_u = 1695.663KN \leq N'_u = 43362.32KN \dots \dots \dots (C.V).$$

**Alors la section (50×50) est vérifiée**

D'après les règles R.P.A99 version 2003 art.7.4.3.1.

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \Rightarrow V = \frac{1244.63 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.1991 < 0.3 \dots \dots \dots (C.V)$$

La section sera adoptée après avoirs fait la descente des charges pour les poteaux.

## IV.1 INTRODUCTION

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

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

Dans le présent chapitre nous allons procéder à l'étude de ce type d'éléments ne participant pas dans notre cas de façon directe au contreventement de la structure. Nous citons l'acrotère, les planchers, balcon, la cage d'ascenseur, et enfin l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

## IV.2 ACROTÈRE

### 1. Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre tout chute. Elle est considérée comme un console encastrée soumise à son poids propre à une Charge main-courante, à la pression du vent  $q_j$  et à une force accidentelle due aux séismes  $F_p$ .

### 2. Mode de travail

L'acrotère est calculé comme un consol encastrée à sa base dans la planche terrasse et travaille à la flexion composée sous l'effet de charge suivant

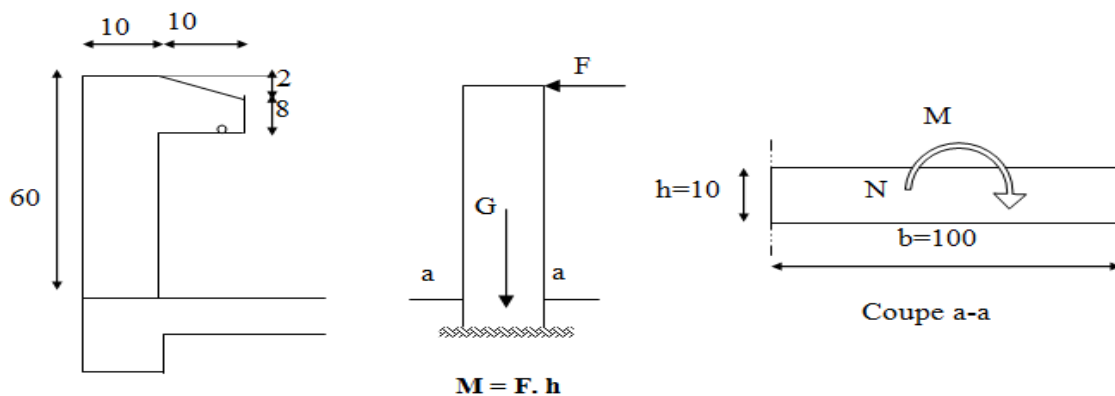
$G$ = poids propre ;  $Q$ =maximum ( $Q$  exploitation et  $F_p$ )

- ✓ la surcharge «  $Q_{ex}$  » horizontale est due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.

On admet que :  $Q > F_{vent} = q_j \times S_j$  ;  $S_j = 60\text{cm} \times 1\text{m} = 60\text{dcm}$ .

De calcul des armatures se fait sur une bande de 1m.

L'acrotère est sollicité à  $M, N$  et  $V$ , respectivement le moment de flexion dans le plan perpendiculaire, l'effort normale et l'effort cisaillement.



**Figure III.1** :schéma de l'acrotère

Pour une bande de 1m de largeur  $\Rightarrow G = 1.845 \text{ KN/ml}$  et  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

### 3. Vérification de l'effort due au séisme

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4 A C_P W_P$$

**C<sub>P</sub>**: Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1) pour le consol **C<sub>P</sub> = 0.8**

**W<sub>P</sub>**: poids de l'élément **W<sub>P</sub> = 1.845 KN/ml**

**A**: coefficient d'accélération (zone IIa groupe d'usage 2) **A = 0.15** (tableau 4.1)

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.845 = 0.8856 \text{ KN/ml}$

**Enfin**  $Q = \max(Q_{ex}, F_p)$

$Q = \max(1, 0.8856) \Rightarrow Q = 0.8856 \text{ KN/ml}$

### 4. Les sollicitations

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$M = Q \cdot h = 88.56 \times 0.6 = 53.136 \text{ kg.M.}$$

$$N_u = G = 184.5 \text{ kg.}$$

$$T = Q = 88.56 \text{ kg.}$$

#### ◆ Combinaisons d'action

##### ○ ELU :

$N_U = 1 \times N_g = 1 \times 184.5 = 184.5 \text{ kg/ml}$ . On ne majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_U = 1.5 \times M = 1.5 \times 53.136 = 79.704 \text{ kg.M}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 88.56 = 132.84 \text{ Kg}$$

- **ELS :**

$$N_{ser} = N_{ser} = 184.5 \text{ Kg}$$

$$M_{ser} = M_{ser} = 88.56 \text{ Kg. m}$$

## 5. Calcul de ferraillage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur  $b=100$  cm et de hauteur  $h=10$  cm.

- **Protection des armatures**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit  $c=3$ cm à partir du centre de l'armature tendue.

- **Armatures longitudinales à l'E.L.U**

### ➤ Calcul de l'excentricité

$$M_u = N_u \cdot e_u \implies e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{132.84}{184.5} = 0.72 \text{ m}$$

$$N_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \implies e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{88.56}{184.5} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$(e_u; e_{ser}) \geq e_0$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment  $M$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M = M_U + N_U \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 132.84 + 184.5 \left[ \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 136.53 \text{ kg.M}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1365.3}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0196 < \mu_l = 0.392$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A=0$ ).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0196)}) = 0.0247$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0196) = 0.992$$



$$A_f = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{136.53 \times 10}{384 \times 0.992 \times 7} = 0.51 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armateurs à la flexion composée**

N est un effort de compression :

$$A = A_F - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.51 - \frac{184.5 \times 10}{100 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

## 6. vérification

- ◆ **Vérification à l'E.L.U**

- **Condition de non fragilité**

Section minimale d'armature : BAEL91(A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \left( \frac{2.1}{400} \right) = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale des armatures longitudinales**

Selon BAEL 91(B.5.3.1)

$$A_L = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ sont } \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ cm}^2 \text{ pour la demie section.}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L) = \max (0.46 ; 0.84 ; 1.25) = 1.25 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend  $A = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$  ou un treillis sondé  $\text{Ø}5 (200 \times 300 \text{ mm}^2)$ .

- ◆ **Vérification à l'E.L.S**

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables

- **La contrainte de traction des armatures**

Fissurations préjudiciables : BAEL 91(Art. A.4.5)

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right)$$

Ou :  $\eta$  coefficient de fissuration = 1.6 pour les barres «HA»

$$\overline{\sigma_s} = \text{min} \left( \frac{2}{3} \times 400 ; \text{max} \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right) = \text{min}(266.66 ; \text{max}(200 ; 201.63))$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

- **La contrainte de compression de béton**

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

✓ Etat limite de compression du béton, position de l'axe neutre  $A = 0$

$$b = 100 \text{ ; } d = 7 \text{ ; } A = 0.25$$

$$by^2 + 30Ay - 30 d A = 0$$

$$100y^2 + 7.5y - 52.5 = 0 \implies y = 0.68 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d-y)^2] = \frac{100}{3} (0.68)^3 + 15[0.25(7-0.68)^2] = 160.265 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.564 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

✓ Etat limite d'ouverture des fissures (fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 88.56}{160.265} (7-0.68) = 52.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 52.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

Comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers adoptés à l'ELU restent convenables pour l'ELS.

- **Les armatures de répartition** Exercices BAEL 83 (page 23)

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification des espacements limites**

On a :  $h = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$e_1 \leq \text{Min}(2.5h ; 25 \text{ cm}) \implies e_1 \leq 25 \text{ cm} : e_1 = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \implies CV$$

$$e_2 = \text{min}(3h = 30 \text{ et } 33 \text{ cm}) = 30 ; 33 \approx 30 \implies \text{admis}$$

Pour l'espacement des armatures de répartition, on prend  $e_r = 33 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL (Art. A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{2214}{1000 \times 70} = 0.031 \text{ MPa}$$

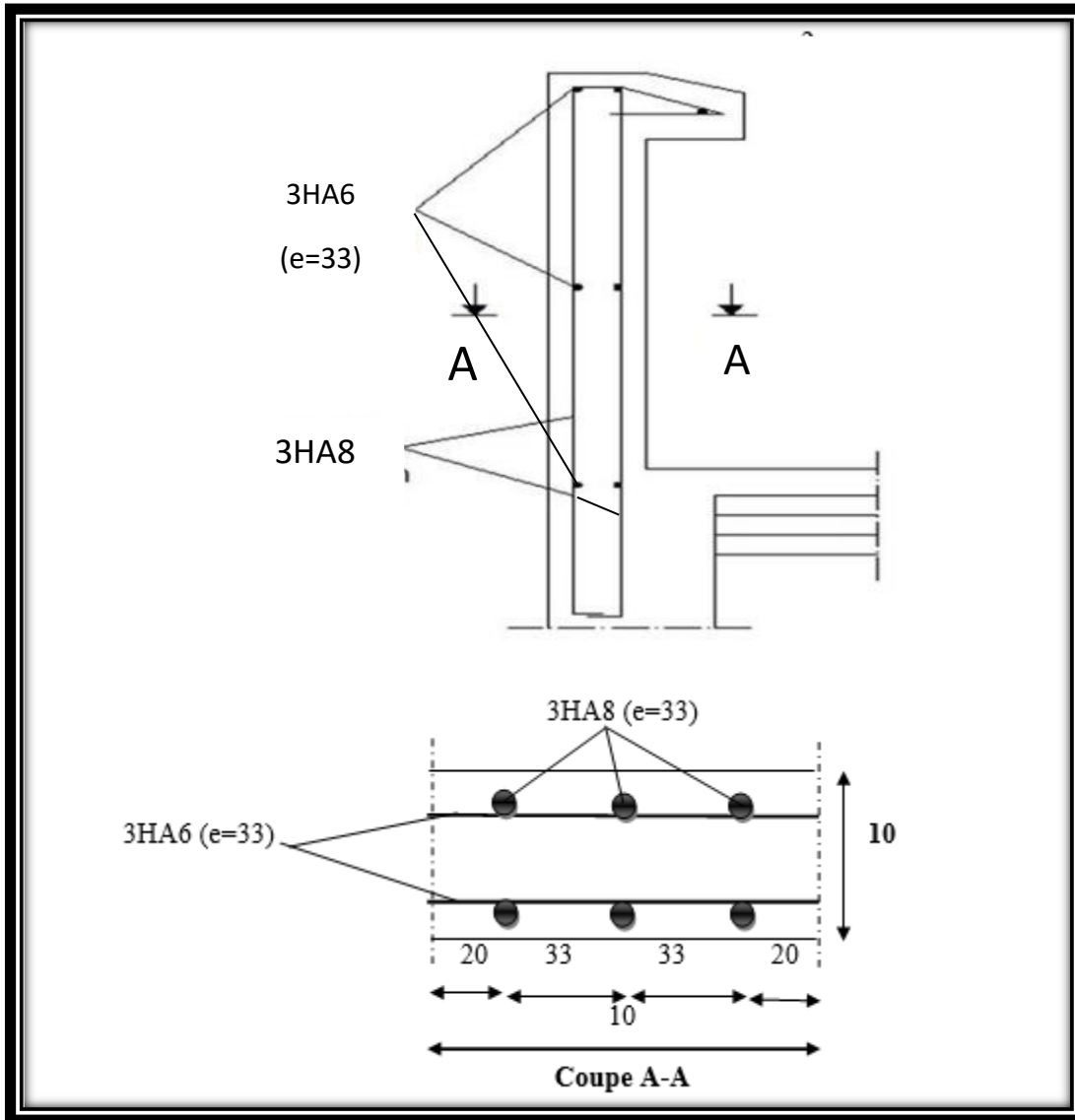
La fissuration est préjudiciable, alors : BAEL (Art. A.5.1, 211)

$$\rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left[ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_u = 0.031 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Présentation du ferrailage**



**Figure III.2 : schéma de ferrailage**

### III.3 BALCON :

#### 1. introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \quad \Rightarrow \quad \text{on a : } L = 1.25 \text{ m}$$

$$8.33 \leq e \leq 13.25 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$ .

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

#### 2. Détermination les sollicitations

- Etage courant

Charge permanentes  $g = G \times 1\text{m} = 4.4 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation  $q = Q \times 1\text{m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

Poids du mur extérieur  $p = G \times h \times e = 2.85 \times 1 \times 1 = 2.85 \text{ KN}$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{2} = \frac{4.4 \times 1.25^2}{2} = -3.44 \text{ KN.M}$$

$$M_q = \frac{g \times L^2}{2} = \frac{3.5 \times 1.25^2}{2} = -2.73 \text{ KN.M}$$

$$M_p = p \times L = 2.85 \times 1.25 = -3.56 \text{ KN.M}$$

$$T_g = g \times L = 4.4 \times 1.25 = 5.5 \text{ KN. M}$$

$$T_q = q \times L = 3.5 \times 1.25 = 4.38 \text{ KN. M}$$

$$T_p = p = 2.85 \text{ KN.m}$$

##### 2.1 Détermination les combinaisons d'action

**E.L.U :**

$$M_u = 1.35(M_g + M_p) + 1.5 M_q$$

$$T_u = 1.35(T_g + T_p) + 1.5 T_q$$

**E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

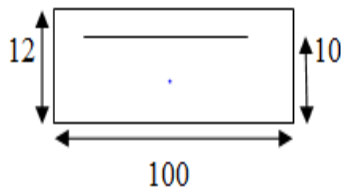
## Tableau récapitulatif

		Etage courant
ELU	Mu(KN.m)	- 13.55
	Tu (KN)	17.84
ELS	M <sub>ser</sub> (KN.m)	-9.73

## 3. calcul du ferraillage

## ➤ Armatures longitudinales

## • Etage courant :



## • E.L.U :

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{13550}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.095$$

$$\mu_u = 0.095 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ la section est simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.125 \quad \text{BAEL 91 (Art. A.4.4, 32).}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.125) = 0.950$$

$$A = \frac{M}{\sigma \times d \times \beta} = \frac{13550}{348 \times 10 \times 0.950} = 4.09 \text{ cm}^2$$

	M (N.m)	B	$\mu_u$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	A calcul
Console	13550	100	0.095	0.392	0.125	0.950	4.09

## • Condition de non fragilité : BAEL 91 (art. A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.20 \text{ cm}^2$$

## • Pourcentage minimal : BAEL 91 (Art. B.5.3.1)

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}^2$$

	A calcul	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A' <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>max</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adp</sub> cm <sup>2</sup>
Console	4.09	1.20	3	4.09	<b>6HA10 =4.71</b>

- E.L.S
- Vérification des contraintes

La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{F_e}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Mu (N. m)	Ms (N. m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
13550	9730	1.39	0.125	0.446	V

- Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL 91 (Art.5.1)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{17840}{1000 \times 100} = 0.1784 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (Art. A.5.1,1).}$$

$$\tau_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \geq \tau$  Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Les armatures de répartition Exercices BAEL 83 (page 23)

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit ;  $A_r = 5 \text{ HA6} = 1.41 \text{ cm}^2$

- Espacement entre les armatures BAEL 91 (Art. A.8.2, 42)

- Les armatures longitudinales

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- Les armatures transversales

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \implies S_t^l = 25\text{cm} < 33\text{cm}.$$

$$S_t^r \leq \text{Min}(4h, 45\text{cm}) \implies S_t^r = 25\text{cm} < 45\text{cm}.$$

#### 4. Vérification de la flèche CBA 93 (Art. 6.5.1)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0923 > 0.0625$
- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 10} = 0.00471 < 0.011$

Les 2 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

#### ❖ Présentation du ferraillage

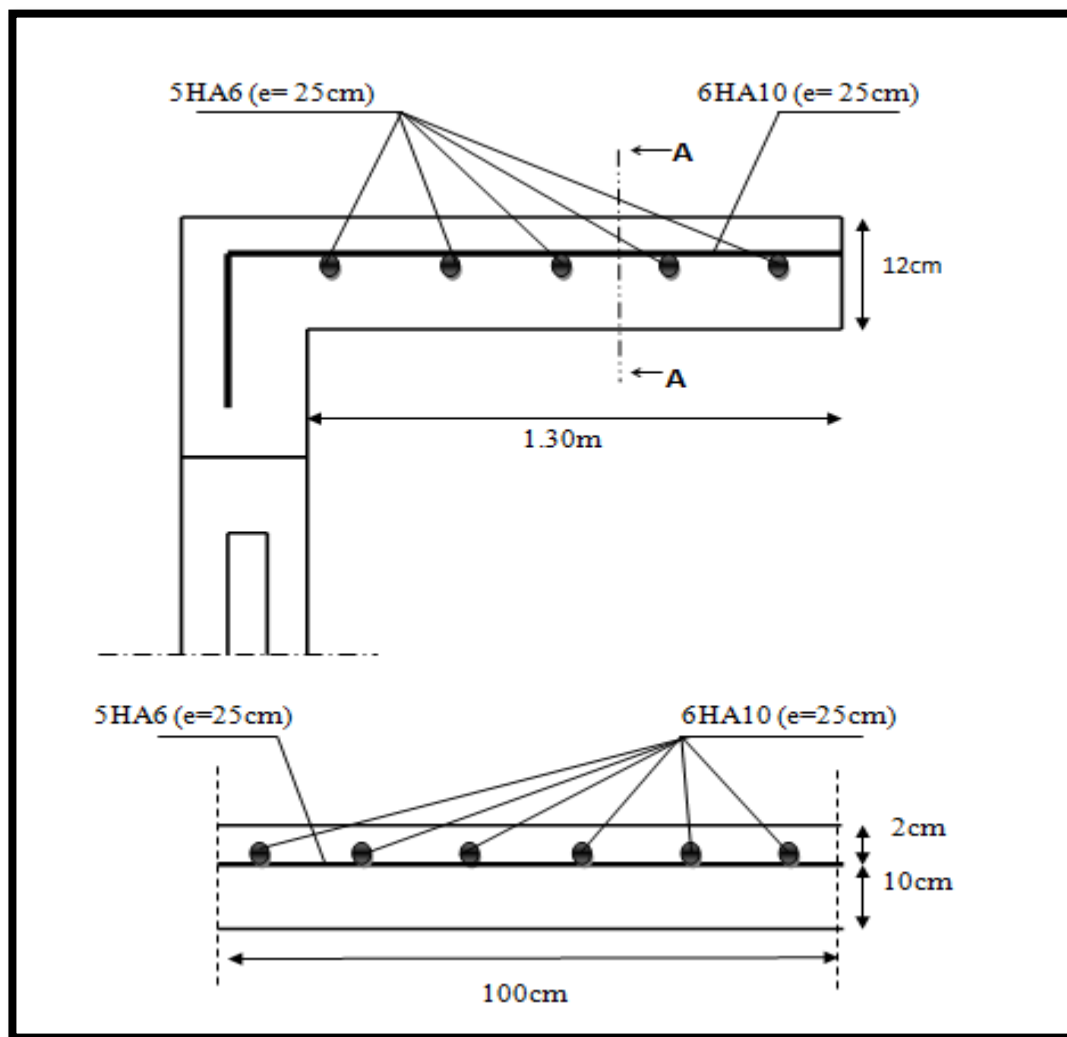


Figure III.3 : schéma de ferraillage

### III.3 L'ESCALIER:

#### 1. Introduction :

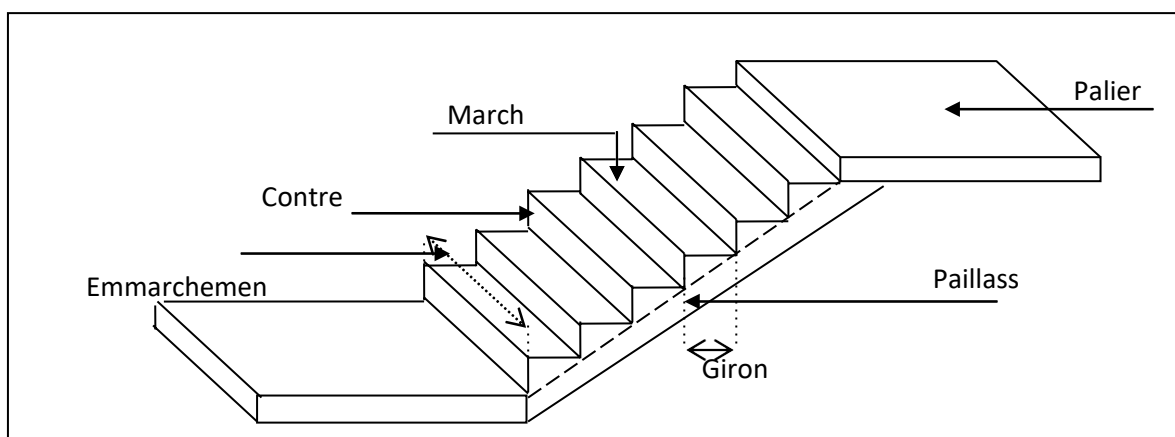
L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer a pied d'un a un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

#### 2. Composition d'un escalier :

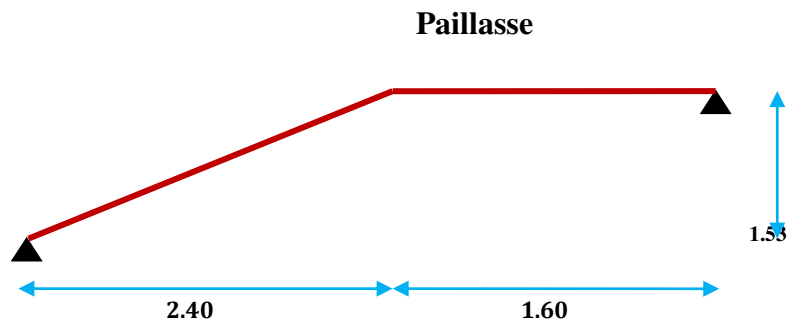
Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.



*Figure III.4: Schéma de l'escalier*





*Figure III.5 : schéma statique*

❖ **Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)**

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ N/ml}$$

**3. Combinaison des charges :**

$$G_{\text{paillasse}} = 7.19 \text{ N/m}^2 = 7.19 \times 1 \text{ m} = 7.19 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 4.79 \text{ N/m}^2 = 4.79 \times 1 \text{ m} = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

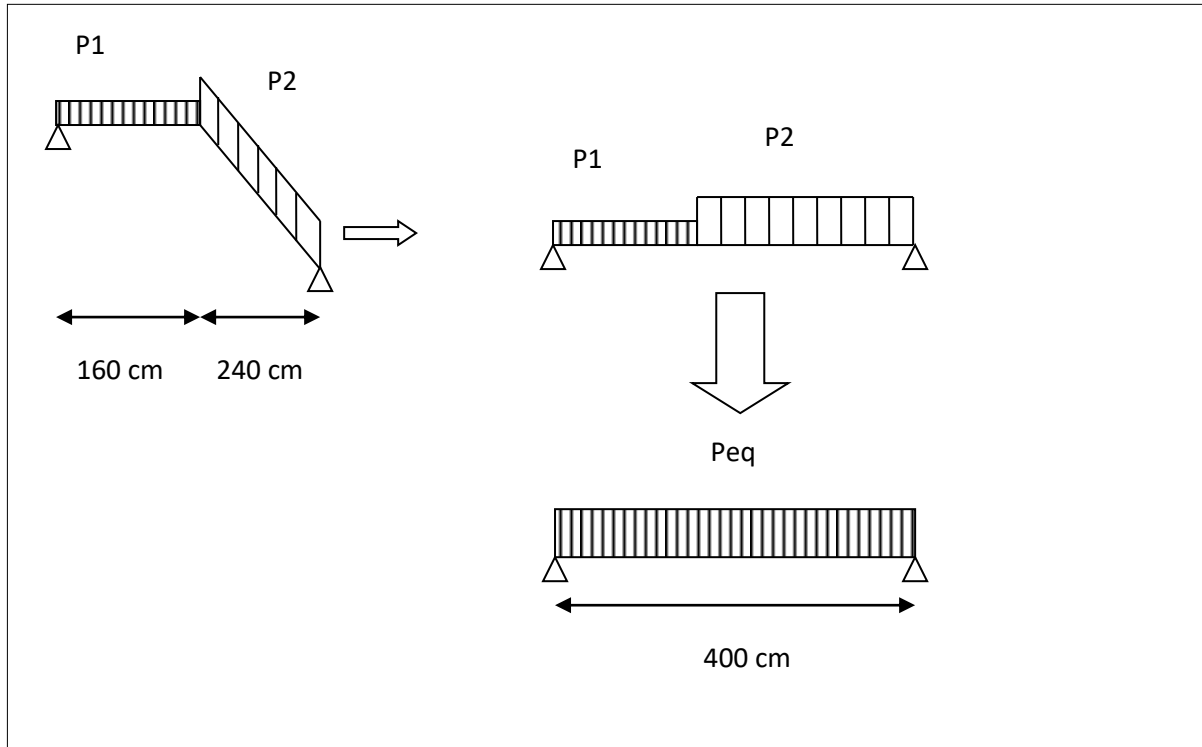
❖ **E.L.U** :  $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$

❖ **E.L.S** :  $P_{ser} = G + Q$

Désignation	Paillasse (N/ml)	Palier (N/ml)
ELU	13.45	10.22
ELS	9.69	7.29

**4.Determination des sollicitations :**

**Schéma statique:**



**Fig.III.6:** les charges de escalier

❖ **Charge équivalente la pailleasse :**

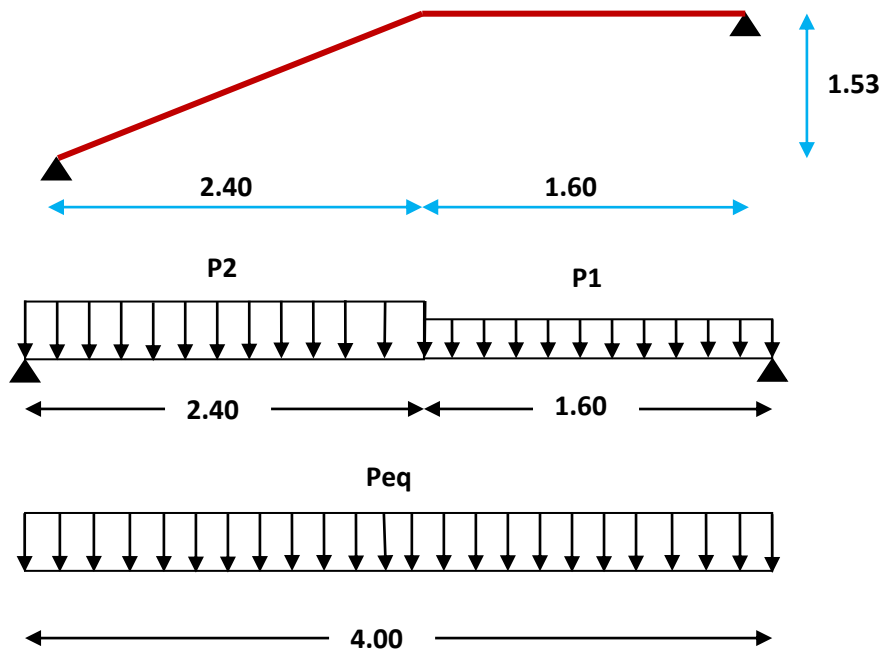
La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P1 \cdot L1 + P2 \cdot L2}{L1+L2}$

Le moment isostatique :  $M_o = \frac{P_{eq} \cdot L^2}{8}$

L'effort tranchant :  $T_u = \frac{P_{eq} \cdot L}{2}$

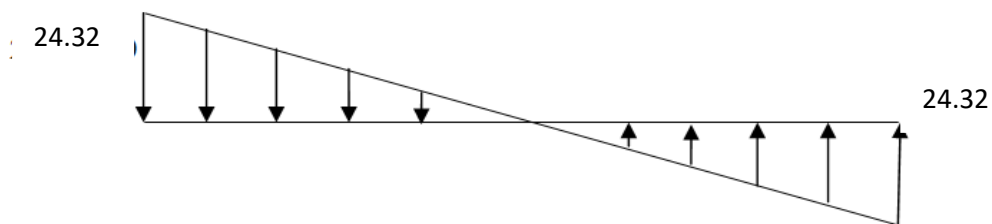
Désignation	$P_{eq}$ (N/ml)	$M_o$ (N.m)	$M^a = 0.3 M_o$	$M^t = 0.85 M_o$	$T_u$ (N)
ELU	12.16	24.32	7.30	20.67	24.32
ELS	8.73	17.46	5.24	14.84	-

Paillasse (a)



**ELU :**

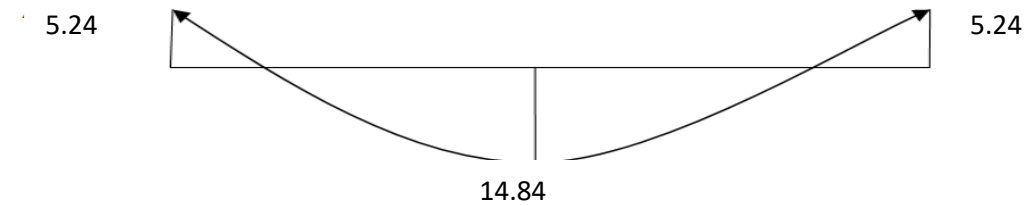
(M)



(T)

**ELS :**

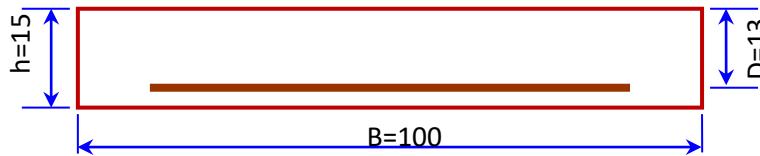
(M)



**Fig.III.7:** Diagramme des moments et des efforts tranchants

### 5. Calcul des armatures:

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple ; Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.



#### 5.1 Armatures longitudinales:

##### ❖ E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad , \quad \mu \ell = 0.392$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad , \quad d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm. (C: l'enrobage).}$$

$$\mu < \mu \ell \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 x (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Désignation	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\beta$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	20670	0,086	0.955	<b>4,78</b>
Appuis	7300	0,030	0.985	<b>1.64</b>

##### ❖ E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$  ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est vérifiée : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Désignation	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0,113	20670	14840	1,39	25	0,445	V
Sur appuis	0,038	7300	5240	1,39	25	0,445	V

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 2.18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.20 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A_u, A_{\min})$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
Appuis	1,64	1,50	1,64	<b>4T8 = 2,01</b>
Travée	4.78	1,50	4.78	<b>5T12 = 5.65</b>

## 5.2 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{24320}{1000 \times 130} = 0.187 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

**Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

-Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4}$$

Désignation	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	1.4125	4HA8= 2.01cm <sup>2</sup>
Appuis	0.502	4Ø6 = 1.13 cm <sup>2</sup>

### 5.3 Espacement entre les armatures :(BAEL91 A.8.2, 42)

#### a- Armatures longitudinales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } St = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### b- Armatures transversales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm (appuis)} \\ \text{Appuis : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm (Travée)} \end{array} \right.$$

### 6. Vérification de la flèche: (BAEL91 B.6.5, 1) :

$$\text{La paillasse : } \left\{ \begin{array}{l} \text{1) : } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \\ \frac{15}{400} = 0.0375 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \Rightarrow M_t = 0.085 M_o \quad (\text{C.N.V}) \\ \text{2) : } \frac{A}{bo \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00435 < 0.0105 \quad (\text{C.V}) \\ \text{3) : } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.0375 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C.N.V}) \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

**6.1 Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)**

- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec :  $\eta$  = coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

$$y_G = \frac{100 \times 15 \frac{15}{2} + 15 \times 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 7.79 \text{ cm}$$

Alors :  $y'_G = h - y_G = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$ .

$\delta = y_G - 2 = 5.79 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie de la section homogène:**

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 31092.32 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00435$$

Pour les déformations instantanée  $b=b_0$ ,  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00435} \Rightarrow \lambda_i = 4.83$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.93$$

- ★ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**J:** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g = \frac{4790 \times 1.6 + 7190 \times 2.4}{1.6 + 2.4} = 6230 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(G_{dalle,pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{3750 \times 1.6 + (4500 + 1650) \times 2.4}{4.00} = 5190 \text{ N/ml}$$

$$P = g + q = 6230 + 2500 = 8730 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85 g l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6230 \times 4.00^2}{8} = 10591 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85 j l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5190 \times 4.00^2}{8} = 8823 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8730 \times 4.00^2}{8} = 14841 \text{ N/ml}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.4$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur  $\beta_1$  :  $\rho_1 = 0.4 \Rightarrow \beta_1 = 0.902$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{10591}{0.902 \times 5.65 \times 13} = 159.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{8823}{0.902 \times 5.65 \times 13} = 133.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{14841}{0.902 \times 5.65 \times 13} = 224.01 \text{ MPa}$$



- **Calcul de coefficient :  $\ll \mu \gg$**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00435 \times 133.17 + 2.1} = 0.832$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00435 \times 159.56 + 2.1} = 0.754$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00435 \times 224.01 + 2.1} = 0.613$$

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

### **-Calcul des inerties :**

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{31092.32}{1 + 1.93 \times 0.754} = 13930.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{31092.32}{1 + 4.83 \times 0.754} = 7368.13 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{31092.32}{1 + 4.83 \times 0.832} = 6814.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q \text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q \text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{31092.32}{1 + 4.83 \times 0.613} = 8635.03 \text{ cm}^4$$

- **Flèche correspondant :**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{10591 \times 10^4 \times (4.00)^2}{10 \times 32164.20 \times 7368.13} = 0.715 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{8823 \times 10^4 \times (4.00)^2}{10 \times 32164.20 \times 6814.94} = 0.644 \text{ mm}$$

$$f_{q \text{ ser}} = \frac{M_{ser}^{q \text{ ser}} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^{q \text{ ser}}} = \frac{14841 \times 10^4 \times (4.00)^2}{10 \times 32164.20 \times 8635.03} = 0.855 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{10591 \times 10^4 \times (4.00)^2}{10 \times 10818.86 \times 13930.14} = 1.124 \text{ mm}$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{qser} - f_{gi} = 0.62 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 0.62 \text{ mm} < \bar{f} = 4000 / 500 = 8 \text{ mm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée .

## 7. Calcul de la poutre palière :

### 7.1 Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} \cdot b \geq 20 \text{ cm} \\ \cdot h \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{soit : } b = 25 \text{ cm} , \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$\cdot h/b \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×25) cm<sup>2</sup>.

### 7.2 Méthode de calcul :

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre  $g$
- La réaction de la volée ( $P, q$ ).
- Poids du mur extérieur  $g_m$ .

### 7.3 Évaluation des charges :

- poids propre de la poutre :

$$g = h \cdot b \cdot \gamma = 0,30 \times 0,25 \times 2500 = 1875 \text{ N/ml}$$

- la réaction d'escalier :

$$\text{Poids propre de mure : } G = 2610 \times [3.45 \times (3.06 - 0.50) / 2] = 11525.76 \text{ N/ml}$$

$$P = p_{eq} \times \frac{l}{2} =$$

$$\left[ \frac{(4790 \times 1.60) + (7190 \times 2.40)}{2.40 + 1.60} \right] \times \frac{3.45}{2} = 6230 \times \frac{3.45}{2} = 10746.75 \text{ N/ml}$$

$$q = 2500 \times \frac{3.45}{2} = 4312.5 \text{ N/ml}$$

**7.4 Calcul de la poutre à la flexion :****7.4.1 Combinaisons d'actions :****- E.L.U :**

$$P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 32599.14 \text{ N/ml}$$

**- E.L.S :**

$$P_{ser} = g + P + g_m + q = 24147.51 \text{ N/ml}$$

**7.4.2 Les sollicitations :****En appui :**

$$\text{- E.L.U: } M_u = P_u \times \frac{L^2}{12} = 32599.14 \times \frac{(3.45)^2}{12} = 32334.27 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times L/2 = 32599.14 \times \frac{3.45}{2} = 56233.52 \text{ N.m}$$

$$\text{- E.L.S: } M_{ser} = P_{ser} \times \frac{L^2}{12} = 24147.51 \times \frac{(3.45)^2}{12} = 23951.31 \text{ N.m}$$

**En travée:**

$$\text{- E.L.U: } M_u = P_u \times \frac{L^2}{24} = 32599.14 \times \frac{(3.45)^2}{24} = 16167.14 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times L/2 = 32599.14 \times \frac{3.45}{2} = 56233.52 \text{ N.m}$$

$$\text{- E.L.S: } M_{ser} = P_{ser} \times \frac{L^2}{24} = 24147.51 \times \frac{(3.45)^2}{24} = 11975.65 \text{ N.m}$$

**7.4.3 Calcul de ferraillage :****a- Armatures longitudinales :****- E.L.U :**

$$f_c = 400 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_\ell = 0.392 ; \quad \text{avec} : \quad \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \quad \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{\lambda} = 0 \quad \text{avec} : : A = \frac{M^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Désignation	$M_U$ (N.m)	$\mu$	$\beta$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	16167.14	0,058	0.970	<b>1.92</b>
Appuis	32334.27	0,116	0.938	<b>3.96</b>

- **E.L.S :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Désignation	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0,075	16167.14	11975.65	1,35	25	0,425	V
Sur appuis	0,155	32334.27	23951.31	1,35	25	0,425	V

• **Conditions de non fragilité :**

**Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A_{min}^1 \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A_{min}^2 \geq 0,001.b.h$$

$$A_{min}^2 \geq 0,001.25.30 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A^u ; A_{min}^1, A_{min}^2)$

Designation	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^1$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^2$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	1.92	0.845	0.75	1.92	4HA8 = 2.01
Appuis	3.96	0.845	0.75	3.96	4HA12 = 4.52

#### 7.4.4 Vérification de l'effort tranchant :

**La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{56233.52}{250 \times 280} = 0.803 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.25; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.803 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

les armatures ne sont pas nécessaires

#### 7.4.5 La quantité des armatures transversales :

**- BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

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

**- RPA 99version2003:**

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2 \quad (3\text{HA } 8=1.51 \text{ cm})$$

#### 7.5 Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 7300 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

#### 7.5.1 Contraintes tangentes de torsion :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi  $b_t$  est égale aux  $(1/6)$  du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

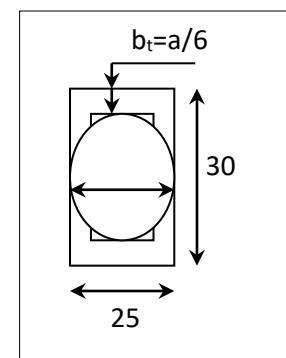
$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 7300 \text{ N.m}$ )

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$$

: Aire du contour à mi-épaisseur.  $\Omega$

$$= (h - b_t) \times (b - b_t) = 538,18 \text{ cm}^2 \Omega$$

$$\tau_u = \frac{7300 \times 1000}{2 \times 538.18 \times 1000 \times 4.167} = 1.63 \text{ MPa}$$



**Fig.III.8:** la section creuse.

**7.5.2 Résistance en torsion et flexion :**

$$(\text{Section pleine}) \tau_t^2 + \tau_u^2 \leq (\tau_{u\text{limite}})^2$$

$$(0.803)^2 + (1.63)^2 = 3.30 \text{ MPa } \tau_t^2 + \tau_u^2 =$$

$$3.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 18.83 \text{ MPa} \quad (\text{C.V}) \tau_t^2 + \tau_u^2 =$$

**7.5.3 Les armatures longitudinales:**

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$\mu$  : périmètre de l'aire  $\Omega$  de la section efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 93,332 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{93.332 \times 6171.57 \times 100}{2 \times 583.18 \times \frac{400}{1.15} \times 100} = 1.53 \text{ cm}^2$$

**7.5.4 Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

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

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7300 \times 10^2 \times 20}{2 \times 53818 \times \frac{400}{1.15}} = 0.38$$

$$A_t = 0.38 \text{ cm}^2$$

**7.6 Section minimal des armatures : [6] BAEL83**

$$1) \frac{A_l \cdot f_e}{b_t \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.53 \times 400}{4.167 \times 93.332} = 1.57 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.38 \times 400}{4.167 \times 20} = 1.82 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

**7.7 Les armatures totales :****7.7.1 Armatures longitudinales :**

$$A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + A_{\ell}^{tor}$$

**En travée:****Nappe supérieure :**

$$= 2.01 + (1.53/2) = 2.77 \text{ cm}^2 \quad A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + \frac{A_{\ell}^{tor}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{tot} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**Nappe inférieure :**

$$= 0.765 \text{ cm}^2 \quad A_{\ell}^{tot} = \frac{A_{\ell}^{tor}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{tot} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

**En appui :****Nappe supérieure :**

$$= 4.52 + (1.53/2) = 5.28 \text{ cm}^2 \quad A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + \frac{A_{\ell}^{tor}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{tot} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

**Nappe inférieure :**

$$= 0.765 \text{ cm}^2 \quad A_{\ell}^{tot} = \frac{A_{\ell}^{tor}}{2}$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{tot} = 2.36 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}10$$

**7.7.2 Armatures transversales :**

$$= 1.82 \text{ cm}^2 \quad A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor}$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**7.7.3 État limite de déformation :**

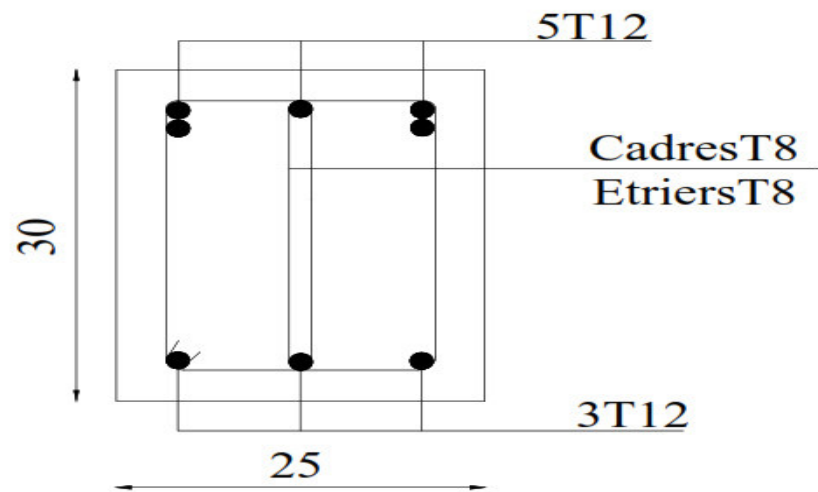
$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{345} = 0.0869 > 0.0625 \quad (\text{C. V})$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.09 > 0.06 \quad (\text{C. V})$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{5.28}{25 \times 28} = 0.0075 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{C. V})$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

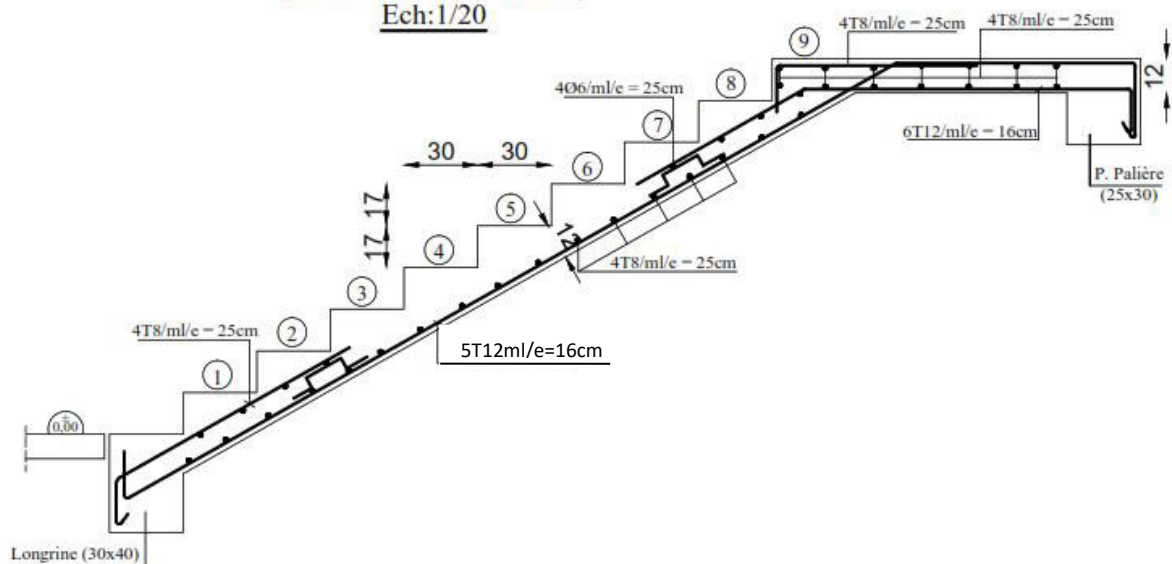
**COUPE SUR POUTRE PALIER**



**Fig.III.9:** ferraillage de la poutre palière.

**FERRAILLAGE ESCALIER VOLEE-1-  
(PAILLASSE-ep=12cm)**

Ech: 1/20



**Fig.III.10:** ferraillage de l'escalier.



### III. Etudes des planchers

#### I) Planchers à corps creux

##### 1- Introduction

Les planchers sont des surfaces horizontales séparant les étages d'une structure et supportant les charge d'exploitation, les charge de revêtement au nasique leur poids propre.

Afin de transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de grande rigidité.

##### 2- Fonctions nécessaires de plancher

- ❖ Résistance mécanique
- ❖ Rigidité aux déformations
- ❖ Isolation acoustique.
- ❖ Etanchéité
- ❖ Isolation thermique
- ❖ Résistance à l'incendie accidentelle
- ❖ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...

Economique de matières et de fabrication

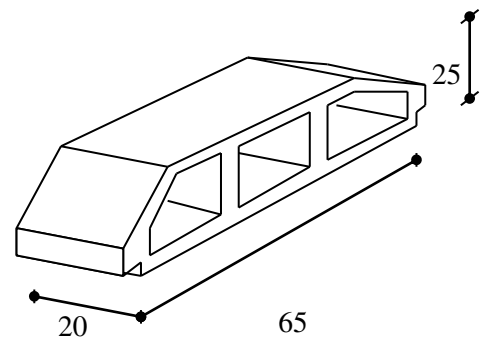
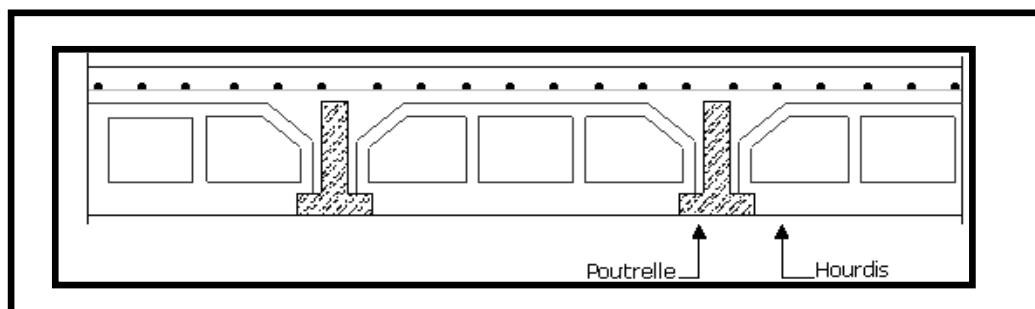


Figure III.11: Corps Creux

##### 3- Conception des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles coulées sur place), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions  $(25 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.



**4- Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge):**

Plancher étage courant

Charge permanente et surcharge:

$$G=5.9 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

Plancher terrasse (inaccessible)

$$G=6.73 \text{ KN/m}^2$$

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

Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

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

$$P_S=(G+Q) \times 0.65$$

➤ **En travée :**

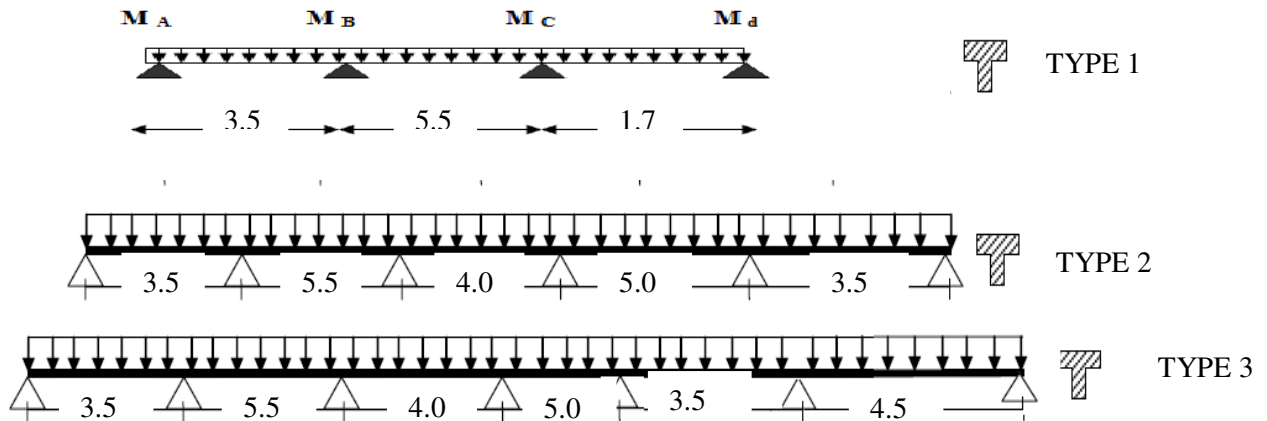
Niveau	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Pu(KN/ml)	Ps(KN/ml)
Etages courants	5.9	1.5	6.64	4.81
Etages terrasse	6.73	1	6.88	5.02

➤ **Sur appuis :**

Niveau	$G' = \frac{2}{3} G$ (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Pu(KN/ml)	Ps(KN/ml)
Etages courants	3.93	1.5	4.91	3.52
Etages terrasse	4.48	1	4.90	3.56

### 5. Les types des planchers:

Dans le cas de notre projet on types de poutrelles:



### 6. Calcul des sollicitations :

On va déterminer les efforts internes pour un seul type terrasse par méthode Caquot :

#### Exemple du calcul à l'ELU :

##### ➤ Terrasse :

##### ➤ Moments sur appuis :

$$M_a = - \left( \frac{P_w \cdot l_w'^3 + P_e \cdot l_e'^3}{8.5 \times (l_e'^3 + l_e'^3)} \right) \quad \text{pour } P_w = P_e$$

$l' = l$  cas d'une travée de rive avec appui simple de rive.

$l' = 0.8l$  cas d'une travée intermédiaire.

##### ➤ Moments sur travées :

$$M_{tm} = \frac{P \cdot x_{tm}}{2} - M_w$$

$$x_{tm} = \frac{l}{2} - \left( \frac{M_w - M_e}{P \cdot l} \right)$$

$$x_1 = x_{tm} - \sqrt{\frac{2 \cdot M_{tm}}{P}} ; \quad x_2 = x_{tm} + \sqrt{\frac{2 \cdot M_{tm}}{P}}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$\theta(x) = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow \theta(x) = \frac{P \cdot l}{2} \\ x = l \Rightarrow \theta(x) = \frac{-P \cdot l}{2} \end{cases}$$

1) Moments sur appuis :

$$M_A = M_I = 0.3M_0 \quad \text{où } M_0 = \frac{P \cdot l^2}{8}$$

➤ Le type 1 :

Élément		travée	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
<b>Plancher terrasse</b>	<b>ELU</b>	A-B	-2.25	-8.57	5.35	10.23	-13.84
		B-C	-8.57	-8.95	17.25	18.85	-18.99
		C-D	-8.95	-4.43	7.16	14.89	-12.63
	<b>ELS</b>	A-B	-1.63	-6.23	3.92	7.47	-10.09
		B-C	-6.23	-6.5	12.61	13.75	-13.85
		C-D	-6.5	-3.21	5.24	10.86	-9.21

Élément		travée	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
<b>Plancher Etage</b>	<b>ELU</b>	A-B	-2.25	-8.6	4.99	9.81	-13.43
		B-C	-8.6	-8.96	16.32	18.19	-18.32
		C-D	-8.96	-4.43	6.67	14.41	-12.14
	<b>ELS</b>	A-B	-1.61	-6.16	3.65	7.11	-9.71
		B-C	-6.16	-6.42	11.89	13.18	-13.27
		C-D	-6.42	-3.18	4.88	10.43	-8.81

**Les diagrammes des moments et les efforts tranchants :**

- Plancher terrasse inaccessible :

E.L.S. :

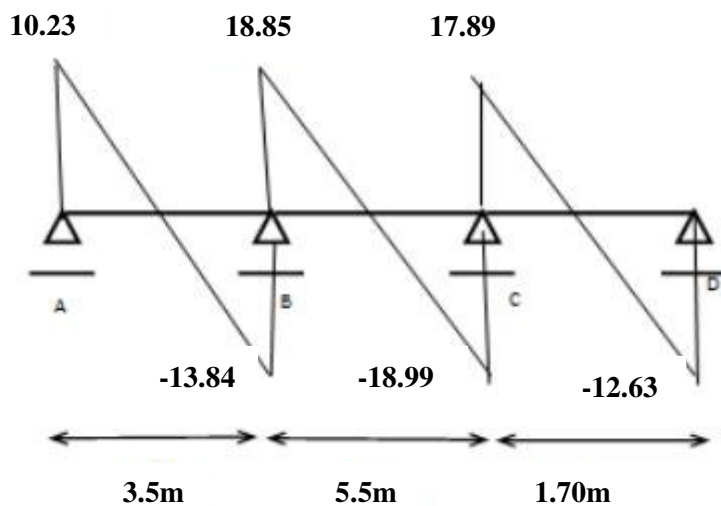
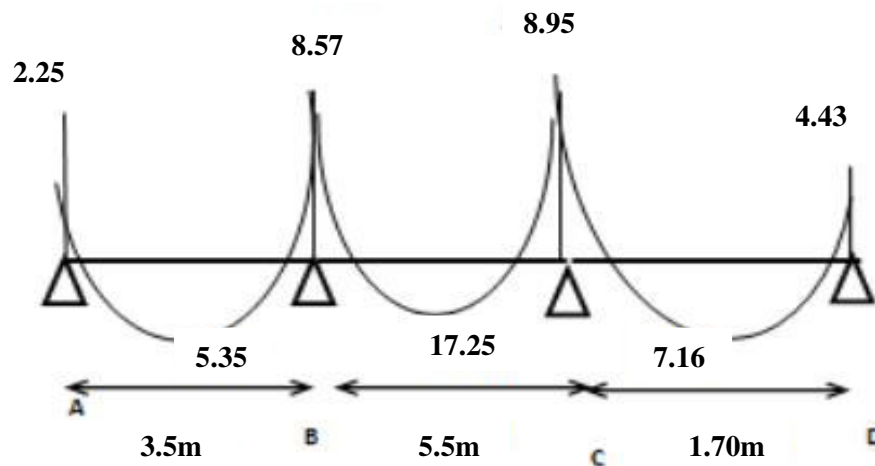


Fig.III.12.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type I)

E.L.S :

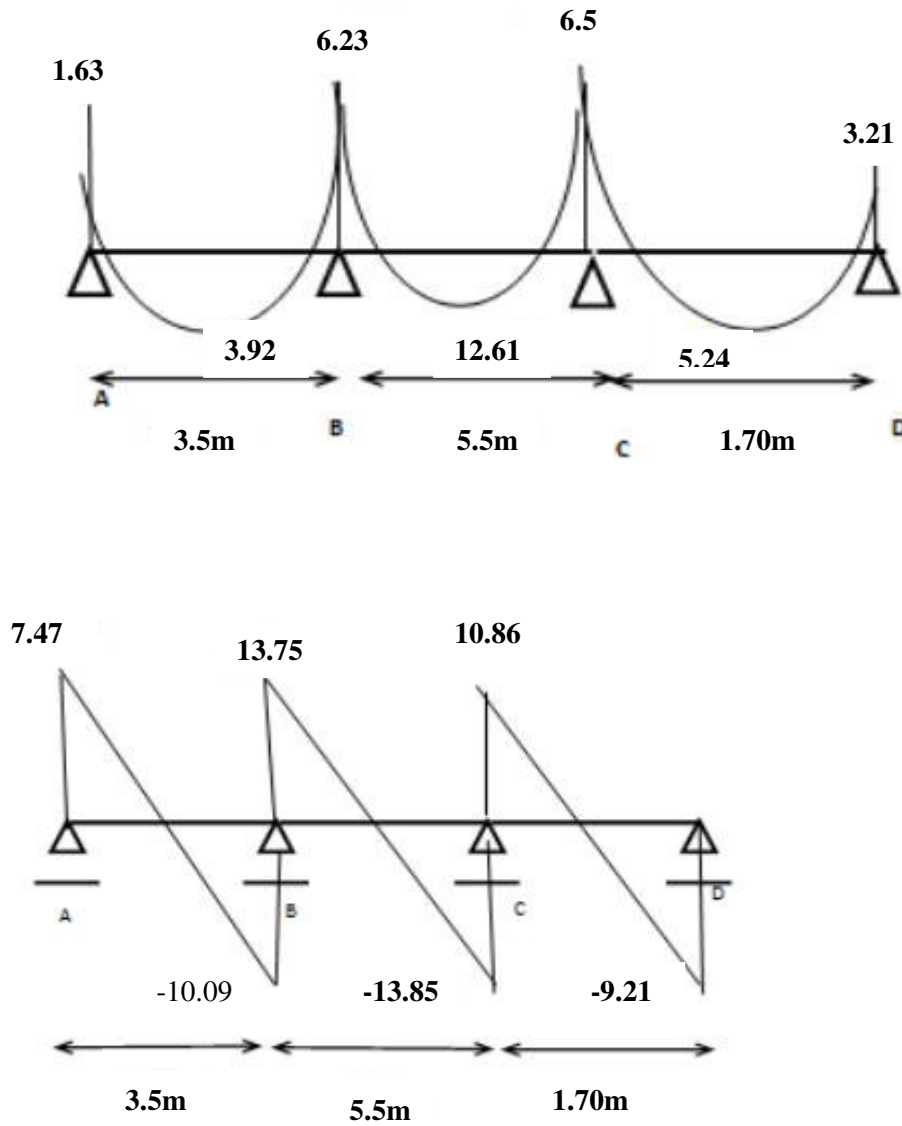


Fig.III.13.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type I)

- Plancher étage courant:  
E.L.U :

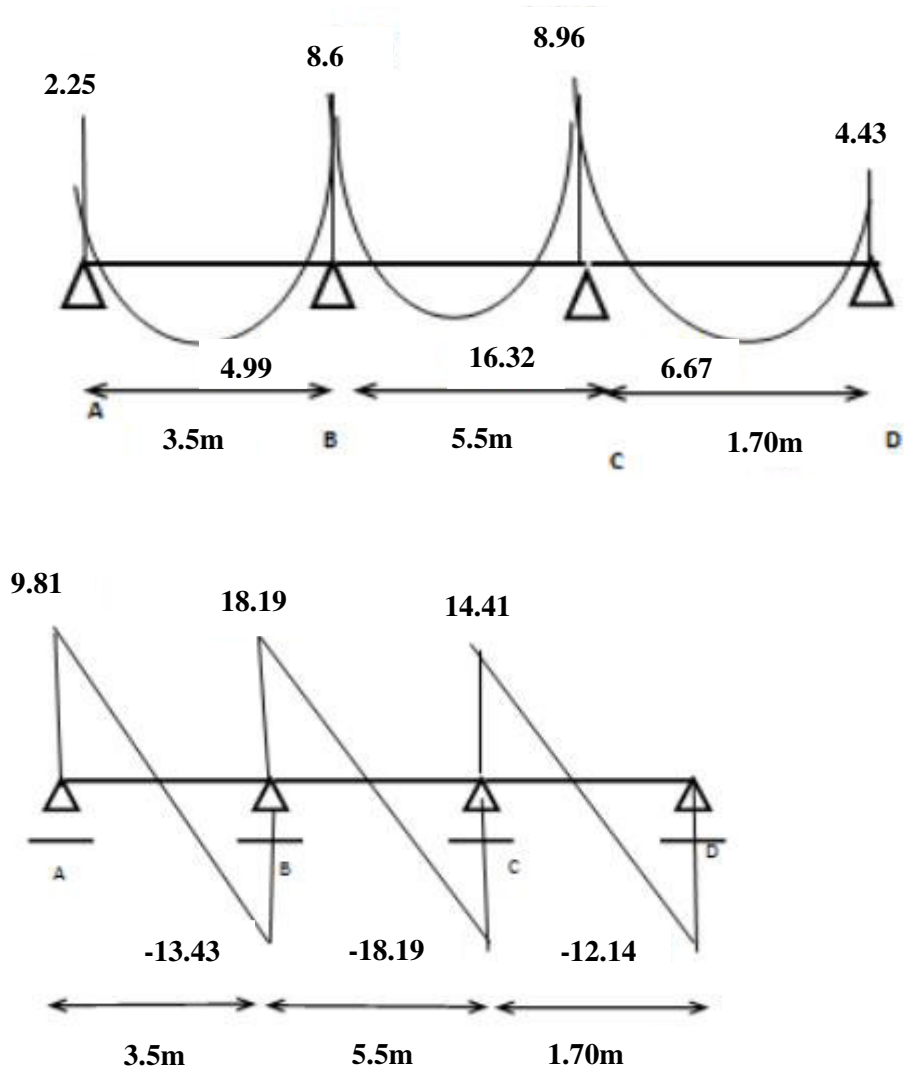


Fig.III.14.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type I)

E.L.S :

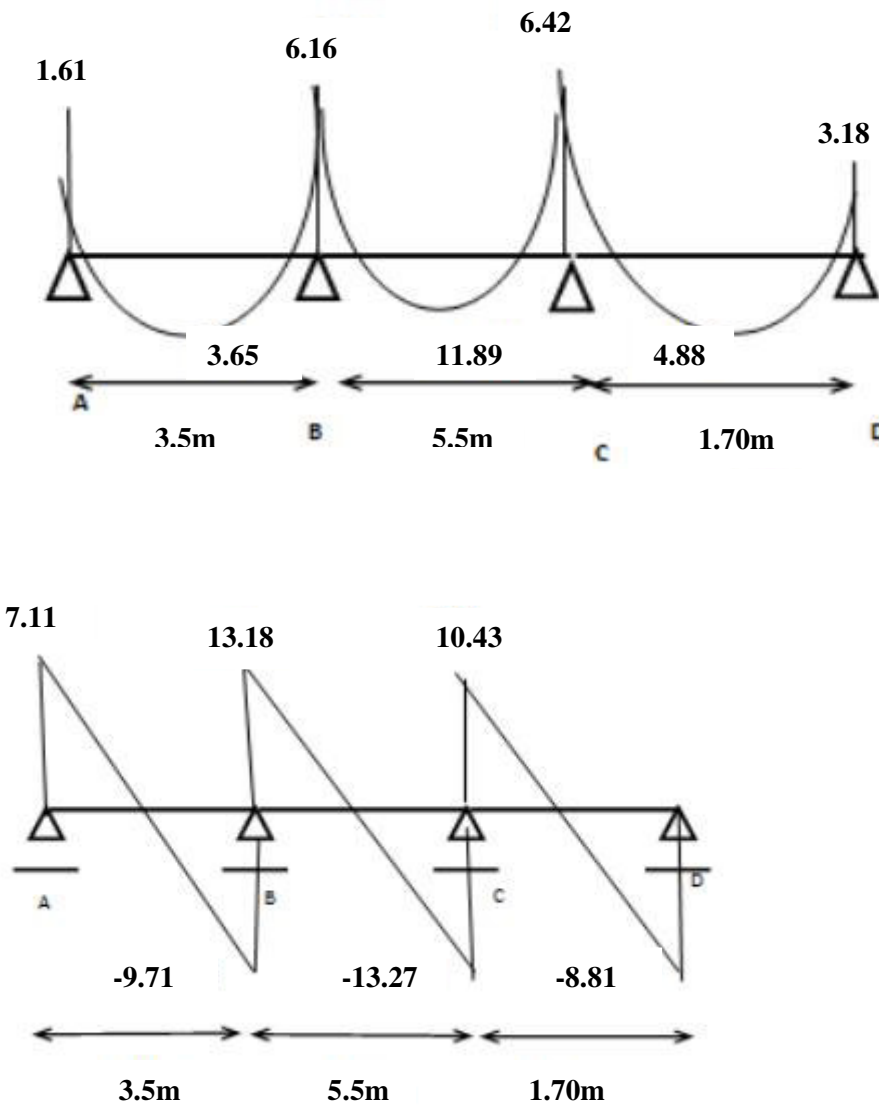


Fig.III.15.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type I)

➤ **Le type 2 :**



Elément		travée	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
<b>Plancher terrasse</b>	<b>ELU</b>	A-B	-5.52	-8.96	18.77	18.30	-19.53
		B-C	-8.96	-7.76	13.46	13.46	-14.06
		C-D	-7.76	-7.30	13.97	17.29	-17.10
		D-E	-7.30	-6.19	3.80	12.36	-11.72
		E-F	-6.19	-3.72	12.47	16.02	-14.93
	<b>ELS</b>	A-B	-4.04	-6.50	13.73	13.35	-14.25
		B-C	-6.50	-5.63	3.98	10.25	-9.82
		C-D	-5.63	-5.30	10.22	12.61	-12.88
		D-E	-5.30	-4.89	2.80	9.01	-8.55
		E-F	-4.89	-2.70	9.13	11.69	-10.90

Elément		travée	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
<b>Plancher Etage</b>	<b>ELU</b>	A-B	-5.7	-8.96	17.87	17.64	-18.88
		B-C	-8.96	-7.76	4.92	13.58	-12.98
		C-D	-7.76	-7.30	13.22	16.69	-16.51
		D-E	-7.30	-6.19	3.43	11.94	-11.30
		E-F	-6.19	-3.73	11.87	15.49	-14.39
	<b>ELS</b>	A-B	-3.99	-6.43	13.00	12.78	-13.67
		B-C	-6.43	-5.56	3.63	9.83	-9.40
		C-D	-5.56	-5.23	9.63	12.09	-11.96
		D-E	-5.23	-4.44	2.53	8.64	-8.19
		E-F	-4.44	-2.67	8.63	11.22	-10.43

**Les diagrammes des moments et les efforts tranchants :**

- Plancher étage courant :

E.L.U :

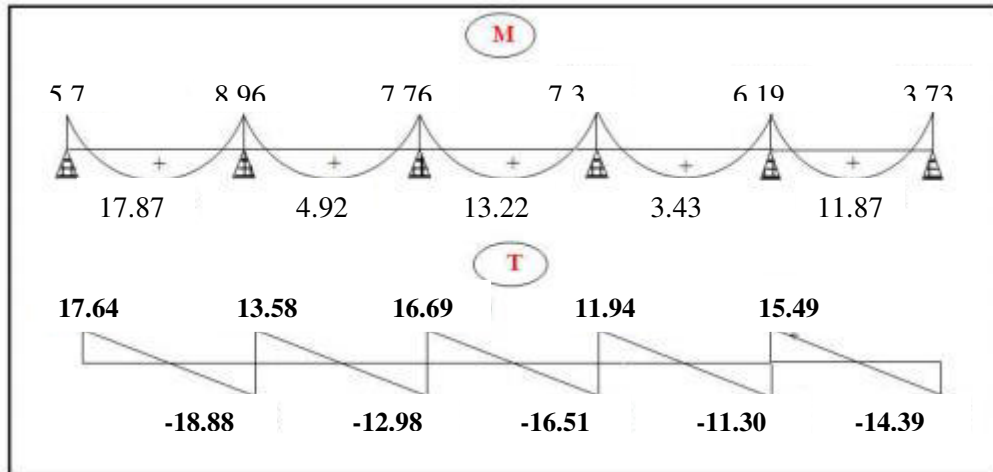


Fig.III.16.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type 2)

E.L.S :

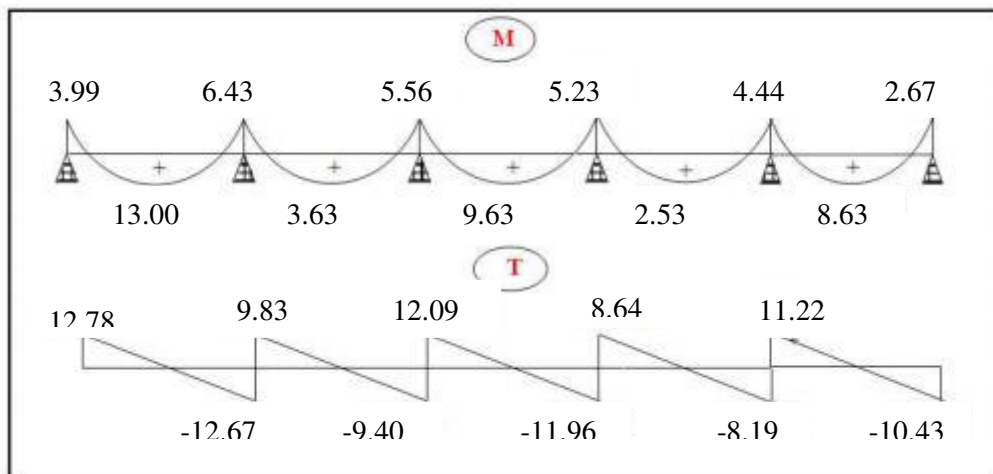


Fig.III.17.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type 2)

- Plancher terrasse inaccessible :

E.L.U :

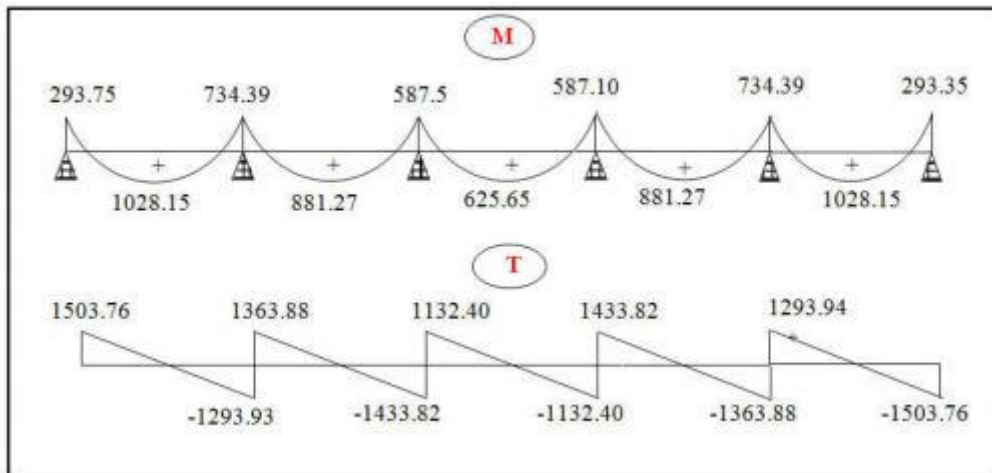


Fig.III.18.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type 2)

E.L.S :

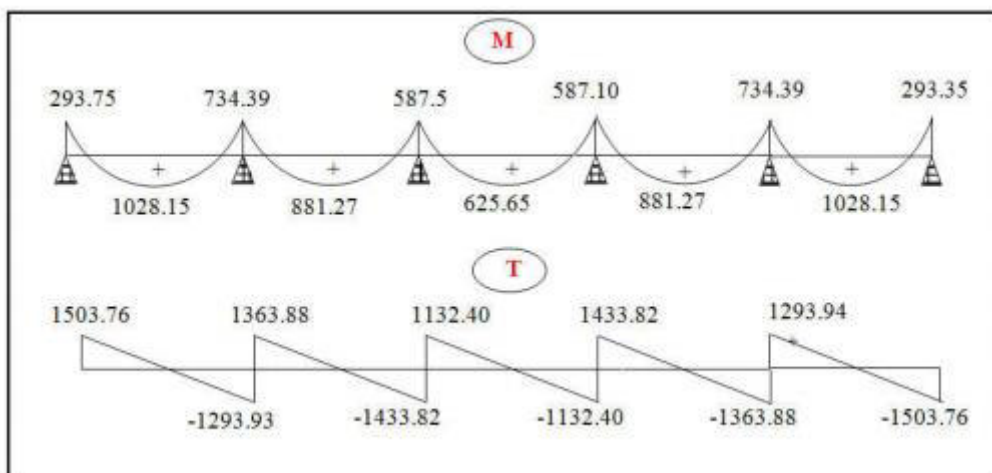


Fig.III.19.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type 2)

## ➤ Le type 3 :

Élément		travée	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
<b>Plancher Terrasse</b>	<b>ELU</b>	A-B	-2.25	-8.58	5.36	10.23	-13.85
		B-C	-8.58	-8.94	17.25	18.85	-18.99
		C-D	-8.94	-7.75	5.42	14.06	-13.46
		D-E	-7.75	-7.29	13.98	17.29	-17.11
		E-F	-7.29	-6.18	3.81	12.36	-11.72
		F-G	-6.18	-3.73	12.89	16.03	-14.93
	<b>ELS</b>	A-B	-1.63	-6.23	3.92	7.47	-10.10
		B-C	-6.23	-6.5	12.62	13.76	-13.85
		C-D	-6.5	-5.63	3.98	10.26	-9.82
		D-E	-5.63	-5.29	10.23	12.61	-12.48
		E-F	-5.29	-4.49	2.80	9.01	-8.55
		F-G	-4.49	-2.70	9.13	11.59	-10.90

Élément		travée	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
<b>Plancher Etage</b>	<b>ELU</b>	A-B	-2.25	-8.59	4.99	9.80	-13.43
		B-C	-8.59	-8.96	13.33	18.19	-18.33
		C-D	-8.96	-7.76	4.92	13.58	-12.98
		D-E	-7.76	-7.30	13.22	16.69	-16.51
		E-F	-7.30	-6.19	3.43	11.94	-11.30
		F-G	-6.19	-3.73	11.87	15.49	-14.39
	<b>ELS</b>	A-B	-1.62	-6.16	3.65	7.12	-9.72
		B-C	-6.16	-6.43	11.89	13.18	-13.27
		C-D	-6.43	-5.56	3.63	9.83	-9.40
		D-E	-5.56	-5.23	9.63	12.09	-11.96
		E-F	-5.23	-4.44	2.53	8.64	-8.19
		F-G	-4.44	-2.67	8.63	11.21	-10.43

**Les diagrammes des moments et les efforts tranchants :**

- Plancher étage courant :

E.L.U :

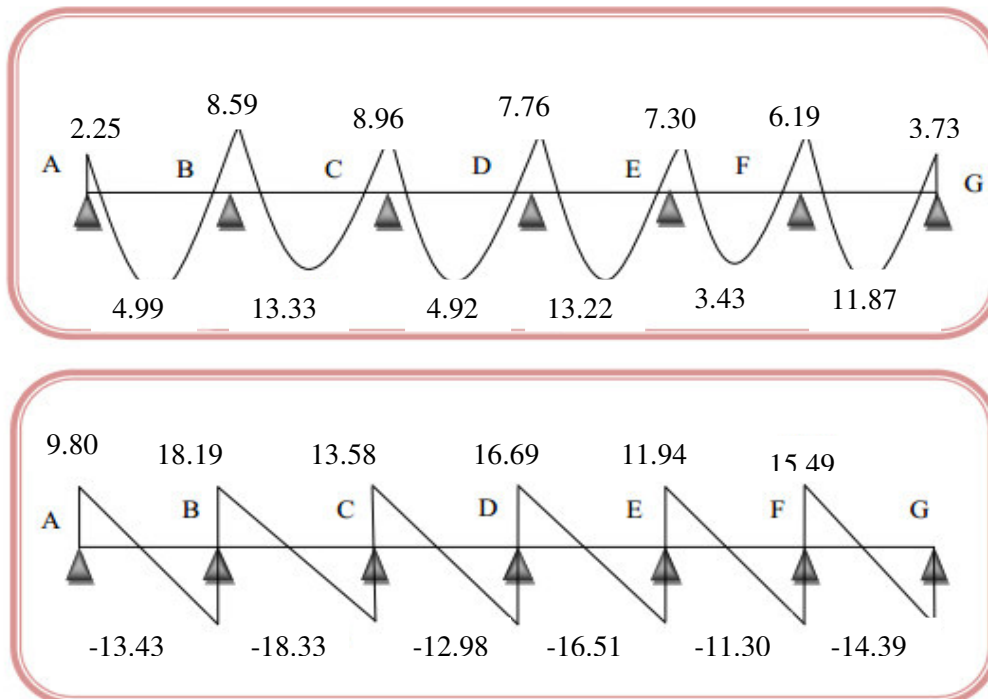


Fig.III.20.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type 3)

E.L.S :

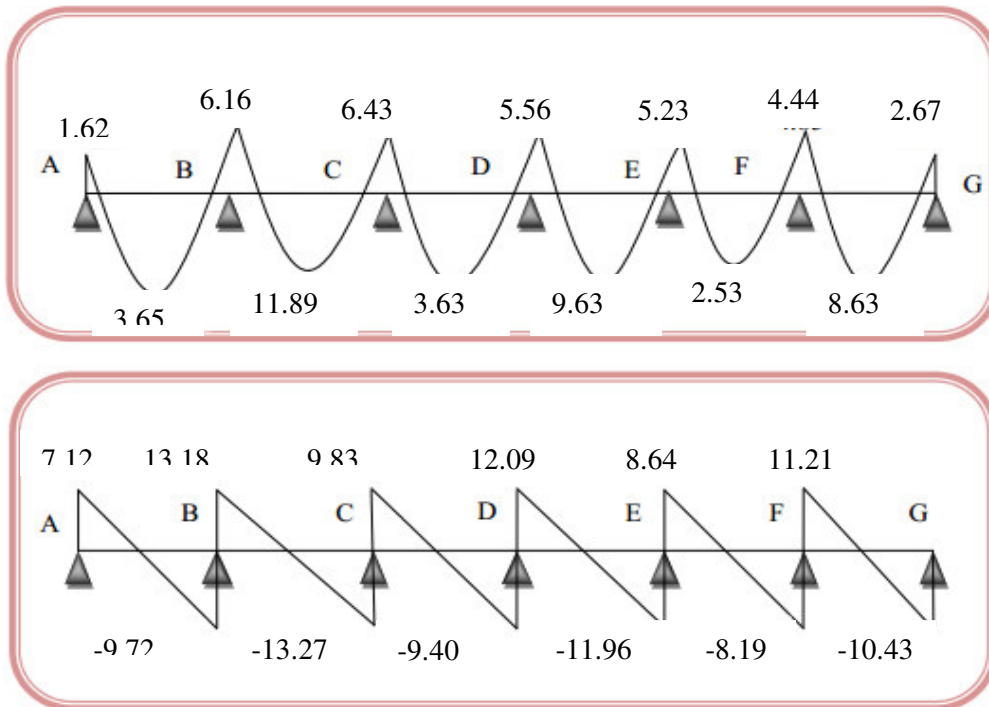


Fig.III.21.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELA de plancher terrasse (type 3)

- Plancher terrasse inaccessible :

E.L.U :

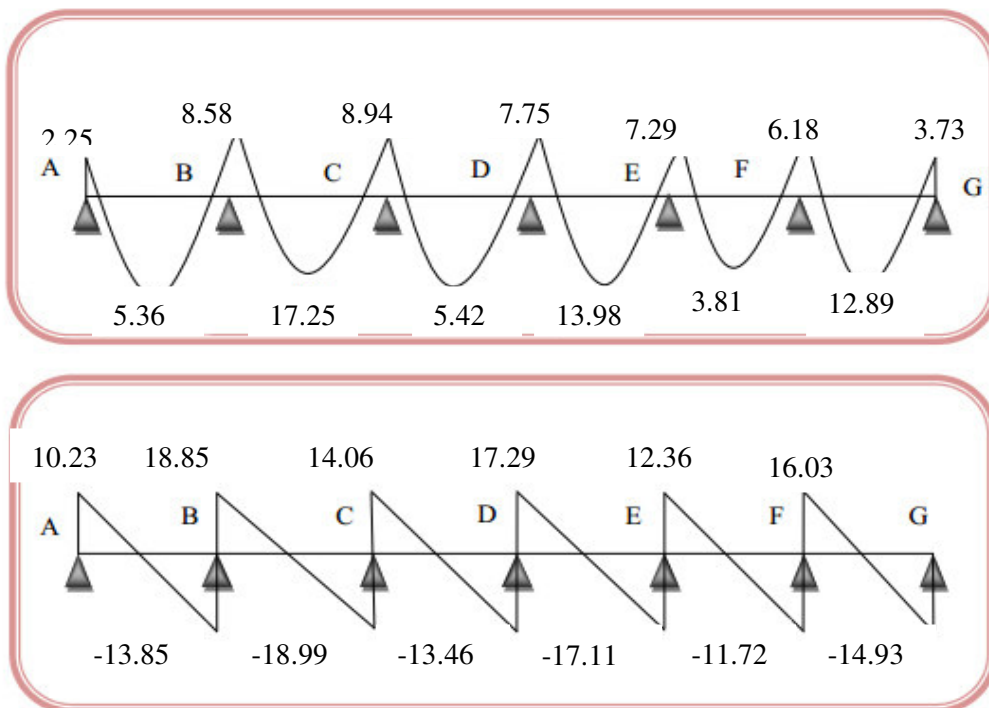


Fig.III.22.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELU de plancher terrasse (type 3)

E.L.S :

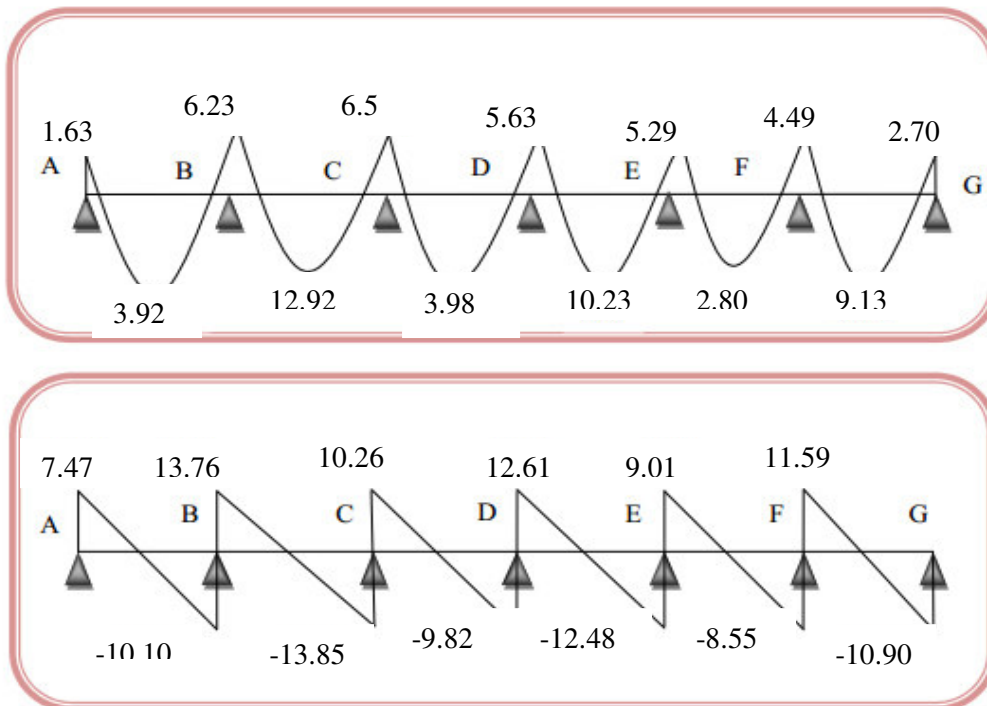
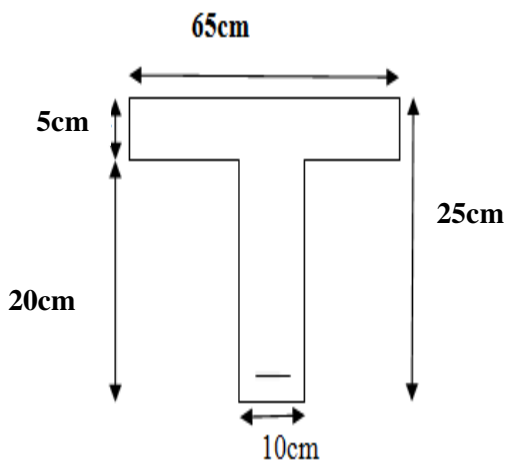


Fig.III.23.Diagramme des efforts tranchant et Diagramme des moments à L'ELS de plancher terrasse (type 3)

## 7. Calcul du ferrailage

### A- Terrasse



$b = 65$ ,  $b_0 = 10\text{cm}$ ,  $h = 25$ ,  $h_0 = 5\text{cm}$

- **L'enrobage**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 \geq 1 \text{ cm}$  (fissuration peu préjudiciable) BAEL 91 (Art. A.7.1).

$$\emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{25}{10} = 2.5$$

$$C_0 = 1 \text{ cm} \Rightarrow C = 1 + \frac{2.5}{2} = 2.25$$

Alors on adopte  $C = 3 \text{ cm}$ .

- **Calcul des armatures longitudinales**

	$M_A$	$M_T$
ELU	-7.3	18.77
ELS	-5.69	13.73

- **En travées**

$$M_u = 18.77 \text{ KN. M}$$

Le moment fléchissant ( $M_{\text{table}}$ )

$$\begin{aligned} M_{\text{tab}} &= \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \\ &= 14.2 \times 65 \times 5 \left(22 - \frac{5}{2}\right) = 90 \text{ KN. M} \end{aligned}$$

$M_u = 18.77 \text{ KN. M} < 90 \text{ KN. M} \Rightarrow$  par conséquent, seule une partie de la table est comprimé.

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b$ .

- **En appuis**

$$M_{\text{app}} = -7.3 \text{ KN. M} \Rightarrow M_{\text{app}} < 0.$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

### Tableau récapitulatif des résultats



Elément	$M^{\max}$ KN. m	$b_0$ (cm)	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{calcul}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	18.77	65	0.0273	0.392	0.0346	0.986	2.48
Appui	7.3	10	0.0106	0.392	0.0133	0.995	0.74

❖ Condition de non fragilité : BAEL 91 (Art. 1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_t}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

- En travée

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimale : BAEL 91 (Art. B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- En travée

$$A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 25 = 1.63 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 25 = 0.25 \text{ cm}^2$$

tableau récapitulatif du ferraillage  $A = (A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A'_m)$

Elément	$A_{\text{calcul}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_m$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{ado}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.48	1.73	1.63	2.48	2HA14 = 3.07
Appui	0.74	0.265	0.25	0.74	1HA12 = 1.13

- Vérification à l'ELS Exercices BAEL 83 (page 78)

La fissuration est peu nuisible alors on va vérifier la contrainte due à la section du béton  $\sigma_b$  est la contrainte max due à l'acier  $\sigma_s$ .

- 2ème méthode : Calculer  $y_1$  par résolution de l'équation :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution pratique de cette équation est donnée par les formules :

$$D = \frac{15A}{b} \quad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 b d^2}$$

- **En travée**

$$M_T = 13.73 \text{ KN m}$$

$$D = \frac{15 \times 3.07}{65} = 0.708 \quad E = 2 \times 0.708 \times 22 = 31.15$$

$$y_1 = -0.708 + \sqrt{0.708^2 + 31.15} = 4.917$$

$$\alpha_1 = \frac{4.917}{22} = 0.22 \quad , \quad \beta_1 = 1 - \frac{0.22}{3} = 0.927$$

$$k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.22)}{0.22} = 53.18 \quad ; \quad k_1 = 0.05318$$

$$\sigma_s = \frac{M'_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{13730}{3.07 \times 0.927 \times 22} = 219.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2M'_s}{A \cdot \beta_1 d^2} = \frac{2 \times 13730}{3.07 \times 0.927 \times (22)^2} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4.12 \text{ Mpa}$$

$$FeE400 = \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 219.29 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.12 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Alors la condition est vérifiée

- **Sur appui**

$$M_A = 5.69 \text{ KN. M}$$

$$D = \frac{15 \times 6.14}{10} = 9.21 \quad E = 2 \times 9.21 \times 22 = 405.24$$

$$y_1 = -9.21 + \sqrt{9.21^2 + 405.24} = 12.273$$

$$\alpha_1 = \frac{12.273}{22} = 0.557 \quad , \quad \beta_1 = 1 - \frac{0.557}{3} = 0.814$$

$$k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.557)}{0.557} = 11.92 \quad ; \quad k_1 = 0.01192$$

$$\sigma_s = \frac{M'_s}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{5690}{6.14 \times 0.814 \times 22} = 51.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2M'_s}{A \cdot \beta d^2} = \frac{2 \times 5690}{3.07 \times 0.814 \times (22)^2} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4.34 \text{ Mpa}$$

$$\text{FeE400} = \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 142.46 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.23 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Alors la condition est vérifiée

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après BAEL 91 (Art. 5.1, 1)

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$T_u$ : la valeur de l'effort tranchant vit -a -vit à l'E.L.U

$b_0$ : désigne la largeur de l'âme.

$d$ : la hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 13.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13760}{100 \times 220} = 0.625 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droit ( $\perp$  à la fibre moyenne) donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.968 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$  l'armature transversale ne sont pas nécessaires

❖ Diamètre minimale  $\phi_t$  : .....BAEL91 (Art A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{250}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(7.14, 12, 10)$$

soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc en adopte des cadres  $\phi 6$  d'où :

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ de nuance FeE235}$$

- **Espacement des cadres : BAEL91 (Art. A.5.1, 22)**

$$* S_{t1} = \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$* S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.48 \text{ cm}$$

$$* S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots \text{avec } K=1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 (0.863 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t = 19.8$$

On prend :  $S_t = 18 \text{ cm}$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (Art A.5.1 ,313)**

- sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum  $a = 0.9 d = 0.9 \times 22 = 19.8$

$$V_u = 18850 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 19.8 \times 2500}{1.5 \times 2} = 132000 \text{ N} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_u = 18.85 \text{ KN} \leq 132 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{13760}{400} = 34.4 \text{ mm}^2$$

$$A = 57 \text{ mm}^2 \geq 34.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Condition de la flèche : BAEL91 (Art B.6.8, 424)**

$$\circ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \frac{25}{550} = 0.0465 > 0.045 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\circ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \rightarrow 0.0465 > 0.0481 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\circ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.80}{f_e} \quad \rightarrow \frac{3.07}{65 \times 22} = 0.0021 < \frac{3.80}{400} = 0.0095 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

• **La Table de compression : BAEL 91 (Art. B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE235  $\longrightarrow$   $f_e=235\text{MPa}$

**Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :**

L'écartement « L » entre axes des nervures égales à 65 cm donc :  $L_n=65\text{cm}$

$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,106\text{cm}^2$$

On adopte:  $A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1,70\text{cm}^2$

- **Espacement :**

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1,106}{2}$$

$A_{//} = 0,55\text{cm}^2$

En adopte :  $A_{//} = 3\emptyset 6 = 0,85\text{cm}^2$  pour un choix pratique, on a opté pour un treillis soudé  $\emptyset 6$  (20/20)

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm}$$

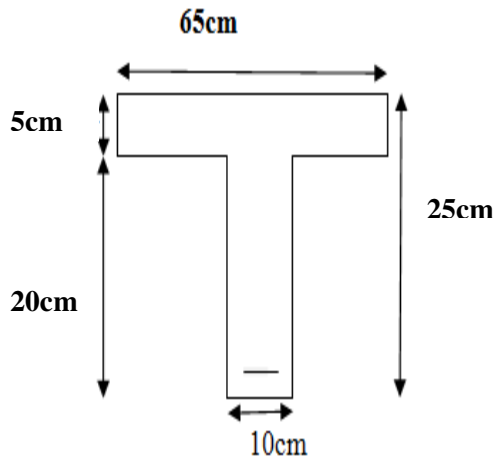
$S_t = 30\text{cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (200x300) mm<sup>2</sup>

$A_{//} = 3\emptyset 6/\text{ml}; e=30\text{cm}$

$A_{\perp} = 6\emptyset 6/\text{ml}; e=20\text{cm}.$

## B- Etage courant



$b = 65$ ,  $b_0 = 10\text{cm}$ ,  $h = 25$ ,  $h_0 = 5\text{cm}$ ,  $C = 3\text{cm}$

- Calcul des armatures longitudinales

	$M_A$	$M_T$
ELU	-7.53	17.87
ELS	-5.45	13

- En travées

$$M_u = 17.87 \text{ KN. M}$$

Le moment résistant de la section en T

$$M_{\text{tab}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 5 \left(22 - \frac{5}{2}\right) = 90 \text{ KN. M}$$

$M_u = 17.87 \text{ KN. M} < 90 \text{ KN. M} \Rightarrow$  par conséquent, seule une partie de la table est comprimé.

Donc la section en " T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b$ .

- En appuis

$$M_{\text{app}} = -7.53 \text{ KN. M} \Rightarrow M_{\text{app}} < 0.$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Tableau récapitulatif des résultats

Elément	$M^{\max}$ KN. m	$b_0$ (cm)	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{calcul}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	17.87	65	0.026	0.392	0.0329	0.987	2.36
Appui	7.53	10	0.0109	0.392	0.0137	0.995	1.00

❖ Condition de non fragilité : BAEL 91 (Art. 1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_t}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

- En travée

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimale : BAEL 91 (Art. B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- En travée

$$A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 25 = 1.63 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 25 = 0.25 \text{ cm}^2$$

tableau récapitulatif du ferraillage  $A = (A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A'_m)$

Elément	$A_{\text{calcul}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_m$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{ado}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.36	1.73	1.63	2.36	4HA12 = 4.52
Appui	1.00	0.26	0.25	1.00	2HA12 = 2.26

- Vérification à l'ELS Exercices BAEL 83 (page 78)

La fissuration est peu nuisible alors on va vérifier la contrainte due à la section du béton  $\sigma_b$  est la contrainte max due à l'acier  $\sigma_s$ .

- 2ème méthode : Calculer  $y_1$  par résolution de l'équation :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution pratique de cette équation est donnée par les formules :

$$D = \frac{15A}{b} \quad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 b d^2}$$

- **En travée**

$$M_T = 13.73 \text{ KN m}$$

$$D = \frac{15 \times 3.07}{65} = 0.708 \quad E = 2 \times 0.708 \times 22 = 31.15$$

$$y_1 = -0.708 + \sqrt{0.708^2 + 31.15} = 4.917$$

$$\alpha_1 = \frac{4.917}{22} = 0.22 \quad , \quad \beta_1 = 1 - \frac{0.22}{3} = 0.927$$

$$k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.22)}{0.22} = 53.18 \quad ; \quad k_1 = 0.05318$$

$$\sigma_s = \frac{M'_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{13730}{3.07 \times 0.927 \times 22} = 219.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2M'_s}{A \cdot \beta_1 d^2} = \frac{2 \times 13730}{3.07 \times 0.927 \times (22)^2} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4.12 \text{ Mpa}$$

$$FeE400 = \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 219.29 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.12 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Alors la condition est vérifiée

- **Sur appui**

$$M_A = 5.69 \text{ KN. M}$$

$$D = \frac{15 \times 6.14}{10} = 9.21 \quad E = 2 \times 9.21 \times 22 = 405.24$$

$$y_1 = -9.21 + \sqrt{9.21^2 + 405.24} = 12.273$$

$$\alpha_1 = \frac{12.273}{22} = 0.557 \quad , \quad \beta_1 = 1 - \frac{0.557}{3} = 0.814$$

$$k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.557)}{0.557} = 11.92 \quad ; \quad k_1 = 0.01192$$



$$\sigma_s = \frac{M'_s}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{5690}{6.14 \times 0.814 \times 22} = 51.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2M'_s}{A \cdot \beta d^2} = \frac{2 \times 5690}{3.07 \times 0.814 \times (22)^2} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4.34 \text{ MPa}$$

$$FeE400 = \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 142.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Alors la condition est vérifiée

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après BAEL 91 (Art. 5.1, 1)

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$T_u$  : la valeur de l'effort tranchant vit -a -vit à l'E.L.U

$b_0$  : désigne la largeur de l'âme.

$d$  : la hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 13.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13760}{100 \times 220} = 0.625 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droit ( $\perp$  à la fibre moyenne) donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.968 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  l'armature transversale ne sont pas nécessaires

❖ Diamètre minimale  $\phi_t$  : .....BAEL91 (Art A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{250}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(7.14, 12, 10)$$

soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc en adopte des cadres  $\phi 6$  d'où :

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ de nuance FeE235}$$

- **Espacement des cadres : BAEL91 (Art. A.5.1, 22)**

$$* S_{t1} = \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$* S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.48 \text{ cm}$$

$$* S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots \text{avec } K=1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 (0.863 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t = 19.8$$

On prend :  $S_t = 18 \text{ cm}$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (Art A.5.1 ,313)**

- sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum  $a = 0.9 d = 0.9 \times 22 = 19.8$

$$V_u = 18850 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 19.8 \times 2500}{1.5 \times 2} = 132000 \text{ N} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_u = 18.85 \text{ KN} \leq 132 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{13760}{400} = 34.4 \text{ mm}^2$$

$$A = 57 \text{ mm}^2 \geq 34.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Condition de la flèche : BAEL91 (Art B.6.8, 424)**

$$\circ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \frac{25}{550} = 0.0465 > 0.045 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\circ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \rightarrow 0.0465 > 0.0481 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\circ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.80}{f_e} \quad \rightarrow \frac{3.07}{65 \times 22} = 0.0021 < \frac{3.80}{400} = 0.0095 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

• **La Table de compression : BAEL 91 (Art. B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE235  $\longrightarrow$   $f_e=235\text{MPa}$

**Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :**

L'écartement « L » entre axes des nervures égales à 65 cm donc :  $L_n=65\text{cm}$

$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,106\text{cm}^2$$

On adopte:  $A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1,70\text{cm}^2$

- **Espacement :**

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1,106}{2}$$

$A_{//} = 0,55\text{cm}^2$

En adopte :  $A_{//} = 3\emptyset 6 = 0,85\text{cm}^2$  pour un choix pratique, on a opté pour un treillis soudé  $\emptyset 6$  (20/20)

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm}$$

$S_t = 30\text{cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (200x300) mm<sup>2</sup>

$A_{//} = 3\emptyset 6/\text{ml}; e=30\text{cm}$

$A_{\perp} = 6\emptyset 6/\text{ml}; e=20\text{cm}.$

❖ Ferrailage des planchers

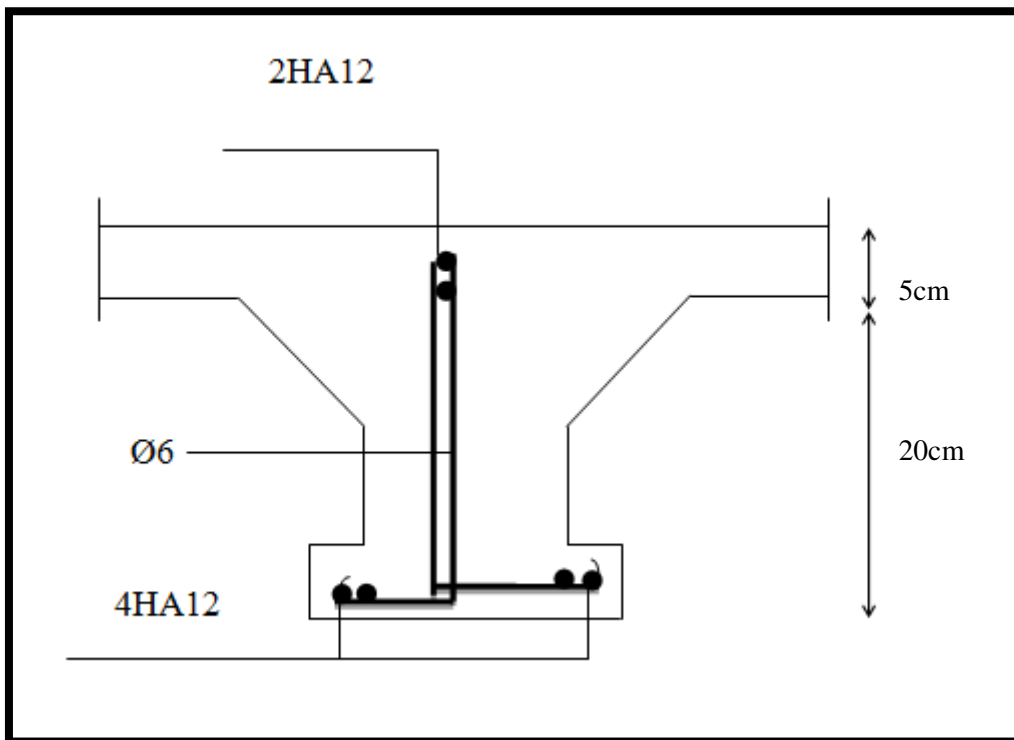


Figure III.24 : ferrailage la plancher

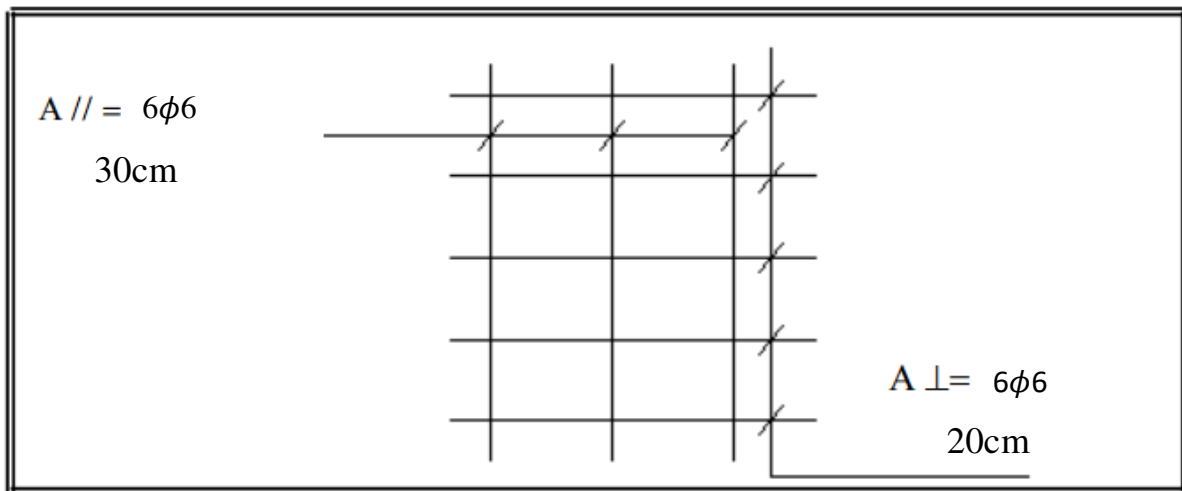


Figure III.25 : ferrailage de la dalle de compression





## V.1. Etude sismique :

### 1. INTRODUCTION :

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

### 2. Méthode de calcul RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélération grammes

#### ➤ Méthode statique équivalente RPA99 (Art. 4.1.2).

##### ❖ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristique choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### ➤ Méthode Analyse modale spectrale

##### ❖ Principe de la méthode :

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

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « ROBOT »

**❖ Nombre de mode à considérer :**

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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 à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes  $K$  à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ETT}_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

**3. Présentation du logiciel:****➤ Robot Millenium :**

Le programme Robot Millenium est, logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologies d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

**➤ Modélisation :**

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

**4. Évaluation des efforts sismiques :**

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

**➤ Spectre de réponse de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul,



Comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003

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

Avec:  $\frac{\delta_a}{g}$  Spectre de Réponse de calcul.

❖ **A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

-Zone sismique IIa }  
 -Groupe d'usage 2 }      donc A= 0.15

❖ **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.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique

$$-\xi = 7\% \quad \begin{cases} \text{-Portique en béton armé.} \\ \text{-Remplissage dense.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,881 \geq 0,7$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPA 99 tableau 4.7).

-Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$ .

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

$C_t$  : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{X,Y}}} \right\}$$

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{ou: } \begin{cases} h_n = 33.66\text{m} \\ C_T = 0.05\text{m} \end{cases}$$

Donc :  $T = 0,05 \times (33.66)^{3/4} = 0.70 \text{ sec.}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 26.55\text{m}$ ,  $L_y = 18.05\text{m}$ ,  $h_n = 33.66\text{m}$

$T_x = 0.59\text{s}$

$T_y = 0.71\text{s}$

$T_x = \min(0,70 \cdot 0,59) = 0,59\text{sec}$

$T_y = \min(0,70 \cdot 0,71) = 0,70\text{sec}$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.50 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$D_x = 1.97$

$D_y = 1.76$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est RPA99 art 4.2.4 :

$\frac{T_x}{T_{X(\text{dyn})}} < 1.3$  ;  $T_x = 1.3 \times 0.59 = 0.77\text{s}$ .

$\frac{T_y}{T_{Y(\text{dyn})}} < 1.3$  ;  $T_y = 1.3 \times 0.70 = 0.91\text{s}$ .

❖ **R : Coefficient de comportement de la structure** (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).

Global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique .Il dépend du type de la structure et de cas contreventement.

-structure mixte  $R = 5$

❖ **Q : facteur qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

-Pour avoir la valeur de  $p_q$  tout dépend des six critères de Q.

$p_q$  : La pénalité qui depend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4 (R.P.A 99) :

Critère "q"	$p_q$	
	Observé	N/observé
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q_x = 1.15 \quad Q_y = 1.20$$

Ou  $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \text{ (Tableau 4.1 RPA 99 / version 2003).} \\ Q = 1,15/1.20 . \text{ (Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).} \\ R = 5 . \text{ (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).} \end{array} \right.$

$$D_x = 1.97 \quad D_y = 1.76$$

**5. Nombre de modes à considérer:**

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a):

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que:

\_ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90%au moins de la masse totale de la structure.

\_ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a5%

De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.

\_ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

## 6. Analyse de la structure

### 6.1. Variante initiale

La structure initiale est présentée dans les figures suivantes :

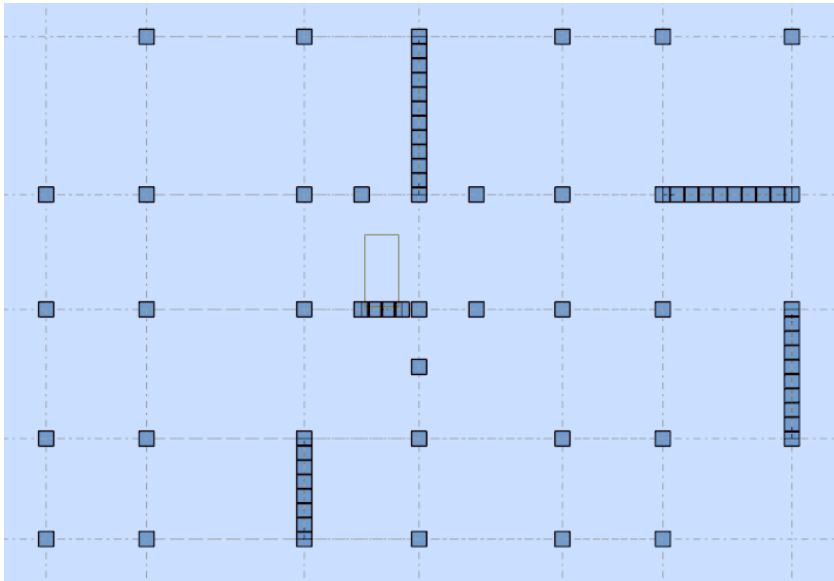


Fig. V.1. Disposition des voiles en RDC de la structure initiale.

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,01	0,99	61,80	2,16	61,80	2,16
4/ 2	1,13	0,88	73,64	25,71	11,84	23,55
4/ 3	1,31	0,76	74,26	70,77	0,62	45,06
4/ 4	3,42	0,29	85,34	71,17	11,07	0,40
4/ 5	3,99	0,25	87,77	75,52	2,43	4,35
4/ 6	5,10	0,20	87,87	87,12	0,10	11,59
4/ 7	6,71	0,15	92,23	87,27	4,36	0,16
4/ 8	8,13	0,12	93,20	88,89	0,98	1,61
4/ 9	9,98	0,10	93,21	88,89	0,01	0,00
4/ 10	10,28	0,10	93,24	88,89	0,03	0,00

Tab. V.1. Modes propres, Périodes propres et Masses effectives

#### -Interprétation des résultats :

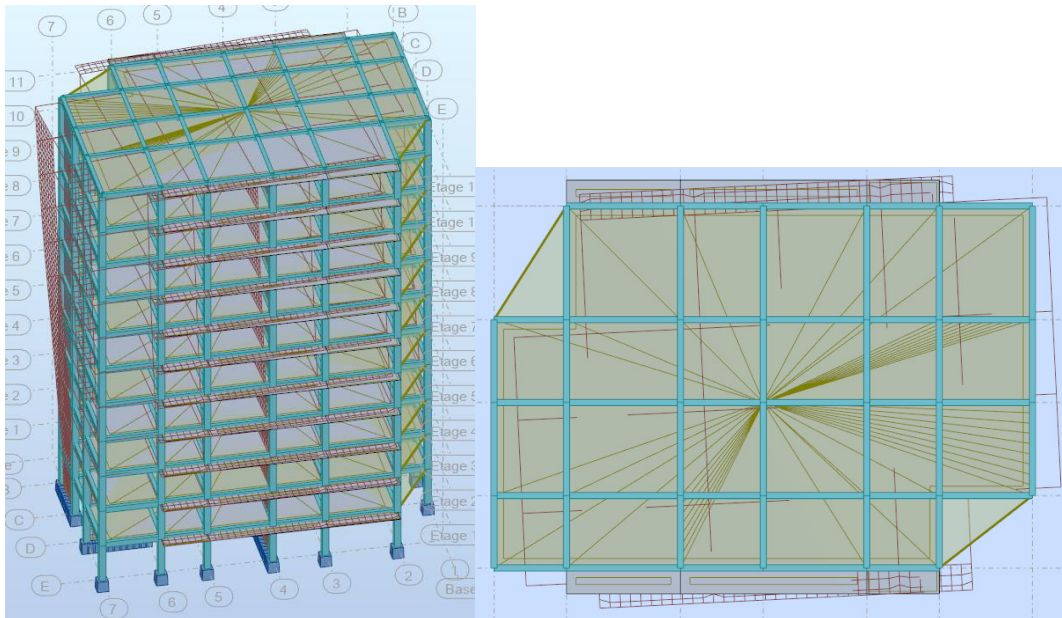
D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

-le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation selon l'axe  $U_x$  61.80%.

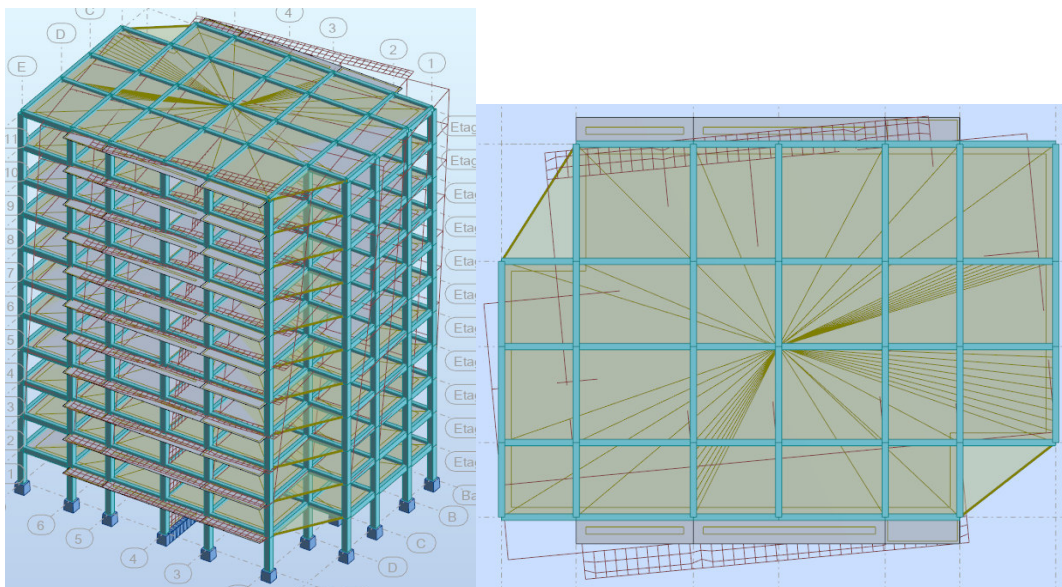
-le 2<sup>ème</sup> est un mode de torsion couplé avec la translation selon l'axe x ( $U_x=11.84%$ .  $U_y=23.55%$ ).

Pour les 2 premiers modes fondamentaux, il y a un couplage entre les degrés de liberté de translation ( $U_x, U_y$ ) et le degré de liberté de torsion  $u_z$ , ce qui a engendré des efforts supplémentaires dus à la torsion dans les éléments résistants.

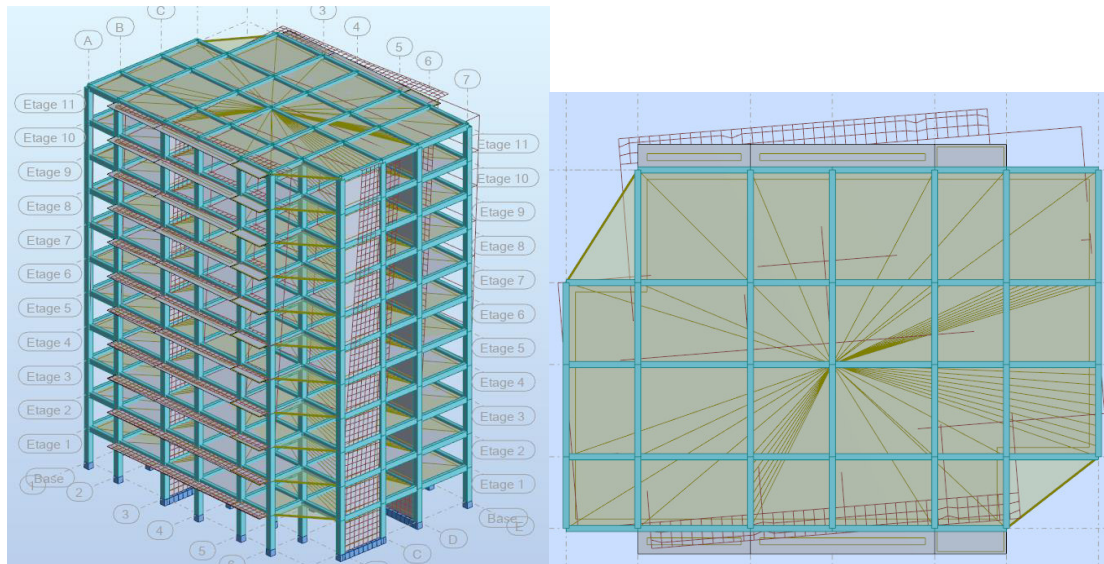
✓ Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



✓ Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



✓ Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



### ➤ Conclusion

L'analyse modale de notre structure nous a permis de conclure la présence d'une instabilité de cette dernière et ce vu la présence des modes de torsion couplés avec ceux de la translation dans le **1er mode**.

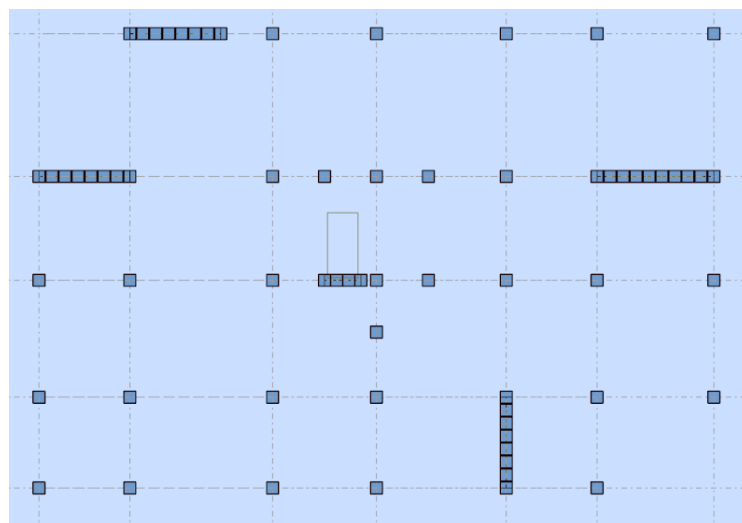
### ➤ Proposition :

Pour cette raison, on propose de change la disposition et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion,

Système de contreventement se présente comme suit :

- 01 Voile transversaux (sens-y) de 15cm.
- 03 Voiles longitudinaux (sens-x) de 15cm.

### 6.2. Variante II



**Fig. V.2.**Disposition des voiles en RDC de la structure

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,89	1,13	11,30	31,89	11,30	31,89
4/ 2	0,97	1,03	21,30	75,17	10,00	43,28
4/ 3	1,24	0,81	72,52	75,26	51,22	0,09
4/ 4	2,78	0,36	74,40	78,62	1,88	3,36
4/ 5	3,29	0,30	75,66	88,01	1,26	9,39
4/ 6	4,55	0,22	86,88	88,04	11,22	0,03
4/ 7	4,95	0,20	87,96	89,09	1,08	1,05
4/ 8	6,51	0,15	88,43	93,03	0,47	3,94
4/ 9	7,35	0,14	88,68	93,61	0,26	0,58
4/ 10	9,67	0,10	93,49	93,68	4,81	0,06

**-Interprétation des résultats:**

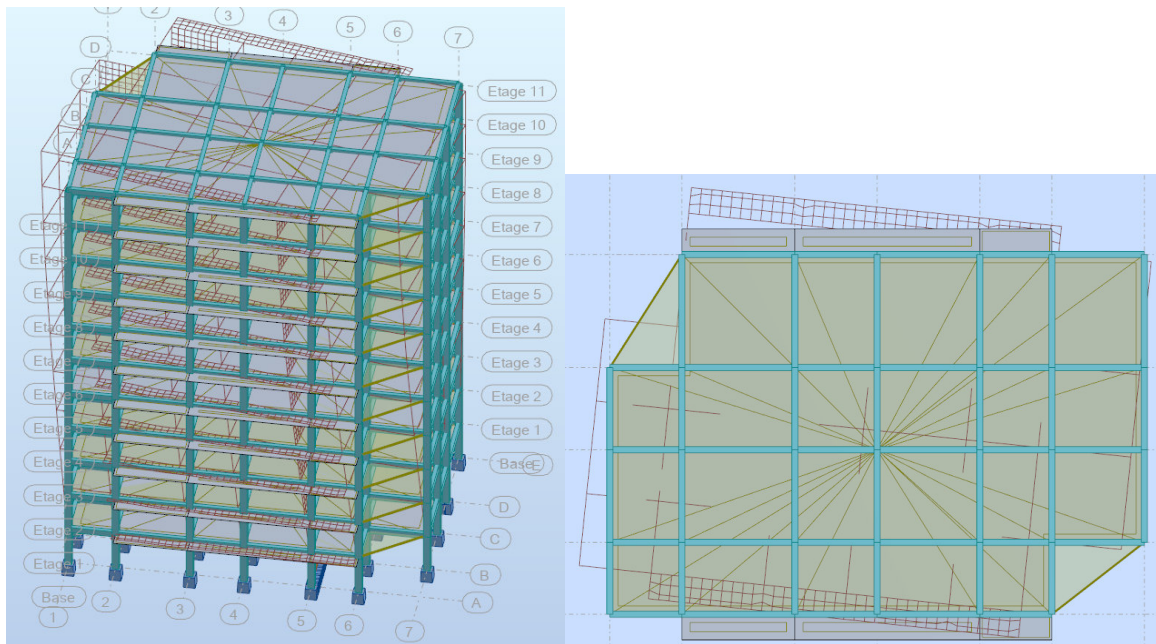
D’après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

-le 1<sup>er</sup> mode est un mode de torsion ( $U_x=11.30\%$ .  $U_y = 31.89\%$ ).

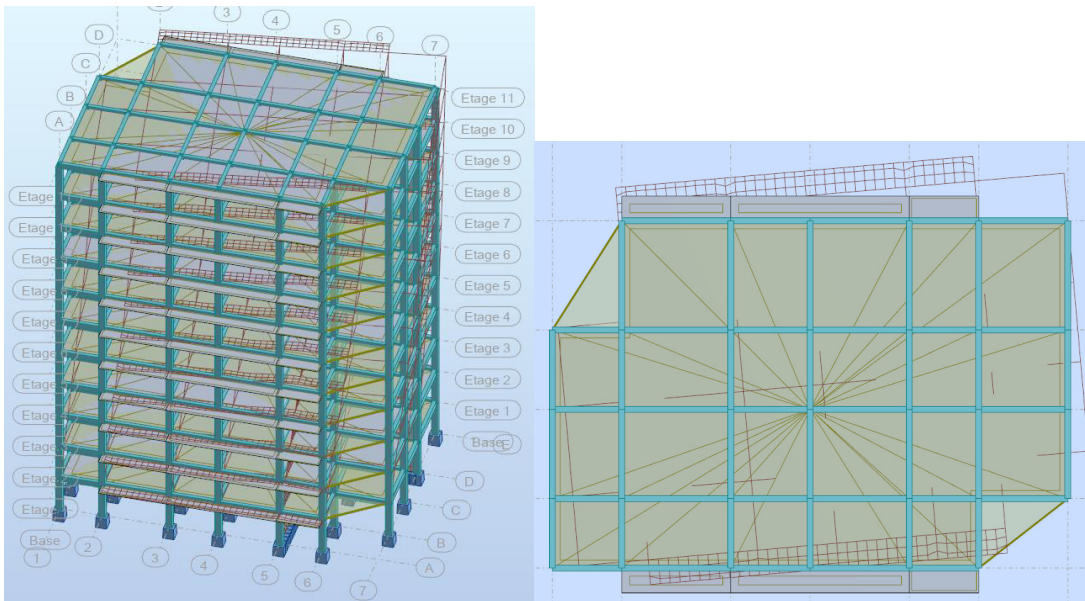
-le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion ( $U_x=10.00\%$ .  $U_y = 43.28\%$ ).

-le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation selon l’axe  $U_x = 51.22\%$  de participation de masse modale.

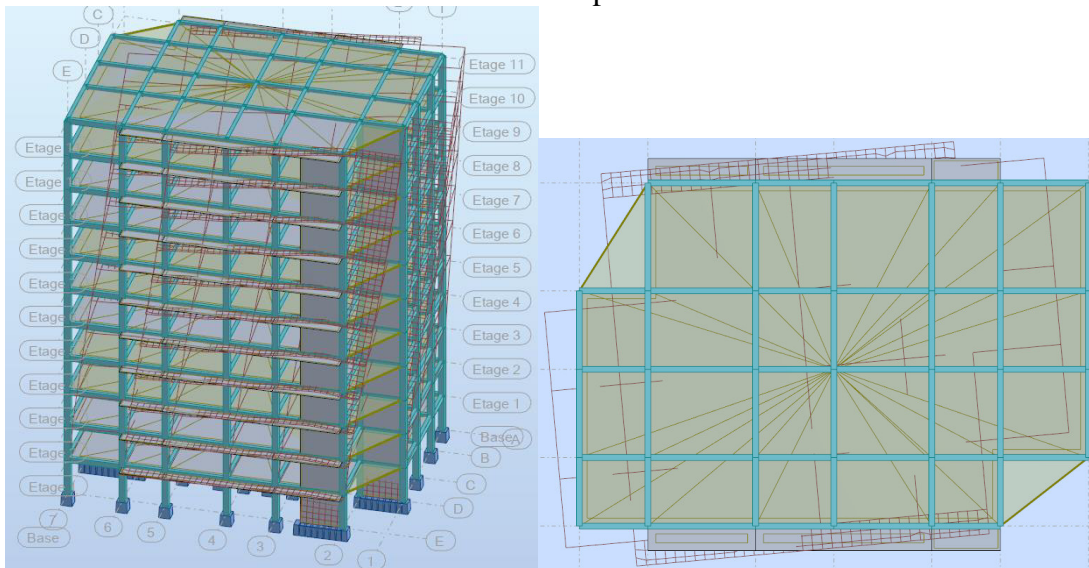
✓ Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



✓ Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan



**-Problématique :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable,

Cas dans :

- Le mode(1):il Ya une torsion.
- Le mode(2):il y a une torsion.
- Le mode(3):il y a une la translation.



**-La solution**

➤ **Proposition:**

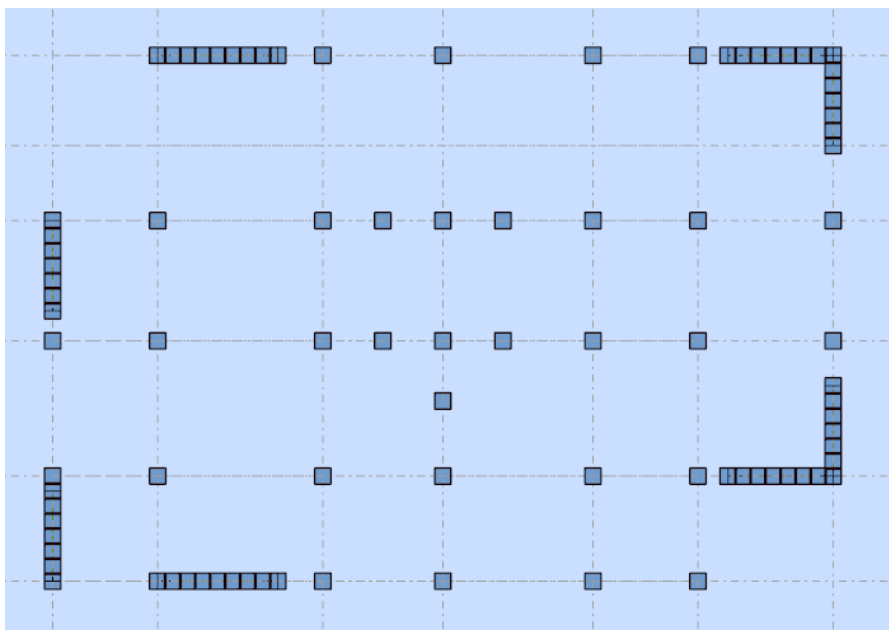
-On augmente les sections des poteaux. On utilisé les dimensions.

Poteaux change 50×50cm<sup>2</sup> ⇒55×55 cm<sup>2</sup>

04 Voile transversaux (sens-y) de 15cm.

04 Voiles longitudinaux (sens-x) de 15cm.

**6.3. Variante III:**



**Fig. V.3.**Disposition des voiles en RDC de la structure

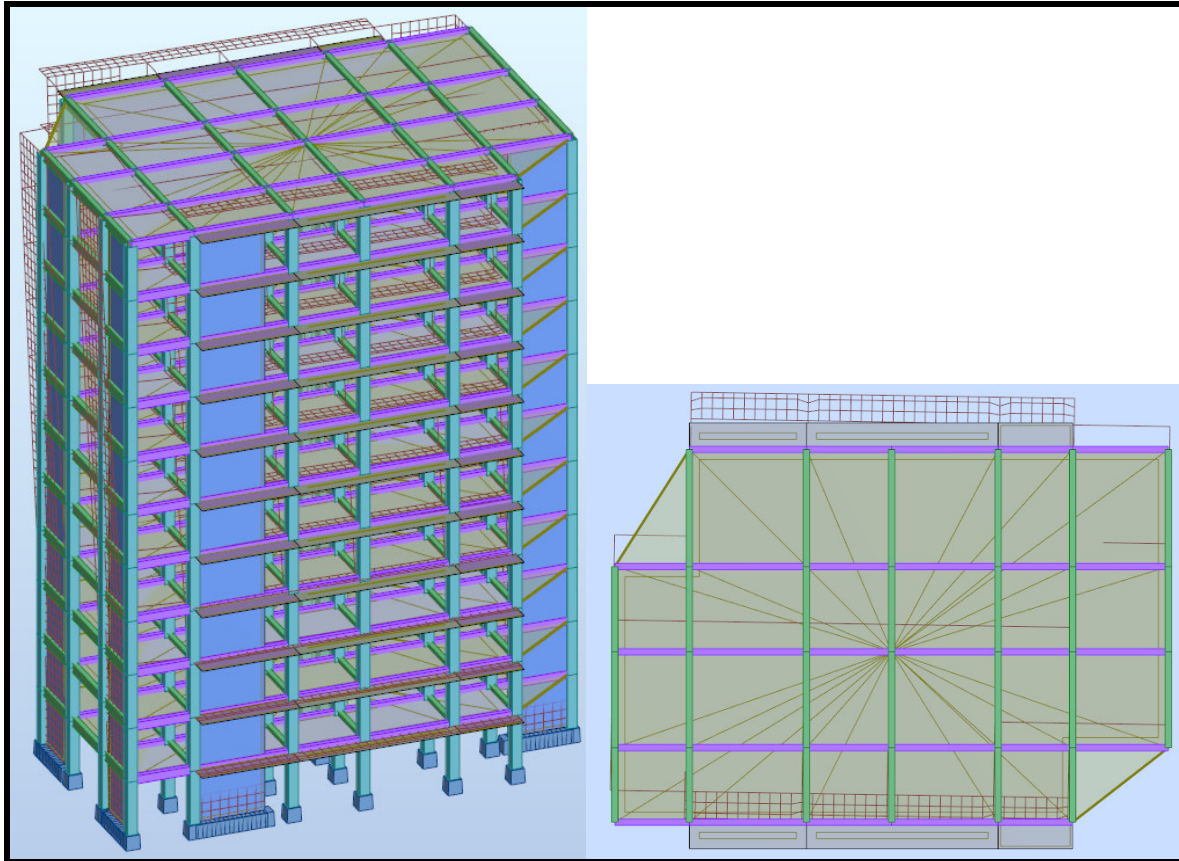
Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,16	0,86	0,20	71,77	0,20	71,77
4/ 2	1,33	0,75	72,42	71,94	72,22	0,18
4/ 3	1,71	0,58	72,54	73,05	0,12	1,10
4/ 4	4,13	0,24	72,57	87,47	0,03	14,42
4/ 5	4,75	0,21	87,54	87,49	14,97	0,03
4/ 6	6,30	0,16	87,56	87,53	0,02	0,04
4/ 7	8,44	0,12	87,57	92,90	0,00	5,37
4/ 8	9,65	0,10	92,96	92,90	5,40	0,00
4/ 9	10,71	0,09	92,96	92,90	0,00	0,00
4/ 10	11,01	0,09	92,96	92,90	0,00	0,00

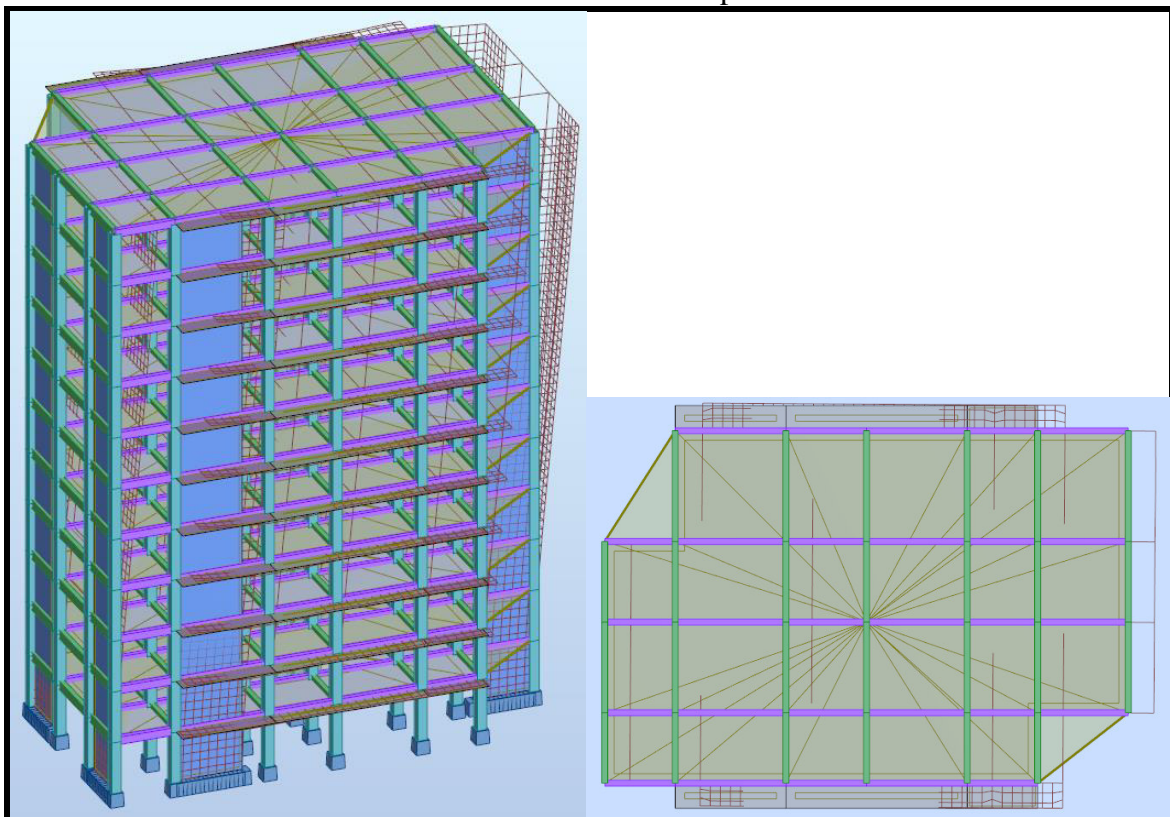
Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Cumulées UX [%]	Masse Cumulées UY [%]	Masses Modale UX [%]	Masses Modale UY [%]	Nature
1	1,16	0,86	0,20	71,77	0,20	71,77	Translation
2	1,33	0,75	72,42	71,94	72,22	0,18	Translation
3	1,71	0,58	72,54	73,05	0,12	1,10	Torsion
4	4,13	0,24	72,57	87,47	0,03	14,42	
5	4,75	0,21	87,54	87,49	14,97	0,03	
6	6,30	0,16	87,56	87,53	0,02	0,04	
7	8,44	0,12	87,57	92,90	0,00	5,37	
8	9,65	0,10	92,96	92,90	5,40	0,00	
9	10,71	0,09	92,96	92,90	0,00	0,00	
10	11,01	0,09	92,96	92,90	0,00	0,00	

**Conclusion:**

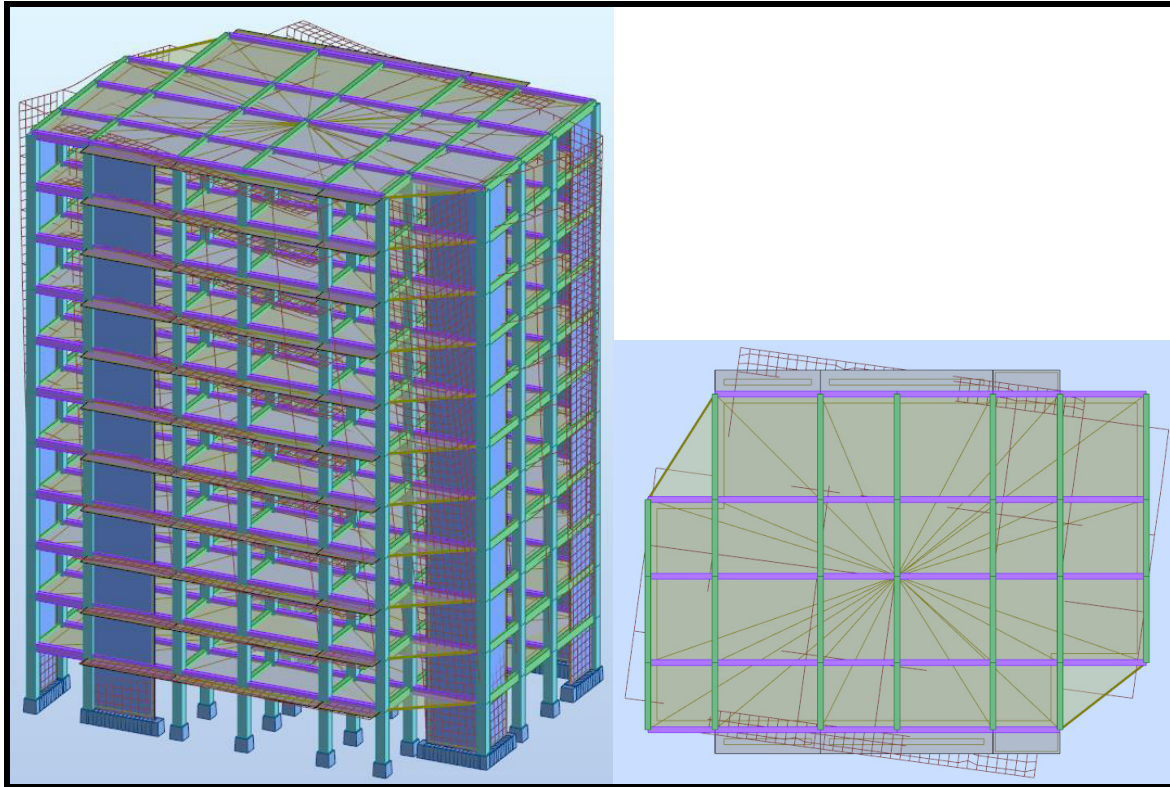
- on constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 71.77% de participation de masse modale.
- le 2<sup>em</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 72.22% de participation de masse modale.
- le 3<sup>em</sup> mode est mode torsion pure.
- - la période  $T_{dyn}$  calculée > la période empirique 1.3T dans les deux sens.
- on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).
- Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



- Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



- Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan



## 7. Distribution des Forces Sismiques

L'effort tranchant  $V_K$  au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

• Sens longitudinal :

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
2931,52	1212,55	1718,97
2893,90	956,28	1937,62
2802,16	1132,05	1670,11
2668,67	1231,43	1437,24
2503,53	1259,86	1243,68
2302,23	1237,08	1065,15
2057,07	1174,60	882,47
1771,04	1082,39	688,65
1446,73	969,49	477,24
1066,14	848,21	217,93
599,84	746,51	-146,66

Tableau : Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.



- Sens transversal :

FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
2729,99	1280,09	1449,90
2693,87	1060,26	1633,62
2604,64	1225,57	1379,08
2475,10	1302,58	1172,52
2317,43	1310,52	1006,91
2129,55	1269,01	860,54
1904,85	1188,78	716,07
1645,05	1079,33	565,73
1349,84	948,07	401,77
999,08	790,00	209,07
563,36	767,71	-204,35

Tableau : Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-55694,21	-45681,56	-10012,65
-50370,20	-41513,03	-8857,17
-45459,16	-37383,94	-8075,22
-40548,11	-33306,18	-7241,93
-35637,07	-29269,28	-6367,79
-30726,03	-25264,34	-5461,68
-25744,33	-21221,32	-4523,01
-20691,99	-17135,62	-3556,37
-15568,99	-13003,72	-2565,28
-10375,35	-8814,95	-1560,40
-5167,97	-4584,90	-583,07

Tableau : Distribution des forces verticales au niveau de chaque étage.

• **Justification selon RPA 99-v2003 (Art: 3.4.4a)**

- ❖ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

**Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).**

\_ Les sollicitations verticales totales de la structure : 55694.21 KN.

\_ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 10012.65 KN.

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_z \text{ totale}} = \frac{10012.65}{55694.21} = 17.98\% \leq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ❖ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Sens-x

$$\frac{F_x \text{ poteau}}{F_x \text{ totale}} = \frac{1212.55}{2931.52} = 41.36\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Sens-y

$$\frac{F_y \text{ poteau}}{F_y \text{ totale}} = \frac{1280.09}{2729.99} = 46.89\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- DONC : La condition de l'interaction portique-voile est vérifiée.

**Remarque :**

La Structure est système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

- **Effort tranchant de la base:**

$$V_x=2931.52 \text{ KN.} \quad V_y=2729.99 \text{ KN.}$$

- ❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure.**

- ❖ **Résultante des forces sismiques à la base  $V_t$ .**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_t$ , soit :  $V_t > 0.8$  Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X.....  $V_t = V_x = 2931.52 \text{ KN.}$
- Effort sismique dans le sens Y.....  $V_t = V_y = 2729.99 \text{ KN.}$

### 8. Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente):

R.P.A.99/V2003(article : 4-2-3) (page : 44,45)

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\text{Ou } \begin{cases} A = 0,15. \text{ (Tableau 4.1 RPA 99 / version 2003).} \\ Q = 1,20. \text{ (Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).} \\ R = 5. \text{ (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).} \end{cases}$$

$$D_x = 1.97 \quad ; D_y = 1.76$$

- ❖ **W : le poids total de la structure :**

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

- $W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes
- $W_{Qi}$  : La charge d'exploitation

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5).

$$\beta = 0.20$$

Nom	Masse [kg]
Etage 1	473320,69
Etage 2	471969,95
Etage 3	471969,95
Etage 4	471969,95
Etage 5	471969,95
Etage 6	473410,81
Etage 7	474851,67
Etage 8	476292,53
Etage 9	477733,39
Etage 10	479174,24
Etage 11	524008,61

Poids de la structure :  $W = 5266672.74 \text{ Kg} = 52666.73 \text{ KN}$ .

- **La force sismique totale à la base de la structure est**

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.97 \times 1.15}{5} \times 52666.73 = 3579.49 \text{ KN.}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.76 \times 1.20}{5} \times 52666.73 = 3336.96 \text{ KN.}$$

$$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} > 0.8$$

Sens longitudinal:  $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{2931.52}{3579.49} = 0.82 \geq 0.8 \longrightarrow$  **Condition vérifié.**

Sens transversal:  $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{2729.99}{3336.96} = 0.82 > 0.8 \longrightarrow$  **Condition vérifié.**

## 9. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

$\delta_k$ : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure

$\delta_{ck}$ : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$ : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **L'article 5.10 du RPA99/version2003:**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$ .

Avec:  $h_e$ : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

$\Delta_{adm}$ : Déplacement admissible (égale à  $(1\%h_e=0,01h_e)$ ).

- **Sens Longitudinal:**

Etage	$\delta_e k_x$ [cm]	$\delta_k = drU_x$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\%h_e$ [cm]	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	0,3	0,3	3.06	Cv
1	0,8	0,5	3.06	Cv
2	1,5	0,7	3.06	Cv
3	2,3	0,8	3.06	Cv
4	3,1	0,8	3.06	Cv
5	3,9	0,8	3.06	Cv
6	4,7	0,8	3.06	Cv
7	5,4	0,8	3.06	Cv
8	6,1	0,7	3.06	Cv
9	6,8	0,6	3.06	Cv
10	7,4	0,6	3.06	Cv

Tableau: Les Déplacements Du aux Force Si sémiques sens Longitudinal(XX)

RDC:  $\Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06cm$

Etage courant:  $\Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06cm$

- **Sens Transversal:**

Etage	$\delta_e k_y$ [cm]	$\delta_k = drU_y$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\%h_e$ [cm]	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	0,3	0,3	3.06	Cv
1	1,0	0,7	3.06	Cv
2	1,9	0,9	3.06	Cv
3	2,8	1,0	3.06	Cv
4	3,8	1,0	3.06	Cv
5	4,8	1,0	3.06	Cv
6	5,8	1,0	3.06	Cv
7	6,7	0,9	3.06	Cv
8	7,5	0,8	3.06	Cv
9	8,3	0,8	3.06	Cv
10	8,9	0,7	3.06	Cv

**Tableau:** Les Déplacements Du aux Force Si sémiques au sens Transversal (YY).

**Donc:** Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article: 5.10) (Page: 63) du RPA99-v2003 et Vérifier.



**10. Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P-Δ:RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page: 37).**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

\_ P<sub>k</sub>: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de Niveau k.

\_ Δ<sub>k</sub>:Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

\_ V<sub>k</sub>: Effort tranchant d'étage au niveau k.

\_ h<sub>k</sub>: Hauteur de l'étage k.

• **Sens Longitudinal:**

Etage	W (KN)	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>x</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	Θ	≤ 0.1
<b>10</b>	5240,09	5240,09	0,006	599,84	3,06	0,0171	CV
<b>9</b>	4791,74	10031,83	0,006	1066,14	3,06	0,0009	CV
<b>8</b>	4777,33	14809,16	0,007	1446,73	3,06	0,0007	CV
<b>7</b>	4762,93	19572,09	0,008	1771,04	3,06	0,0006	CV
<b>6</b>	4748,52	24320,61	0,008	2057,07	3,06	0,0005	CV
<b>5</b>	4734,11	29054,72	0,008	2302,23	3,06	0,0004	CV
<b>4</b>	4719,70	33774,42	0,008	2503,53	3,06	0,0004	CV
<b>3</b>	4719,70	38494,12	0,008	2668,67	3,06	0,0004	CV
<b>2</b>	4719,70	43213,82	0,007	2802,16	3,06	0,0004	CV
<b>1</b>	4719,70	47933,52	0,005	2893,9	3,06	0,0003	CV
<b>RDC</b>	4733,21	52666,73	0,003	2931,52	3,06	0,0003	CV

Tableau: Vérification a L'effet (P-Δ) <Sens Longitudinal>.

**•Sens Transversal:**

Etage	W (KN)	Pk (KN)	$\Delta_k$ (m)	$V_y$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Theta$	$\leq 0.1$
10	5240,09	5240,09	0,007	563,36	3,06	0,0213	CV
9	4791,74	10031,83	0,008	999,08	3,06	0,0010	CV
8	4777,33	14809,16	0,008	1349,84	3,06	0,0007	CV
7	4762,93	19572,09	0,009	1645,05	3,06	0,0006	CV
6	4748,52	24320,61	0,01	1904,85	3,06	0,0005	CV
5	4734,11	29054,72	0,01	2129,55	3,06	0,0005	CV
4	4719,70	33774,42	0,01	2317,43	3,06	0,0004	CV
3	4719,70	38494,12	0,01	2475,1	3,06	0,0004	CV
2	4719,70	43213,82	0,009	2604,64	3,06	0,0004	CV
1	4719,70	47933,52	0,007	2693,87	3,06	0,0004	CV
RDC	4733,21	52666,73	0,003	2729,99	3,06	0,0004	CV

Tableau: Vérification a L'effet (P- $\Delta$ ) <Sens Transversal>.

Alors:  $\Theta_k \leq 0.1$

Donc: L'effet (P- $\Delta$ ) est négligeable pour les deux directions.

**11. Vérification au Renversement:**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

Suivante :

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

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = w \times L/2$$

$W$  : le poids total de la structure.

$L$ : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).  $L=28.68m$ .

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

## ❖ Sens longitudinal :

$$M_{sx} = 52666.73 \times (26,55/2) = 699150,84 \text{KN.m}$$

Niveau	Vx(kn)	Fx(kn)	Hi	Mr (x) (kn.m)
10	599,84	599,84	33,66	20190,61
9	1066,14	466,30	30,60	14268,78
8	1446,73	380,59	27,54	10481,45
7	1771,04	324,31	24,48	7939,11
6	2057,07	286,03	21,42	6126,76
5	2302,23	245,16	18,36	4501,14
4	2503,53	201,30	15,30	3079,89
3	2668,67	165,14	12,24	2021,31
2	2802,16	133,49	9,18	1225,44
1	2893,90	91,74	6,12	561,45
RDC	2931,52	37,62	3,06	115,12
				$\Sigma = 70511,06$

**Tableau.** Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

$$M_{Rx} = 70511,06 \text{KN.m}$$

## ✓ Vérifications:

$$M_s/M_{Rx} = 9,92 > 1,5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

## ❖ Sens transversale :

$$M_{sx} = 52666.73 \times (18,05/2) = 475317,24 \text{KN.m}$$

Niveau	Vy(kn)	Fy(kn)	Hi	Mr (y) (kn.m)
10	563,36	563,36	33,66	18962,70
9	999,08	435,72	30,60	13333,03
8	1349,84	350,76	27,54	9659,93
7	1645,05	295,21	24,48	7226,74
6	1904,85	259,80	21,42	5564,92
5	2129,55	224,70	18,36	4125,49
4	2317,43	187,88	15,30	2874,56
3	2475,10	157,67	12,24	1929,88
2	2604,64	129,54	9,18	1189,18
1	2693,87	89,23	6,12	546,09
RDC	2729,99	36,12	3,06	110,53
				$\Sigma = 65523,05$

**Tableau.** Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

$$M_{Rx} = 65523,05 \text{KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$M_s/M_{Rx} = 7,25 > 1,5$ .....vérifié

-DONC: La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

**12. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:**

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

**12.1. Centre de gravité des masses:**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

\_  $M_i$  : la masse de l'élément  $i$ .

\_  $X_i, Y_i$  : les coordonnées du centre de gravité de l'élément «  $i$  » par rapport à un repère global

**12.2. Centre de gravité des rigidités:**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec:

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{I_{jx}}$$

$I_{jy}$ : Inertie de l'élément  $j$  dans le sens  $y$ .

$X_j$  : Abscisse de l'élément  $I_{jy}$ .

$I_{jx}$ : Inertie de l'élément  $j$  dans le sens  $x$ .

$Y_j$  : Ordonnée de l'élément  $I_{jx}$ .

**12.3. L'excentricité:**

L'excentricité est la distance entre le

Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant:

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

**12.3.1. L'excentricité Théorique:**

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$e_x$ : Excentricité théorique suivent x.

$e_y$ : Excentricité théorique suivent y.

### 12.3.2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05L$ , (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X: } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 26.55 \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 1.328\text{m.} \\ \text{Sens Y: } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 18.05 \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 0.903\text{m.} \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) (Page: 59).

-Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique:

		Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
Etage	W[Kg]	G(X, Y, Z) [m]	R(X, Y, Z) [m]	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]
<b>RDC</b>	473320,69	13,11 8,64 2,67	13,00 9,39 2,23	0,11	0,75
<b>1</b>	471969,95	13,11 8,635,73	13,00 9,39 5,29	0,11	0,76
<b>2</b>	471969,95	13,11 8,638,79	13,00 9,39 8,35	0,11	0,76
<b>3</b>	471969,95	13,11 8,6311,85	13,00 9,39 11,40	0,11	0,76
<b>4</b>	471969,95	13,11 8,6314,91	13,00 9,39 14,40	0,11	0,76
<b>5</b>	473410,81	13,11 8,6317,98	13,00 9,39 17,50	0,11	0,76
<b>6</b>	474851,67	13,11 8,63 21,04	13,00 9,39 20,50	0,11	0,76
<b>7</b>	476292,53	13,11 8,63 24,10	13,00 9,39 23,60	0,11	0,76
<b>8</b>	477733,39	13,11 8,63 27,16	13,00 9,39 26,70	0,11	0,76
<b>9</b>	479174,24	13,11 8,6330,22	13,00 9,39 29,70	0,11	0,76
<b>10</b>	524008,61	13,10 8,6233,35	13,00 9,39 32,80	0,10	0,77

Tableau: Caractéristiques Massique de la Structure.

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure:

Etage	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]
<b>RDC</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>1</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>2</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>3</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>4</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>5</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>6</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>7</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>8</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>9</b>	26,55	18,05	1,328	0,903
<b>10</b>	26,55	18,05	1,328	0,903

Tableau : L'excentricité Accidentelle des Etages.

### 13. conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure Parasismique. Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2020, ces résultats Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

## VI. Ferrailage des éléments porteurs :

### 1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

### 2. Les combinaisons d'actions :

- **Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q

$$1.35G + 1.5Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

- **Règlement RPA 99(V2003)**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0.8G \pm E \quad (2)$$

- Pour le portique :

- Les poteaux

$$\text{À l'ELU : } 1) 1,35G + 1,5 Q + W \dots (\text{BAEL 91})$$

$$2) 1.35G + 1.5W + Q$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q + W$$

$$3) G + Q \pm 1E \dots (\text{RPA99 V2003})$$

$$4) 0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison  $(G + Q \pm E)$  donne un effort normal maximal et un moment correspondant  $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$ .

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- Les poutres

À l'ELU :  $1,35G + 1,5 Q$  ..... (BAEL 91)

À l'ELS :  $G + Q$

$G + Q \pm E$  ..... (RPA99 V2003)

$0,8G \pm E$

- La combinaison (G + Q ±E) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8G ±E) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

- Les voiles

$G+Q\pm E$ ..... (RPA99v2003)

$0.8G \pm E$

**VI.3. Ferraillage des éléments porteurs :**

Le ferraillage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le RPA99 version 2003 et le BAEL 91.

**VI.3.1. Ferraillage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

✓ **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

❖ **Calcul du ferraillage :**

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:



- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq (0.337 - 0.8 \frac{c}{h}) b \cdot h^2 \cdot \sigma_b \quad -$$

(B)                      (A)

✓ **Le Moment fictif :**

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

- **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes:

❖ **Selon le BAEL :**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5 Q$$

$$\text{EL.S} : G + Q$$

❖ **Selon le RPA99 :**

$$G + Q \pm E \quad (M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

$$0,8 G \pm E \quad (N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

• **Recommandation de (RPA 2003) (Art.7.4.2.1):**

1. Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %

2. Pourcentage maximal : 4 % en zone courant

6 % en zone de recouvrement.

3. Diamètre minimum : 12mm.

4. La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

✓ **Armatures transversales** : BAEL91 (art A.8.1, 3)

1. Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_c}{3}$

2. leur espacement :  $S_t \leq \min (15 \phi_c ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3. La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en ‰ est donnée comme suit:

RPA99(V2003) (Art 7.4.2.)

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8 \%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

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

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7L$ )

➤ **RPA99(VER2003)**: (Art 7.4.2.2)

1. Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

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

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 400\text{MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$S_t$  : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $t \leq 10 \text{ cm}$ .

- La zone courante :  $t' \leq (b/2, h/2, 10\phi_1)$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

✓ **Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales

Sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99ver 2003 (Art.5.2) :**

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (5.1)$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5.2)$$

❖ D'après le **BAEL 91 :**

$$1.35G + 1.5 Q$$

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

$$N^{\max} : M^{\text{correspondant}}$$

$$N^{\min} : M^{\text{correspondant}}$$

$$M^{\max} : N^{\text{correspondant}}$$

**V.3.1 Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC (dimension 55×55) :

$$c = c' = 3 \text{ cm}; \quad S = 55 \times 55 (\text{cm}); \quad \text{acier } F_e E400; \quad f_{c28} = 25 M_{Pa}.$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 M_{Pa}; \quad l = 3.06 \text{ m} : \text{ hauteur totale du Poteau.}$$

**V.3.2 Ferraillage longitudinal :**

ELU		G+Q ± E		0,8G+E		ELS	
N <sub>MAX</sub>	M <sub>COR</sub>	M <sub>MAX</sub>	N <sub>COR</sub>	N <sub>MIN</sub>	M <sub>COR</sub>	N <sub>MAX</sub>	M <sub>COR</sub>
(KN)	(KN.M)	(KN.M)	(KN)	(KN)	(KN.M)	(KN)	(KN.M)
2481.88	9.60	152.96	987.98	20.23	4.93	1818.77	7.04

$$N_{\max} = 2481880 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 9600 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{MAX}} = 152960 \text{ N.m} ; \quad N_{\text{corr}} = 987980 \text{ N}$$

$$N_{\min} = 20230 \text{ N} ; \quad M_{\text{corr}} = 4930 \text{ N.m}$$

❖ (ELU):

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{9600}{2481880} = 0.00386 \text{ m} = 0.386 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.386 = 2.386 \text{ cm.}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau (55×55) cm<sup>2</sup>.

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$3.06 < \max (15 ; 0,87) \quad \Rightarrow \quad 3.06 < 15$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \Phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\text{Max } (\lambda_b, \lambda_h) \leq 70$$

$$\lambda_b = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} = 3.46 \times \frac{2.142}{0.55} = 13.48 ; \quad \lambda_h = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i} = 3.46 \times \frac{2.142}{0.55} = 13.48$$

$$\text{Max } (13.48 ; 13.48) = 13.48$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.48}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0092 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.386 + 0.92 = 3.306 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} \cdot e = 2481.88 \times 0.03306 = 82.051 \text{ KN.m}$$

**Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 2481.88 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 82.051 \text{ KN.M}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) \cdot 55 \times 55 \times 14.2 = 691790.28 \text{ N.m}$$

$$A = 691.79028 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 82.051 + 2481.88 \times (0.51 - \frac{0.55}{2}) = 665.30 \text{ N.m}$$

$$B = 2481.88 (0.51 - 0.03) - 665.30 = 526 \text{ KN.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{665300}{14.2 \times 55 \times 51^2} = 0.328$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Leftrightarrow (\alpha = 0.517; \beta = 0.793)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{665300}{348 \times 0.793 \times 51} = 47.27 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 47.27 - \frac{2481880}{100 \times 348} = -24.05 \text{ cm}^2 \quad (A = 0 \text{ cm}^2 \text{ section nulle})$$

❖ (G+Q±E) :

$$M_{\max} = 152.96 \text{ KN.M}; \quad N_{\text{corr}} = 987.98 \text{ N.}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{152.96}{987.98} = 0.155 \text{ m} = 15.5 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 15.5 = 17.5 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0092 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 15.5 + 0.92 = 16.42 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 152.96 \text{ KN.M} ; \quad N_{\text{corr}} = 987.98 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 987.98 \times 0.1642 = 162.23 \text{ KN.m.}$$

**Les efforts corrigés seront :**

$$N = 987.98 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 162.23 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) 55 \times 55 \times 18.5 = 901276.06 \text{ N.m}$$

$$A = 901.27606 \text{ KN.M}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 162.23 + 987.98 \left(0.51 - \frac{0.55}{2}\right) = 394.405 \text{ KN.M}$$

$$B = 987.98 (0.51 - 0.03) - 394.405 = 79.83 \text{ KN.M}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement tendu.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{394405}{18.5 \times 55 \times 51^2} = 0.150$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \longleftrightarrow \text{ situation - accidentel le.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.204; \beta = 0.918)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{394405}{400 \times 0.918 \times 51} = 21.06 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 21.06 - \frac{987980}{100 \times 400} = -3.64 \text{ cm}^2 \quad (A = 0 \text{ cm}^2 \text{ section nule})$$

❖ **(0.8G ±E) :**

$$N_{\min} = 20.23 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corr}} = 4.93 \text{ KN.M}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{4930}{20230} = 0.24\text{m} = 24\text{cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + (24) = 26\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0092\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 26 + 0.92 = 26.92\text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 20.23 \times (0.2692) = 5.45\text{KN.m.}$$

**Les efforts corrigés seront :**

$$N = 20.23\text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 5.45\text{KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 3) 55 \times 55 \times 18.5 = 901276.06\text{N.m}$$

$$A = 901.27606\text{ KN.M}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 5.45 + 20.23 \left(0.51 - \frac{0.55}{2}\right) = 10.204\text{KN.M}$$

$$B = 20.23 (0.51 - 0.03) - 10.204 = -0.49\text{KN.M}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10204}{18.5 \times 55 \times 51^2} = 0.00386$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2\text{M}_{\text{pa}}, \quad \bar{\sigma}_s = 400\text{M}_{\text{pa}} \quad \longleftrightarrow \quad \text{situation - accidentel le.}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Longleftrightarrow \quad (\alpha = 0.0048; \beta = 0.998)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10204}{400 \times 0.998 \times 51} = 0.50\text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.50 - \frac{20230}{100 \times 400} = 0\text{cm}^2 \quad (A = 0\text{ cm}^2 \text{ section nulle})$$



**-Vérification des sections: RPA (99ver2003)**

✓ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min}=0.8\%(h \times b)=0.008(55 \times 55)=24.2 \text{ cm}^2 \text{ Zone IIa}$$

**- Condition de non fragilité: BAEL91 art A.4.2**

$$A_{min} = 0.23d.b \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 51 \times 55 \times 2.1}{400} = 3.40 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
<b>ELU</b>	0.00	24.2	3.40	4HA25+4HA16= 27.67 cm <sup>2</sup>
<b>G+Q+E</b>	0.00			
<b>0.8G+E</b>	0.00			

**V.3.5 Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ( $N_{ser}, M_{ser}$ )

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

➤ Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 1818.77 \text{ KN} ; M_{ser} = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{7.04}{1818.77} = 0.004 \text{ m} ; e_0 = 0.004 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.092$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 55 \times 55 + 15(27.67) = 3440.05 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 C + A_2 d) \right]$$

$$= \frac{1}{3440.05} \left[ \frac{55 \times 55^2}{2} + 15(13.835 \times 3 + 13.835 \times 51) \right] = 27.44 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27.44 = 27.56 \text{ cm}$$

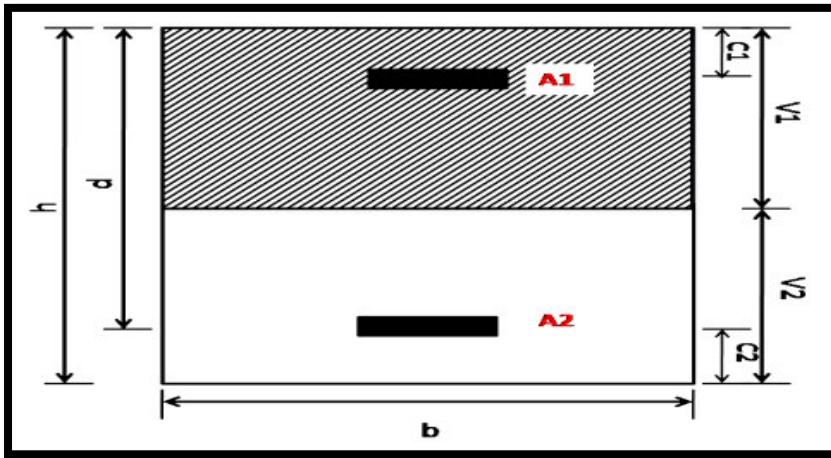


Fig.VI.01.section de poteau.

$$I_{XX} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{55}{3}(27.44^3 + 27.56^3) + 15(13.835 \times (27.44 - 3)^2 + 13.835 \times (27.56 - 3)^2)$$

$$= 5330042.68 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1818770}{100 \times 3440.05} = 5.28 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{7040 \times 10^2}{5330042.68} = 0.132$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.28 + 0.132 \times 27.44 = 8.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8.90 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - C')] = 15[5.28 + 0.132(27.44 - 3)] = 127.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[5.28 + 0.132(51 - 27.44)] = 125.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 127.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 125.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

### V.3.6 Armatures transversales :

#### V.3.7 Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 156.47 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{156.47 \times 10^3}{550 \times 510} = 0.558 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,558 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$  conditions vérifiées.

### V.3.8 Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de

la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

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

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left[ \frac{2.142}{0.55} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right] \lambda_g = 4.03 < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales RPA99/ver2003. [Art .7.4.2.2]

❖ **La zone nodale** :  $S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$  en zone IIa en prend  $t=10\text{ cm}$

❖ **La zone courante** :  $S'_t \leq 15\phi_l$  en zone IIa

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

-En prend  $S_t=15\text{ cm}$  dans la zone courante.

-Alors:

**En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 156470}{55 \times 400 \times 100} \times 10 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.67 \text{ cm}^2$$

Soit (2 cadre HA10+ 2cadre HA10)=3.14 cm

**En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 156470}{55 \times 400 \times 100} \times 15 = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4 \text{ cm}^2$$

Soit (4 cadre HA12)=4.52cm

### V.3.9 Vérification des cadres des armatures minimales : D'après

➤ **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{s_t \times b} \% = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

**Dans la zone nodale**  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{s_t \times b} = \frac{3.14}{10 \times 55} = 0.57\% > 30\%$$

$A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$  Alors la condition est vérifiée

**Dans la zone courant**  $t=15$  cm

$$\frac{A_t}{s_t \times b} = \frac{4}{15 \times 55} = 0.48\% > 30\%$$

$A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.48 \text{ cm}^2$  Alors la condition est vérifiée

**BAEL91: (art A.8.1, 3):**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t > \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  Condition Vérifiée

2/ leur espacement :  $s_t \leq \min(15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$s_t \leq \min(24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$  Condition Vérifier

**V.3.10 Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

$S_{POT}$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{CAL}$ (CM <sup>2</sup> )	N <sup>NBR</sup> DES BARRES	$A_{ADAPT}$ (CM <sup>2</sup> )
55x55	24.20	4HA20+8HA16	28.650

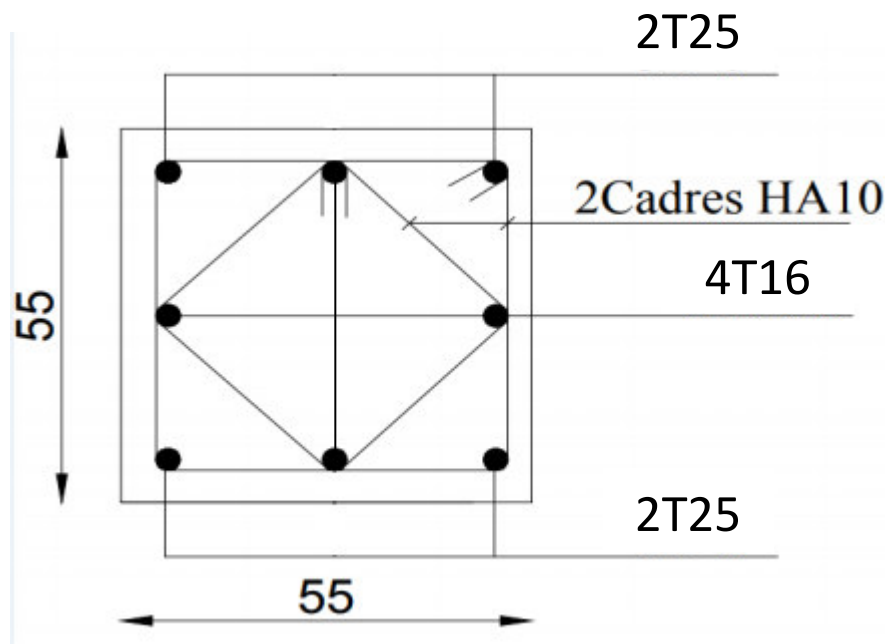


Fig.VI.02.Coupe de ferraillage de section de poteau.

**VI.3.2. ferraillage des poutres :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple .les ferraillage est obtenu à l'état limite Ultime

«ELU» sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

- En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes:
- **Selon BAEL91:**

ELU: 1.35G + 1.5Q.....en travée

- **Selon RPA99/2003 :**  
 G+Q±E..... sur appui  
 0.8G ± E.....en travée

- **Recommandation RPA99/version2003:**

**-Les armatures longitudinales:(RPA99/2003 7.5.2.1)**

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-4% en zone courante

-6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50 $\phi$  en zone IIa

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

- **Ferrailage longitudinale des poutres:**

**-Pour les poutres principales:**

$$S = 30 \times 50 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \geq \frac{h}{10}, \phi \geq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad c \geq 1 + \frac{5}{2} = 3.5 \text{ cm}$$

$$C = 3.5 \text{ cm}$$

- **Pour les poutres secondaires (chinages)**

$$S = 30 \times 45 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \geq \frac{h}{10}, \phi \geq \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \quad c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \text{ cm}$$

$$C = 3.5 \text{ cm}$$

$$f_{su} = f_e E 400 M_{Pa}$$

- **Vérifications nécessaires pour les poutres:**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 46.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 41.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91:

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 50 \times 30 = 1.5\text{cm}^2 \text{ .....Poutre principale}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 45 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \text{ .....Poutre secondaire}$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h \text{ (art.7.5.2.1)}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 30 \times 50 = 7.5\text{cm}^2 \text{ .....Poutre principale}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 30 \times 45 = 6.75\text{cm}^2 \text{ .....Poutre secondaire}$$

- calcul le ferrailage :

-En Travée

E.L.U: Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	M (N.M)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{CAL}(\text{CM}^2)$
Poutre principale	77770	0.084	0.392	0.109	0.956	5.03
Poutre secondaire	93700	0.127	0.392	0.170	0.932	6.96

E.L.S: Combinaison (G + Q).

	$M_U(\text{N.})$	$M_{SER}(\text{N. M})$	$\alpha$	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	CONDITIN
Poutre principale	77770	56880	0.0617	1.36	0.243	Vérifier
Poutre secondaire	93700	68350	0.0932	1.37	0.248	Vérifier

**Tableau Récapitulatif**

	$A_{CAL}$ ( $\text{CM}^2$ )	$A_{MIN}^{BAEL}$ ( $\text{CM}^2$ )	$A_{MIN}^{RPA}$ ( $\text{CM}^2$ )	$A_{MIN}^{BAEL}$ ( $\text{CM}^2$ )	$A_{MAX}$	$A_{ADAP}$ ( $\text{CM}^2$ )
Poutre principale	5.03	1.50	7.5	1.68	5.03	3HA12+3HA12=6.79
Poutre secondaire	6.96	1.35	6.75	1.50	6.75	3HA14+3HA12=8.01

**Sur Appuis**

-Combinaison (G + Q + E).

	M (N.M)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{CAL}(\text{CM}^2)$
Poutre principale	162240	0.176	0.392	0.244	0.902	11.12
Poutre secondaire	122040	0.166	0.392	0.228	0.909	9.30

**Tableau Récapitulatif**



	$A_{CAL}$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{MIN}^{BAEL}$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{MIN}^{RPA/2}$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{MIN}^{BAEL}$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{MAX}$	$A_{ADAP}$ (CM <sup>2</sup> )
Poutre principale	11.12	1.50	7.5	1.68	11.12	3HA16+3HA16=12.06
Poutre secondaire	9.30	1.35	6.75	1.50	9.30	3HA16+3HA12=9.42

• **Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**

**-Les Poutres Principales**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0909 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ .....CV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0079 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ .....CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0.0909 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \text{ ....CV}$$

**-Les Poutres Secondaires**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0818 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ .....CV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0079 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ .....CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0.0818 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.079 \text{ ....CV}$$

• **Ferrailage des armatures transversales:**

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

On doit vérifier que  $\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}$  avec:

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

✓ On étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{max} = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

• **Poutre principale:**

$$T_u^{max} = 156.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{156540}{300 \times 465} = 1.122 \text{ MPa} \leq \text{Min}\{3.33; 5\} \dots \text{CV}$$

- **Poutre secondaire:**

$$T_u^{\max} = 133.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{133820}{300 \times 415} = 1.075 \text{ MPa} \leq \text{Min}\{3.33; 5\} \dots \text{CV}$$

- **Disposition constructives :**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min\{41.85; 40\} \\ S_{t2} \leq \min\{37.35; 40\} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow S_{t1} = S_{t2} = 15 \text{ cm}$$

- **Les armateurs transversales :**

- **Section minimale des armatures transversales : BAEL91(A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Les Poutres Secondaires**

-En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right) = 11.25\text{cm}$$

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

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

$h$ : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$S_{t1} \leq \min\{37.35\text{cm}; 40\text{cm}\} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**-Section minimale des armatures transversales : BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

**-Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 11.25 \times 30 = 1.0125\text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 1.0125 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

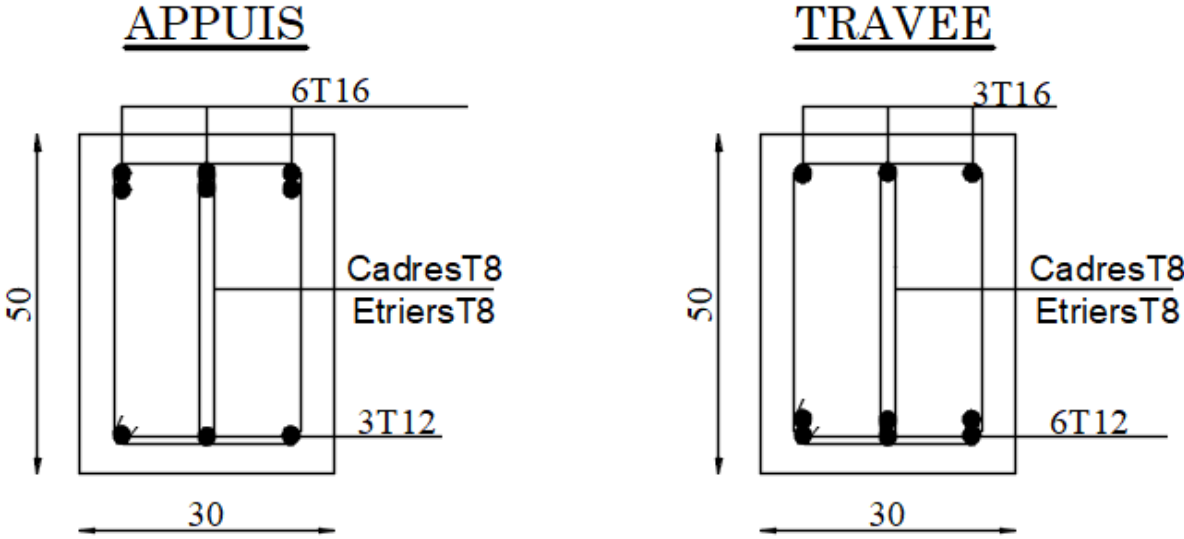


Fig.VI.03. Ferraillage de la poutre principale.

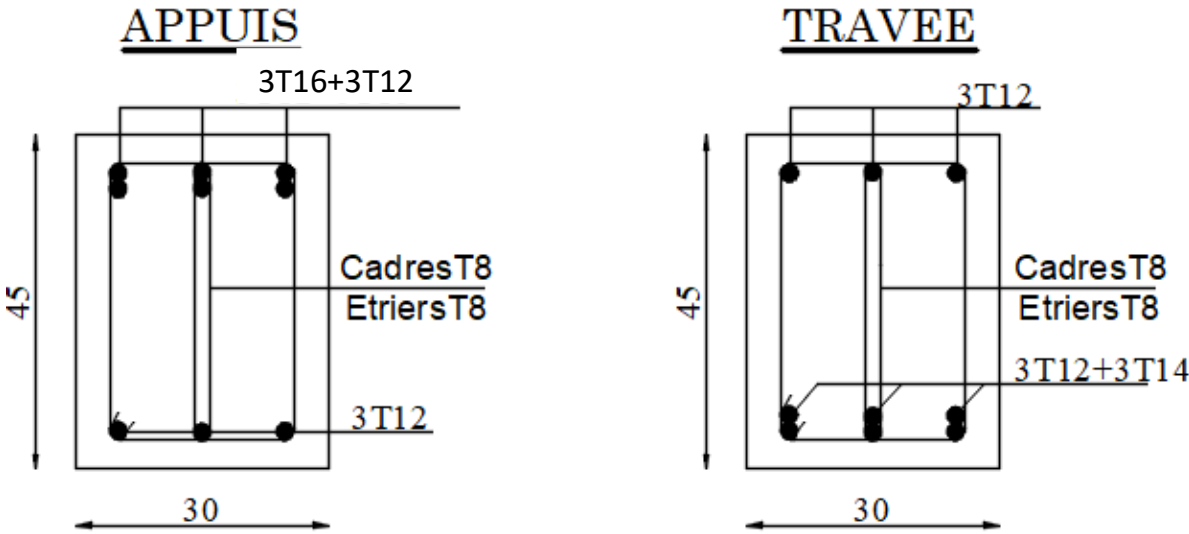


Fig.VI.04. Ferraillage de la poutre secondaire.

## VI.4. Ferrailage Des Voiles :

### 4.1. Voiles pleins :

#### 4.1.1. Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous:

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit:
  - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
  - En zone courante égale a 0.10%.
6. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

#### 4.1.2. Ferrailage horizontal:

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .

$\phi$ : Diamètre des barres horizontales.

##### - Règles communes:

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes:

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:
  - $S \leq 1.5a$  (a: Epaisseur du voile).
  - $S \leq 30\text{cm}$ .

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de  $40\phi$  pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- **Armatures transversales :**

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

#### 4.2. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

- **Ferrailage vertical:**

➤ **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être:

1. Entièrement tendu (S. E. T).
2. Entièrement comprimée (S. E.C).
3. partiellement comprimée (S. P. C).

• **Étapes de calcul :**

• **Détermination de la nature de la section :**

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $6/h$ ).

-Calcul de l'excentricité «e» qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ )

-**Calcul des sections suivant leurs natures :**

➤ **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C: Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - C' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - C' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

**-Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée:** La section est entièrement comprimée si:

-N : L'effort normal est un effort de compression.

-C: Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou: MA: Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par:

$$\text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\% \text{ } A' = \frac{[M_A - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d - c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par:

$$A=0 \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

- la section est partiellement comprimée si :

-N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression «C» se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

-N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression «C» se trouve à l'extérieur de la section.

-N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression «C» se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou:  $M_A$ : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

**Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante:**

$$\left. \begin{array}{l} \circ \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \circ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \text{Pour les voiles pleins.}$$

$$\circ \text{1}^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\circ \text{2}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h$$

$$\circ \text{3}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

### 4.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous «N et M» le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$\bullet N = 0,8 N_G \pm N_E$$

$$\bullet M = 0,8 M_G \pm M_E$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$\bullet N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$\bullet M = M_G + M_Q \pm M_E$$

### 4.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales):

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous N et M; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:



$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité  $c$  à  $d$  pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison:

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

#### 4.5. Exemple de Calcul :

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

- Armatures verticales:

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L=3.0m)

**0.8G± E**

Niveau	T(KN)	N(KN)	M (KN.m)
RDC	346.81	-580.41	1404.19

$$\rightarrow M_{\text{max}} = 1404.19 \text{ KN.m} \quad \rightarrow N_{\text{corr}} = 580.41 \text{ KN}$$

$$h=3.00\text{m} \quad ; c=5 \text{ cm}$$

$$d = h-c = 2.95\text{m} \quad ; a = 0.20\text{m}$$

Détermination de l'excentricité  $e$ :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1404.19}{580.41} = 2.42\text{m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 300 - 0.81 \times 5) \cdot 15 \times 300 \times 14.2$$

$$A = 6201.495 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1404.19 + 580.41(2.95 - \frac{3.00}{2}) = 2245.78 \text{ KN.m}$$

$$B = 580.41 (2.95 - 0.05) - 2245.78 = -562.60 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**- Vérification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 2.42}{3.00} = 16.13$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{3.00} = 0.51$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\{15, 16.13\} \rightarrow \text{cv}$$

#### 4.6. Calcul de ferrailage :

**- Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_A = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2245.78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa} \quad \text{Cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \gamma_s = 1; \text{ cas accidentale}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2245.78 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 295^2} = 0.0929$$

$$\mu < \mu_l (\alpha = 0.122; \beta = 0.951)$$

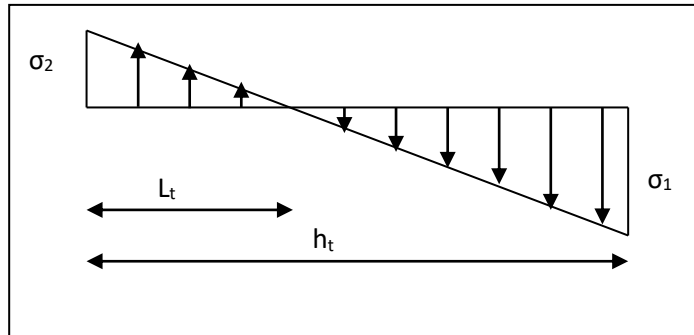
$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2245.78 \times 10^3}{400 \times 0.951 \times 295} = 20.01 \text{ cm}^2$$

**- Calcul des armatures à la flexion composée :**

$$A_{\text{Cal}} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20.01 - \frac{580.41 \times 10^3}{100 \times 400} = 5.50 \text{ cm}^2$$

**- L'armature verticale minimale:**

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



**Fig.V.6.** Diagramme de -contrainte du béton

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{580.41 \times 10^3}{150 \times 3000} + \frac{6 \times 1404.19 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = 7.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{580.41 \times 10^3}{150 \times 3000} - \frac{6 \times 1404.19 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = -4.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 > 0 \quad ; \quad \sigma_2 < 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.20 \text{ m}$$

Le pourcentage minimal des armatures verticales sur la zone tendue est 0.2%

Alors  $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 120 \times 15 = 3.6 \text{ cm}^2$

**- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

- Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.3)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 300 = 6.75$$

Donc on prend :

**- Résultats final :**

Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{\text{Cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$

Alors on prend  $A = 5.5 \text{ cm}^2$

- En zone courante :

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$h' = 300 - 2 \times 120 = 60 \text{ cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times 60 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 5.5 + 0.9 = 11.9 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 6.75 \text{ cm}^2$$

Et on aura pour chaque nappe :

- Zone tendue : 20HA10=15.71 cm
- Zone courante : 2HA10=1.57 cm

**L'espacement:**

**D'après (RPA99 version 2003).art.7.7.4.1.**

$$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : S=20cm

**Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : D=15 cm

**-Vérification des contraintes de cisaillement:**

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 346810 \times 10^3}{150 \times 2950} = 1.097 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

a: épaisseur du voile (a = 15 cm)

h: longueur totale de la section tout (h = 300cm)

-Pas de reprise de bétonnage.

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} \Rightarrow A_T = \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot S_t}{0.8 \cdot f_e} = \frac{1.097 \times 15 \times 20}{0.8 \times 400} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.03 \text{ cm}^2$$

**Soit : 4HA8 = 2.01 cm**

**-Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

**Globalement dans la section du voile:(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 300 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{\text{hor}} = 6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}$

**-Les Armatures Transversales: (armatures perpendiculaires aux faces du Mur)**

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

○ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5\text{MPa}$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « **N** » est très important.

Le calcul de «  $\sigma_c$  » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

○ **Navier Bernoulli :**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

● **Exemple de calcul :**

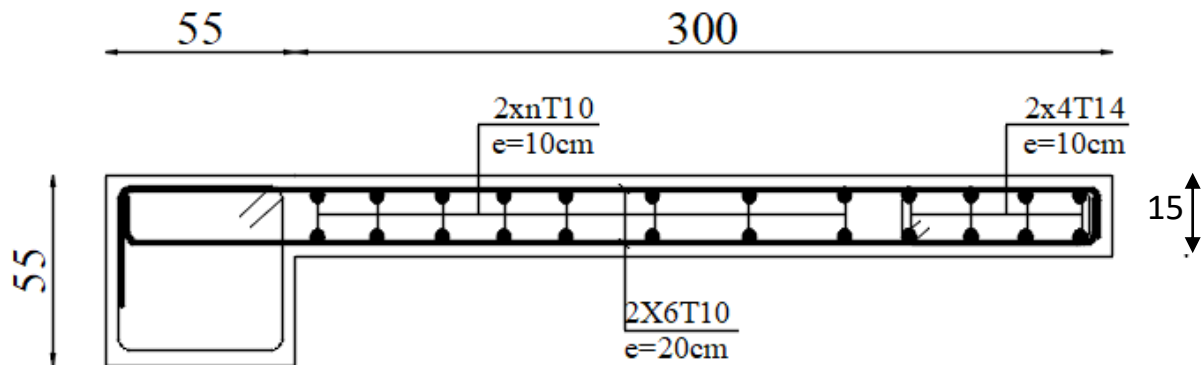
Soit le voile  $V_{L1}$  au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivant :  $0.8G \pm E$

$$N=580.41\text{KN}$$

$$M=1404.19\text{KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{580.41 \times 10^3}{150 \times 3000} + \frac{6 \times 1404.19 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = 7.53 \text{ MPa}$$



**Fig.VI.6.** Ferrailage de la voile.

## VII.1. Etude l'infrastructure

### VII.1. Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage

On distingue deux types de fondations :

✓ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

✓ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments: cas des semelles sur pieux ou puits.

✓ **Étude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol a donnée la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible

Du sol ( $\sigma_{sol}$ )

• L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant:

Φ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.

Φ Jouer le rôle d'Appuis.

Φ Assurer la liaison.

Φ Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

### VII.2: Etude des fondations :

#### 2.1. Charge admissible au sol : ( $\sigma_{sol}$ )

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton

Armé. ( $\sigma_{sol}$ ) = 1.70 bars

#### 2.2. Choix du type de fondation :

❖ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants:**

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.

✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

❖ **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type:

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :  $\Rightarrow$  (Le radier général)

## **2.3/Radiers :**

### **2.3.1. Généralités**

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment.il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

### **2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :**

- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;
- lorsque le sous sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous

- pressions. Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

### **2.3.3 Critères de choix :**

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.



- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.
- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{55.69421}{0.17} = 327.61 \text{ m}^2$$

- $S_s$  : Surface totale des semelles = 327.61 m<sup>2</sup>.

- $S_b$  : Surface total du bâtiment = 497.23 m<sup>2</sup>.

#### Vérification :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{327.61}{497.23} = 0.6836$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 68.36\% > 50\%$$

**Alors:** La surface de bâtiment > a la surface des semelles.

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons

Prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

### VII.3 : Calcul le Radier :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

#### 3.3.1 / Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement                    ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage                            ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle                                    (0.8G ± E) pour la vérification.

**3.3.2 / Pré-dimensionnement :****a) Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier ( $h$ ) doit satisfaire les conditions suivantes.

**b) Condition forfaitaire :**

- **Sous voiles**  $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

$h_r$ : Epaisseur du radier

$L_{\max}$  : Le plus grand travail.

$$L_{\max} = 550 \text{ cm} \implies 68.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 110 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 75 \text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

**-La dalle:**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm}$$

Avec :  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 28 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $h_r = 75 \text{ cm}$

- La nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : Distance maximal Entre deux files successives.

$$L_{\max} = 5.50 \text{ m.}$$

$$b \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

**c) condition de rigidité : (Longueur élastique).**

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

- $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.  $L_{\max} = 5.50$  m.
- $L_e$ : Longueur élastique.
- $E$ : Pour un chargement de long durée;  $E = 3216420$  t/m<sup>2</sup>
- $I$  : Inertie de la section de radier. ( $b = 1$  ml)
- $K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40$  MN/m<sup>3</sup>).
- $b$  : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad k = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.50^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.825 \text{ m} = 82.5 \text{ cm}$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 90$  cm pour les nervure.

$h = 70$  cm pour le radier.

$b = 55$  cm

**Vérification :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0416}{4000 \times 1}} = 3.4 \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} = 3.5 \dots \text{ CV}$$

### 3.3.3 /Calcul de la surface minimale du radier:

#### Détermination des efforts

ELU:  $N_u = 75945.77$  KN

ELS:  $N_s = 55694.21$  KN

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{75945.77}{1.33 \times 170} = 335.90 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{55694.21}{1.33 \times 170} = 246.33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 479.23 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1, S_2) = 335.90 \text{ m}^2$$

- L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_x$ : longueur en plan (26.55m).

$L_y$ : largeur en plan (18.05 m).

### Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30\text{cm}). \text{ Ou: } h_r = 0.75\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (37.5\text{cm} ; 30\text{cm})$$

On prend  $D = 0.4$  m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 479.23 + 0.4 \times 2 \times (26.55 + 18.05) = 514.91\text{m}^2$$

### -Poids du radier

$$G = (514.91 \times 0.4 \times 25) = 5149.1\text{KN}$$

### -Combinaison d'action

$$N_u = 75945.77 + 1.35 (5149.1) = 82897.06 \text{ KN}$$

$$N_s = 55694.21 + 5149.1 = 60843.31 \text{ KN}$$

## VII.4.Vérifications de radier:

### 4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement: (BAEL 91) (Art: 5.1)

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4M_{Pa} \right\}$$

Avec:  $b = 100$  cm ;  $d = 0,9$ .  $h = 67.5$ cm

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{82897.06 \times 1}{514.91} \times \frac{5.50}{2} = 442.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{442.73 \times 10^3}{1000 \times 675} = 0.65 M_{Pa} \leq \tau_u = 2.5 M_{Pa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 4.2/Vérification de l'effort de sous pression:

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 2.7 \times 335.9 = 13603.95 \text{ KN}$$

G: Poids total du bâtiment à la base du radier

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$ ).

Z: Profondeur de l'infrastructure ( $h = 2.7$  m)

$$G_T = 78124.24 \text{ KN} > 18812.25 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de soulèvement de la structure.

**4.3/Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.$$

$$N_{total} = 60785.99 \text{ KN}$$

$$M_x = 2650.47 \text{ KN}$$

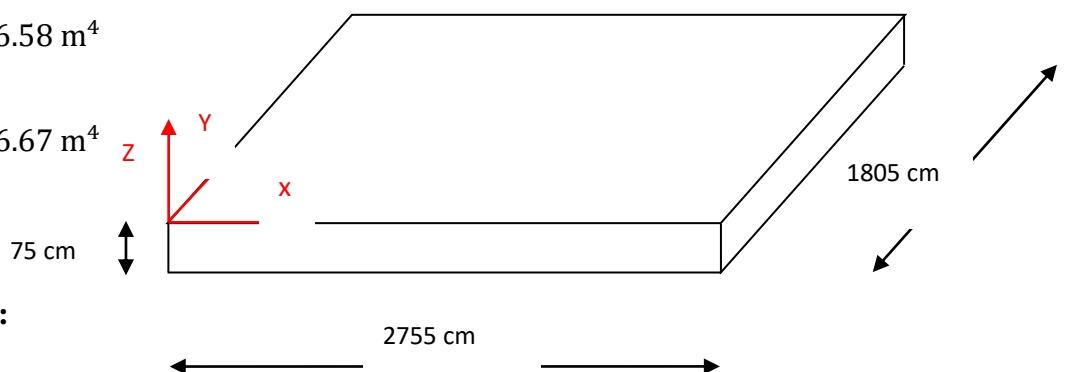
$$M_y = 2319.37 \text{ KN}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
<b>N<sub>total</sub> (KN)</b>	60785.99	60785.99
<b>M (KN.m)</b>	2650.47	2319.37
<b>e(m)</b>	0.077	0.074
<b>L/4 (m)</b>	6.88	4.51
<b>Condition</b>	Vérifiée	Vérifiée

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont:

$$L_{X-X} = \frac{b \times h^3}{12} = 13436.58 \text{ m}^4$$

$$L_{Y-Y} = \frac{b \times h^3}{12} = 31406.67 \text{ m}^4$$



**Le centre de gravité :**

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

	Centre de gravite du radier (m)
<b>x<sub>g</sub></b>	13.10
<b>y<sub>g</sub></b>	8.62

**4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E):**

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma}_{sol} ; \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} ; \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$x_g = 13.10\text{m}, y_g = 8.62\text{m}$$

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
<b>X-X</b>	13436.58	75970.63	2628.41	464.47
<b>Y-Y</b>	31406.67	75970.63	2329.90	464.47

	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \leq \overline{\sigma}_{sol}$
<b>X-X</b>	163.83	160.87	163.09	226.1	CV
<b>Y-Y</b>	164.58	162.54	164.07	226.1	CV

**VII.5.Ferraillage du radier:**

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho = L_x / L_y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ ).

**5.1. Méthodes de calcul :**

-Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x; \mu_y$ : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = L_x / L_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des Appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

Comme suit:

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q)/S_{rad}$
$q_u = 75945.77/335.9$	$q_{ser} = 55694.21/246.33$
$q_u = 226.10 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 226.10 \text{ KN/m}^2$

• **Ferrailage de la dalle de radier :**

- Le plus grand panneau est le panneau du (5.50x5.50) m<sup>2</sup>.

⇒ Panneau de rive.

L'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 163.51 \text{ KN/m}$

$$\rho = 5.50/5.50 = 1 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau :**

$$\mu_x = 0.037 \quad ; \quad \mu_y = 1.00$$

- **Donc les moments sont :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.037 \times 226.1 \times 5.50^2 = 253.06 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1.00 \times 253.06 = 253.06 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 253.06 = 215.10 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 253.06 = 215.10 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 253.06 = 75.92 \text{ KN.m/ml}$$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} ; \quad A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2M_{Pa} ; b=100cm ; \phi \leq \frac{h}{10} = \frac{750}{10} = 75mm$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 75 - 5 - \frac{5}{2} = 67.5cm$$

$$d_y = d_x - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2} = 62.5 cm$$

**Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Sens-X :**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 67.5 \times \frac{2.1}{400} = 8.15cm^2$$

**Sens-Y :**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 62.5 \times \frac{2.1}{400} = 7.57cm^2$$

**Pourcentage minimal des armatures : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A\% \geq 0.01 \times b \times h = 5cm^2$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M<sub>u</sub>(KN. m)</b>	75.92	215.10	75.92	215.10
<b>μ</b>	0.0117	0.033	0.014	0.038
<b>μ &lt; μ<sub>l</sub></b>	CV	CV	CV	CV
<b>α</b>	0.015	0.042	0.018	0.048
<b>β</b>	0.994	0.983	0.993	0.981
<b>σ<sub>s</sub></b>	348	348	348	348
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3.25	9.31	3.52	10.08
<b>A<sub>s min</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	8.15	8.15	7.57	7.57
<b>Choix des barres/ml</b>	6HA14	5HA16	5HA14	6HA16
<b>A<sub>S correes</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	9.23	10.05	7.69	12.06
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

- L'ELS :  $v = 0.2 ; q_s = 226.10 KN/m$

$\alpha = 5.50/5.50 = 1 > 0.4 \Rightarrow$  Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15M_{Pa} \dots\dots\dots BAEL91(Art.4.5.2)$$



$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5 .33)}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} (0.666 \times 400; \text{Max} (0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}))$$

$$= \text{min} (266.4 ; \text{max} (200 ; 201.63))$$

$$\sigma_b = 201.63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0441$$

$$\mu_y = 1.00$$

• **Donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 = 0.0441 \times 226.10 \times 5.50^2 = 301.62 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1.00 \times 301.62 = 301.62 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 301.62 = 256.37 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 301.62 = 256.37 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 301.62 = 90.48 \text{ KN.m/ml}$$

• **Calcul des armatures :**

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_{\text{ser}}(\text{N.m})$	90.48	301.62	90.48	301.62
$\mu$	0.013	0.044	0.015	0.051
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc}(\text{cm}^2)$	15	15	15	15
$\alpha$	0.016	0.056	0.018	0.065
$\beta$	0.994	0.977	0.993	0.974
$\sigma_{st}(\text{MPa})$	201.63	201.63	201.63	201.63
$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	6.68	22.68	7.23	24.57
$A_{s \text{ min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	5.13	5.13	4.53	4.53
<b>Choix des barres/ml</b>	6HA12	8HA20	7HA14	8HA20
$A_{s \text{ corres}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	6.78	25.13	7.70	25.13
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

- Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (\text{Art.5.1, 1})$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{226.1 \times 5.50 \times 5.50}{2 \times 5.50 + 5.50} = 414.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{414.52 \times 10^3}{1000 \times 675} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.61 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée; on n'a pas besoin des armatures transversales.

• Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.75m

b = 1m

d = 0.9 h = 0.675m

• Présentation schématique:

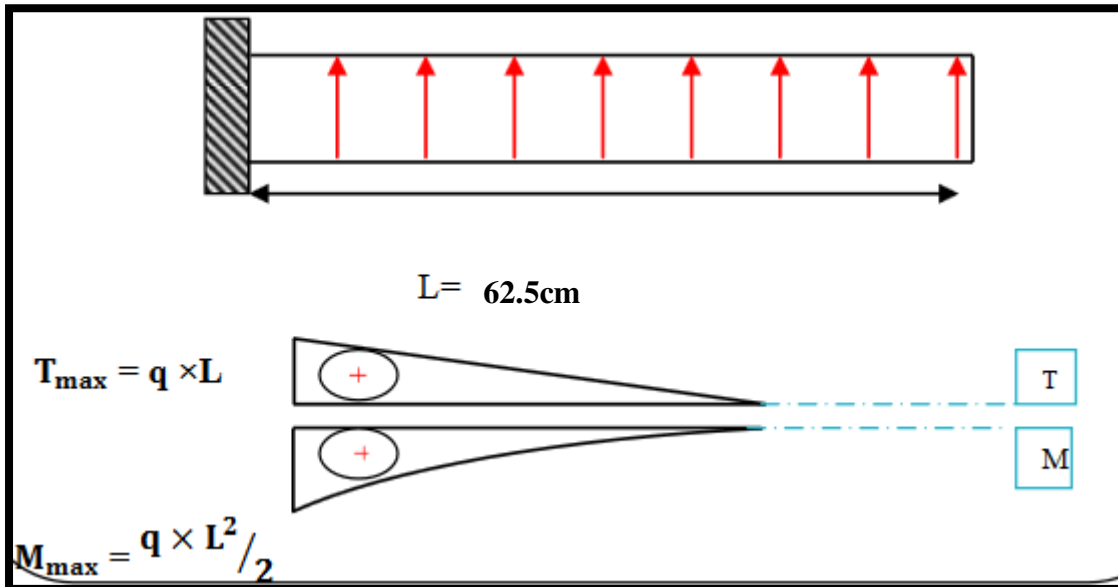


Fig.VII.01.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

▪ L'ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{226.1 \times (0.625)^2}{2} = 44.16 \text{ KN.m}$$

- L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = \frac{q_{\text{ser}} \times L^2}{2} = \frac{226.1 \times (0.625)^2}{2} = 44.16 \text{ KN.m}$$

	$M_{\max}$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée
ELU	44.16	0.006	0.007	0.997	1.88	5.43	5.65	5HA12
ELS	44.16	0.006	0.007	0.997	1.88	5.43	5.65	5HA12

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0.05f_{c28}$$

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

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L = 226.1 \times 0.625 = 141.31 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{141.31 \times 10^3}{1000 \times 675} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 < \overline{\tau_u} = 1.25 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Note :** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

- Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 90 \text{ cm} \quad d = 81 \text{ cm}$$

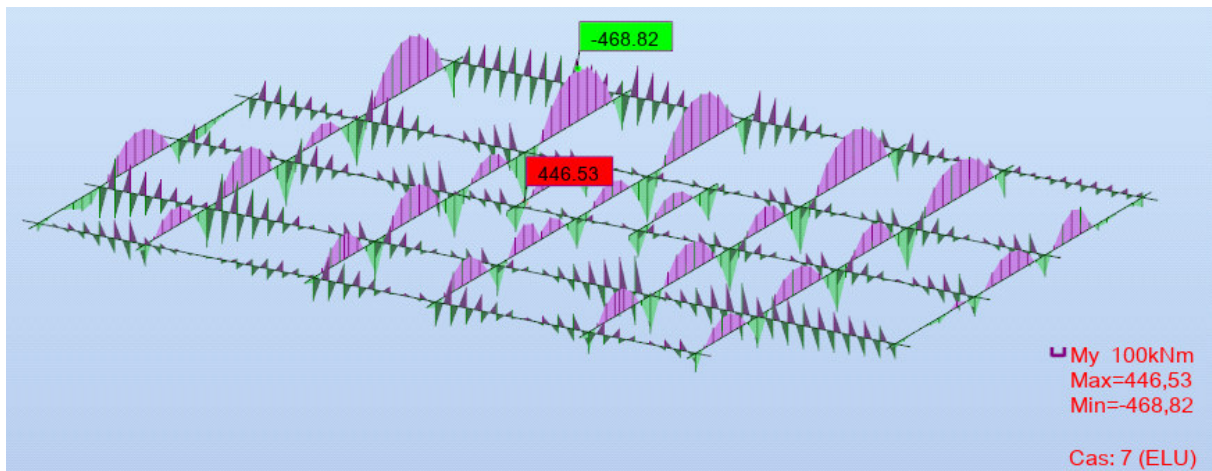
$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

**a-Calcul les charges revenant à la nervure**

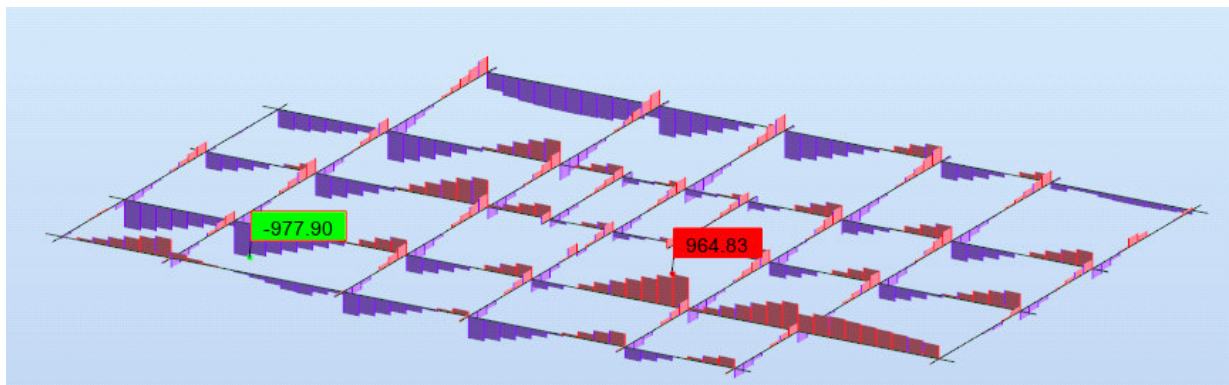
$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{75945.77}{464.47} = 163.51 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{55694.21}{464.47} = 119.90 \text{ KN/m}^2$$

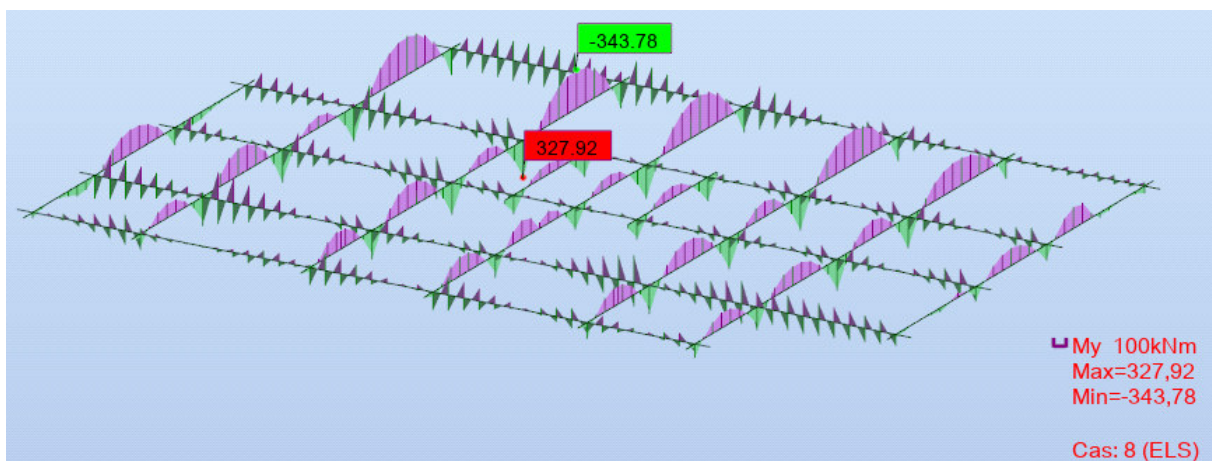
- ELU
- ✓ Le moment



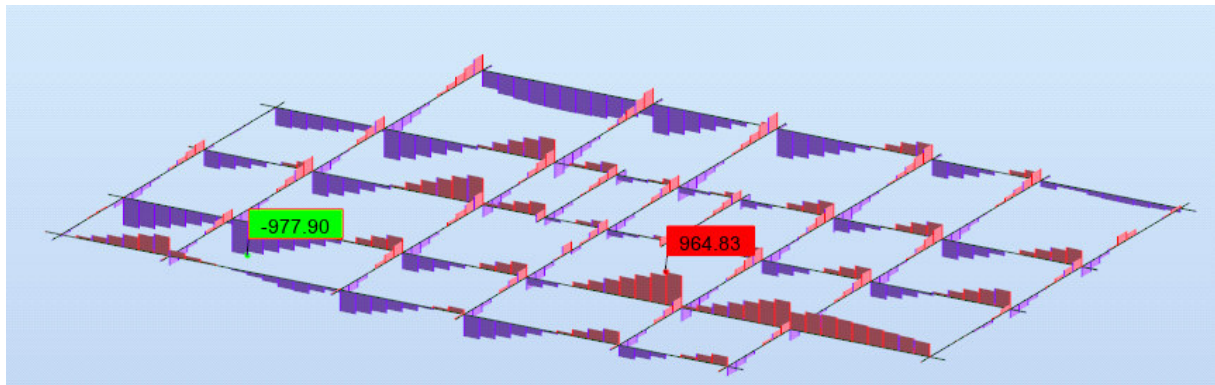
- ✓ L'effort tranchant:



- ELS
- ✓ Le moment



✓ L'effort tranchant:



- ELU :  $M_t = 446.53 \text{ KN.m}$ ;  $M_a = -468.82 \text{ KN.m}$

- ELS :  $M_t = 327.92 \text{ KN.m}$ ;  $M_a = -343.78 \text{ KN.m}$

• Ferrailage de nervure a l'ELU:

Sens		$M_u$ [KN.m]	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$	Section adoptée
ELU	Appui	468.82	0.166	0.228	0.908	23.55	17.5	24.16	4HA12+4HA25
	Travée	446.53	0.158	0.216	0.914	22.28	17.5	24.16	4HA12+4HA25

• Ferrailage de nervure a l'ELS:

Sens		$M_{ser}$ [KN.m]	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{adop}$	Section adoptée
ELS	Appui	343.78	0.115	0.153	0.940	16.68	17.5	17.08	4HA12+4HA20
	Travée	327.92	0.109	0.144	0.942	15.83	17.5	17.08	4HA12+4HA20

• Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5M_{Pa} \right)$$

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (M <sub>Pa</sub> )	Observation
ELU	964.83	3.06	CV

❖ **Vérifications nécessaires pour les nervures :**• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 75 \times 67.5 \times \frac{2.1}{400} = 6.11 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armature :**• **Selon BAEL91 :**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times 90 \times 50 = 4.5 \text{ cm}^2$$

• **Selon RPA99/2003 :**

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times h \times b \quad (\text{Art.7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 90 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$$

**-Armatures transversales minimales**

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset\right) = (25, 50, 20) \rightarrow \text{On prend } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

**-Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**-Espacement des armatures transversales**• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• **En zone courante**

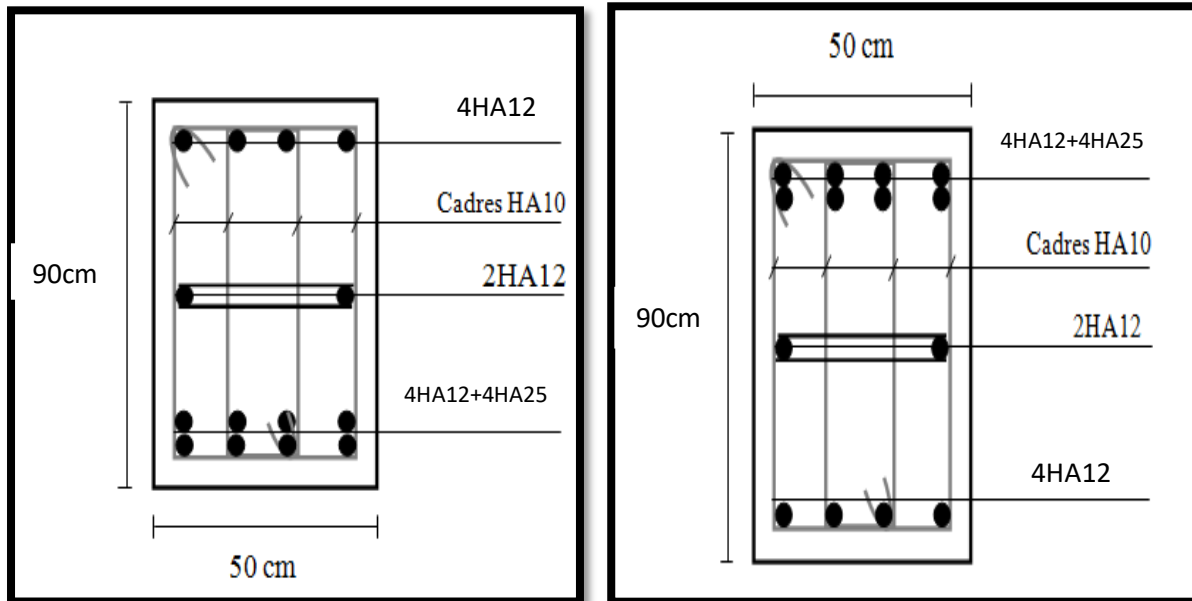
$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

**Nous prenons :**

$$S_t = 15 \text{ cm En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm En zone courante}$$

❖ Schémas ferrailage de radier:



Nervure sur appui

Nervure en travée

Fig.VII.02.ferrailage sur appui en travée de nervure.

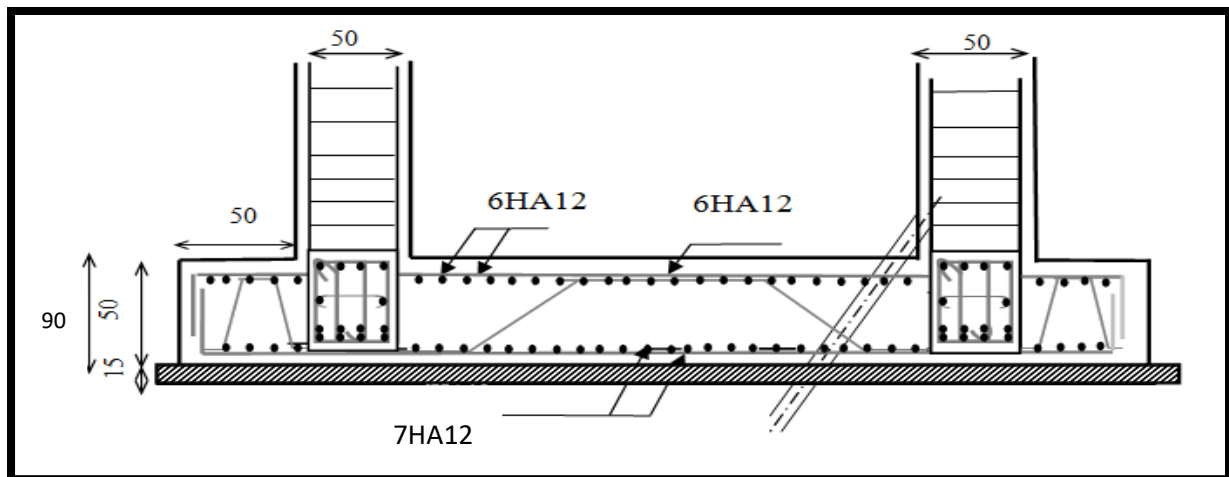


Fig.VII.03.ferrailage globale de radier.

## **Conclusion général**

La réalisation de ce travail de fin d'étude nous a permis d'enrichir et d'approfondir nos connaissances dans le domaine de l'ingénierie en général et de mieux comprendre les principes du contreventement des structures et de la conception parasismique. En effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99 version 2003, C.B.A 93 et BAEL 91). La recherche de la disposition convenable des éléments de contreventement est très important que sa quantité pour assurer la résistance aux forces horizontales.

D'après la partie de modalisation à l'aide du logiciel ROBOT 2020, on a pu faire analyse de la structure et proposer des solutions adéquates pour avoir un bon comportement de la structure en zone sismique, d'une stabilité et de sécurité de l'ouvrage et on ne oublie pas la partie économique. Notons l'importance de l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures, très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur.