



Université Mohamed Khider de Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Génie Civil  
Structures

Réf. : S12.2018

---

Présenté et soutenu par :  
**JARADAT Oday**

Le : jeudi 28 juin 2018

## ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+8) CONTREVENTEMENT MIXTE

---

### Jury :

Dr. ZEGHICHI Laila	Pr	Université de Biskra	Président
Dr. IZEMOUREN Warda	MCB	Université de Biskra	Examineur
Dr. HACHEMI Samya	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

## **sommaire**

Introduction général .....	01
----------------------------	----

### **Chapitre I : Présentation de projet**

I.1. Description de l'ouvrage.....	02
I.2.Caractéristiques géométriques .....	02
I.3. Conception de la structure du bâtiment .....	02
I.4. Règles et normes de calcul.....	03
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	03
I.5.1.Béton .....	04
I.5.2.Acier.....	07
I.6. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet .....	09

### **Chapitre II : Pré-dimensionnement**

<b>II.1. Pré-dimensionnement .....</b>	<b>10</b>
1. Introduction .....	10
2. Pré-dimensionnement des éléments .....	10
2.1.Les poteaux .....	10
2.2.Les poutres .....	12
2.3.Les voiles .....	14
2.4.Les planchers .....	15
2.5. Les escaliers .....	17
<b>II.2. Descente des charges .....</b>	<b>19</b>
1. Introduction .....	19
2. Evaluation des charges appliquées .....	19
2.1. Plancher terrasse inaccessible .....	19
2.2. Plancher courant à usage d'habitation .....	20
2.3. Murs extérieurs (30 cm) .....	20
2.4. Murs extérieurs (10 cm).....	21
2.5. Les balcons terrasse .....	21
2.6. Balcon étage courant .....	22
2.7. L'escalier .....	23

2.8. L'acrotère .....	24
▪ Descente des charges sur les poteaux .....	26
▪ Descente des charges sur voile sans ouvertures .....	32

### **Chapitre III: Elements secondaires**

III.1.L'Acrotère .....	35
III.2 .Les planchers à corps creux .....	41
III.3.Les Balcons .....	61
III.4. Les Escaliers .....	68

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

<b>IV.1.Etude au Vent</b> .....	84
1. Introduction .....	84
2. Action due au vent .....	84
<b>IV.2. Etude sismique</b> .....	94
1. Introduction .....	94
2 .Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques .....	94
3. Calcul Des Actions Sismiques .....	95
4 .Distribution des L'effort tranchant .....	105
5 .Calcul Des Actions Sismiques .....	107
6 .Caractéristiques géométriques des masses.....	112
6.1 .Centre de masse .....	112
6.2. Centre de rigidité.....	121
6.3 .Calcul de l'excentricité.....	123
6.4 .Modalisation des masses.....	124
6.5 .Calcul de l'action sismique .....	125
6.6 .Stabilité de l'ouvrage au renversement .....	134

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

V.1.Introduction .....	139
V.2. Les combinaisons d'actions .....	139
V.3. Ferrailage des éléments porteurs .....	140
V.3.1. Ferrailage des poteaux .....	140
V.3.2. Ferrailage des poutres .....	153
V.4.Ferrailage des Voiles .....	159

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

VI.1.Introduction .....	168
VI.2 .Etude des fondations .....	168
VI.3. Calcul le Radier .....	170
VI.4.Vérifications de radier .....	173
VI.5. Ferrailage du radier .....	176
VI.6.Longrine.....	191
VI.7. La dalle flottante .....	193

Conclusion général .....	195
--------------------------	-----

Références Biographique .....	196
-------------------------------	-----

Annexes

# Liste des figures

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

<b>Fig.I.01.</b> Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).....	07
<b>Fig.I.02.</b> Diagramme Déformation - Contrainte d'acier .....	08

## Chapitre II : pré –dimensionnement

<b>Fig.II.01.</b> Coupe A-A' de section de poteau.....	10
<b>Fig.II.02.</b> Section de poteau (40x50) cm <sup>2</sup> .....	11
<b>Fig.II.03.</b> Section de poteau (30x40) cm <sup>2</sup> .....	12
<b>Fig.II.04.</b> Poutre principale1 (30x50) .....	13
<b>Fig.II.05.</b> Poutre principale2 (30x40) .....	13
<b>Fig.II.06.</b> Poutre secondaire (30x30) .....	14
<b>Fig.II.07.</b> Coupe verticale d'un voile.....	14
<b>Fig.II.08.</b> Plancher à corps creux .....	15
<b>Fig.II.09.</b> Schéma des poutrelles .....	16
<b>Fig.II.10.</b> Plaque pleine.....	16
<b>Fig.II.11.</b> Schéma d'Escalier .....	17
<b>Fig.II.12.</b> Schéma isostatique d'Escalier .....	18
<b>Fig.II.13.</b> Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.....	19
<b>Fig.II.14.</b> Schéma d'un plancher d'étage courant .....	20
<b>Fig.II.15.</b> Mur double cloison. ....	21
<b>Fig.II.16.</b> Composants d'un balcon terrasse en dalle pleine.....	22
<b>Fig.II.17.</b> Composants d'un balcon courant en dalle pleine .....	22
<b>Fig.II.18.</b> Composants d'un palier de repos.....	23
<b>Fig.II.19.</b> Composants d'un paillasse.....	24
<b>Fig.II.20.</b> L'acrotère .....	24
<b>Fig.II.21.</b> La surface afférente par poteau centrale .....	26
<b>Fig.II.22.</b> Descente des charges sur le poteau .....	27
<b>Fig.II.23.</b> Schéma de voile .....	32

## Chapitre III : Eléments secondaires

<b>Fig.III.01.</b> Schéma isostatique de l'acrotère.....	35
<b>Fig.III.02.</b> Schéma de sollicitations de l'acrotère.....	36
<b>Fig.III.03.</b> Section de l'acrotère .....	37
<b>Fig.III.04.</b> Ferrailage d'acrotère .....	40
<b>Fig.III.05.</b> Corps Creux .....	41
<b>Fig.III.06.</b> Types des nervures .....	42
<b>Fig.III.07.</b> Digramme des moments ELU de Plancher terrasse type 01 .....	45
<b>Fig.III.08.</b> Diagramme des l'effort tranchant à ELU de Plancher terrasse type 01.....	46
<b>Fig.III.09.</b> Digramme des moments à ELS de plancher terrasse type 01.....	47
<b>Fig.III.10.</b> Digramme des moments à ELU de plancher étage courant type 01.....	49
<b>Fig.III.11.</b> Diagramme des l'effort tranchant à ELU de Plancher étage courant type 01...	50
<b>Fig.III.12.</b> Digramme des moments à ELS de plancher étage courant type 01.....	51
<b>Fig.III.13.</b> Digramme des moments à ELU de plancher étage courant type 02 .....	52
<b>Fig.III.14.</b> Diagramme des l'effort tranchant à ELU de Plancher étage courant type 02 ...	53
<b>Fig.III.15.</b> Digramme des moments à ELS de plancher étage courant type 02 .....	54
<b>Fig.III.16.</b> Section de ferrailage de poutrelle .....	55
<b>Fig.III.17.</b> Ferrailage de la Poutrelle .....	60
<b>Fig.III.18.</b> Ferrailage de la dalle de compression .....	60
<b>Fig.III.19.</b> Schéma du balcon a étudié .....	62
<b>Fig.III.20.</b> Ferrailage des balcons de la terrasse et la étage courant .....	67
<b>Fig.III.21.</b> Les charges sur l'escalier .....	68
<b>Fig.III.22.</b> Diagrammes de M et T (ELU) .....	69
<b>Fig.III.23.</b> Diagrammes de M et T (ELS) .....	70
<b>Fig.III.24.</b> Ferrailage de L'escalier .....	76
<b>Fig.III.25.</b> La section creuse .....	80
<b>Fig.III.26.</b> Ferrailage de poutre palière .....	83

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

<b>Fig.IV.01.</b> Action du vent .....	84
<b>Fig.IV.02.</b> Répartition des coefficients de pression (paroi verticale) sens y.....	87
<b>Fig.IV.03.</b> Répartitions des coefficients de pression sens y .....	87
<b>Fig.IV.04.</b> Répartition des coefficients de pression (paroi verticale) sens x .....	88
<b>Fig.IV.05.</b> Répartitions des coefficients de pression sens x .....	88
<b>Fig.IV.06.</b> Répartitions des coefficients de pression (Acrotère) .....	89
<b>Fig.IV.07.</b> La force résultante R se décompose en deux forces.....	91
<b>Fig.IV.08.</b> Simulation de la force sismique .....	96
<b>Fig.IV.09.</b> Premier variante des voiles .....	98
<b>Fig.IV.10.</b> Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)....	99
<b>Fig.IV.11.</b> Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)..	100
<b>Fig.IV.12.</b> Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	100
<b>Fig.IV.13.</b> Deuxième variante des voiles .....	102
<b>Fig.IV.14.</b> Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante)...	103
<b>Fig.IV.15.</b> Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)....	104
<b>Fig.IV.16.</b> Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)....	104
<b>Fig.IV.17.</b> Présentation des formes propres de vibration -Sens Transversal .....	128
<b>Fig.IV.18.</b> Présentation des formes propres de vibration -Sens Longitudinal .....	128
<b>Fig.IV.19.</b> Diagramme des forces sismiques et effort tranchants -Sens Transversal.....	132
<b>Fig.IV.20.</b> Diagramme des forces sismiques et effort tranchants -Sens Longitudinal.....	133
<b>Fig.IV.21.</b> Stabilité de l'ouvrage au renversement .....	134

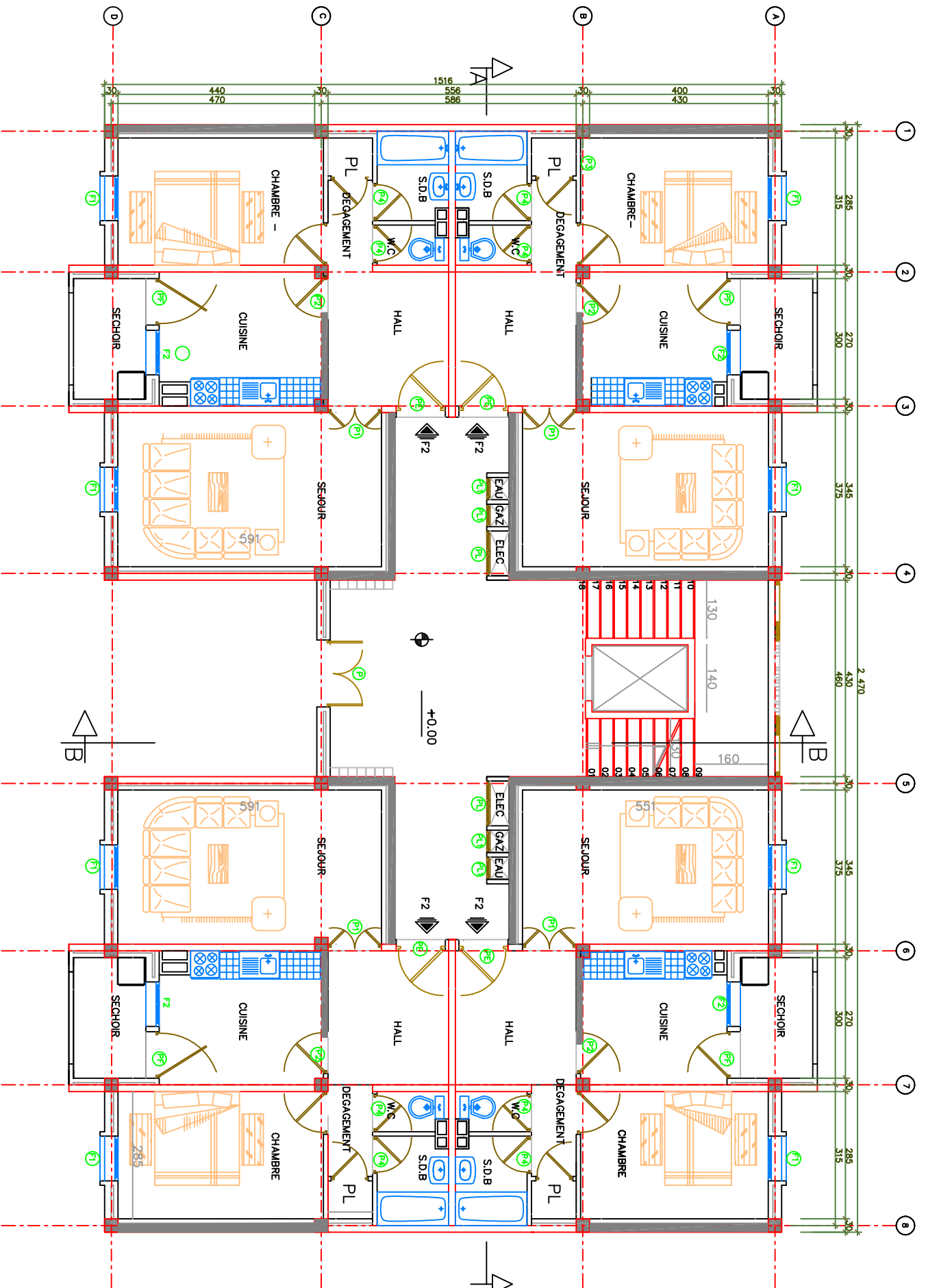
## **Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs**

<b>Fig.V.01.</b> Section de poteau.....	148
<b>Fig.V.02.</b> Coupe de ferrailage de section de poteau .....	152
<b>Fig.V.03.</b> Ferrailage de la poutre principale.....	158
<b>Fig.V.04.</b> Ferrailage de la poutre secondaire.....	159
<b>Fig.V.05.</b> Disposition des voiles .....	164
<b>Fig.V.06.</b> Ferrailage de la voile .....	167

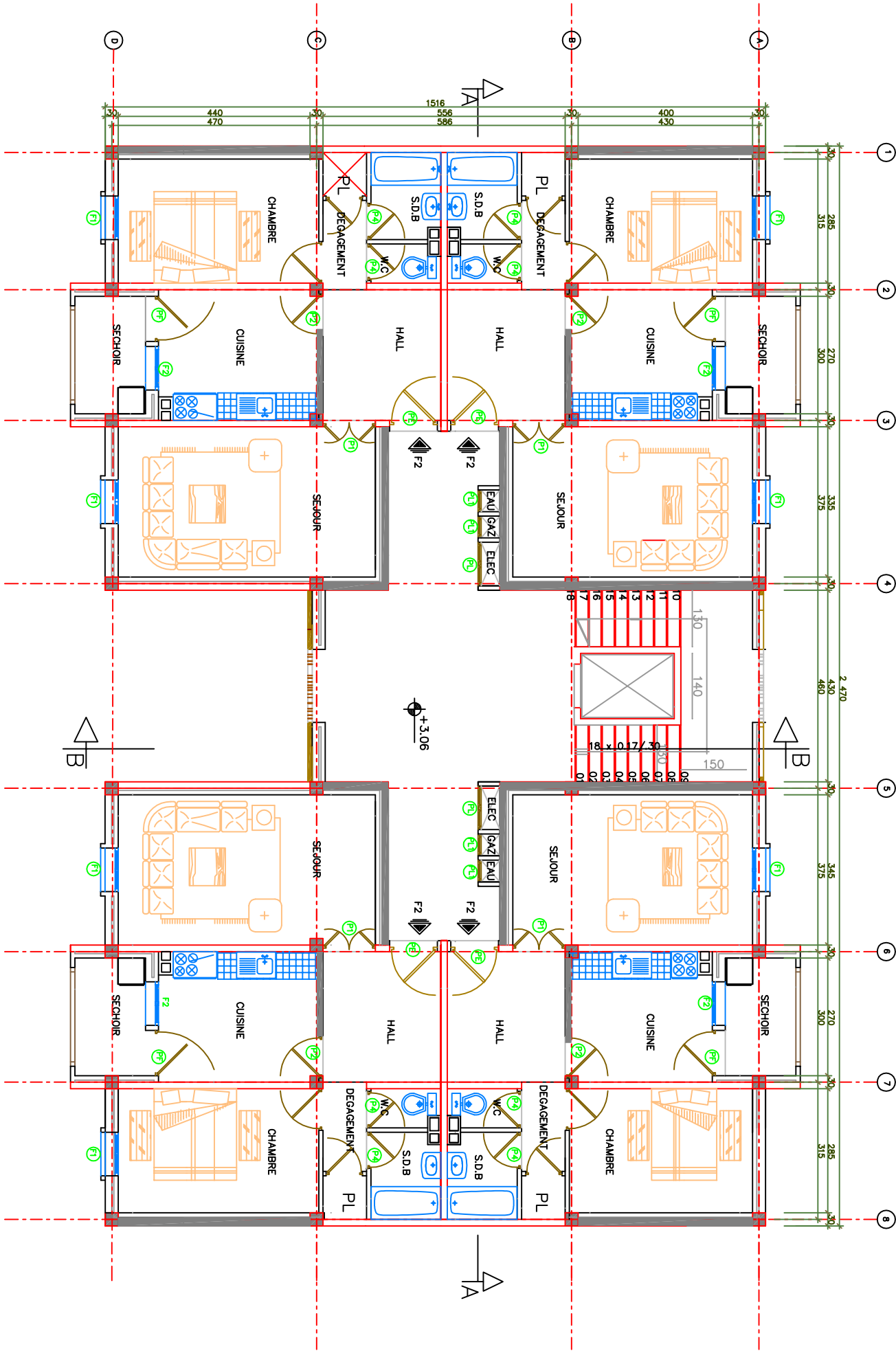


## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

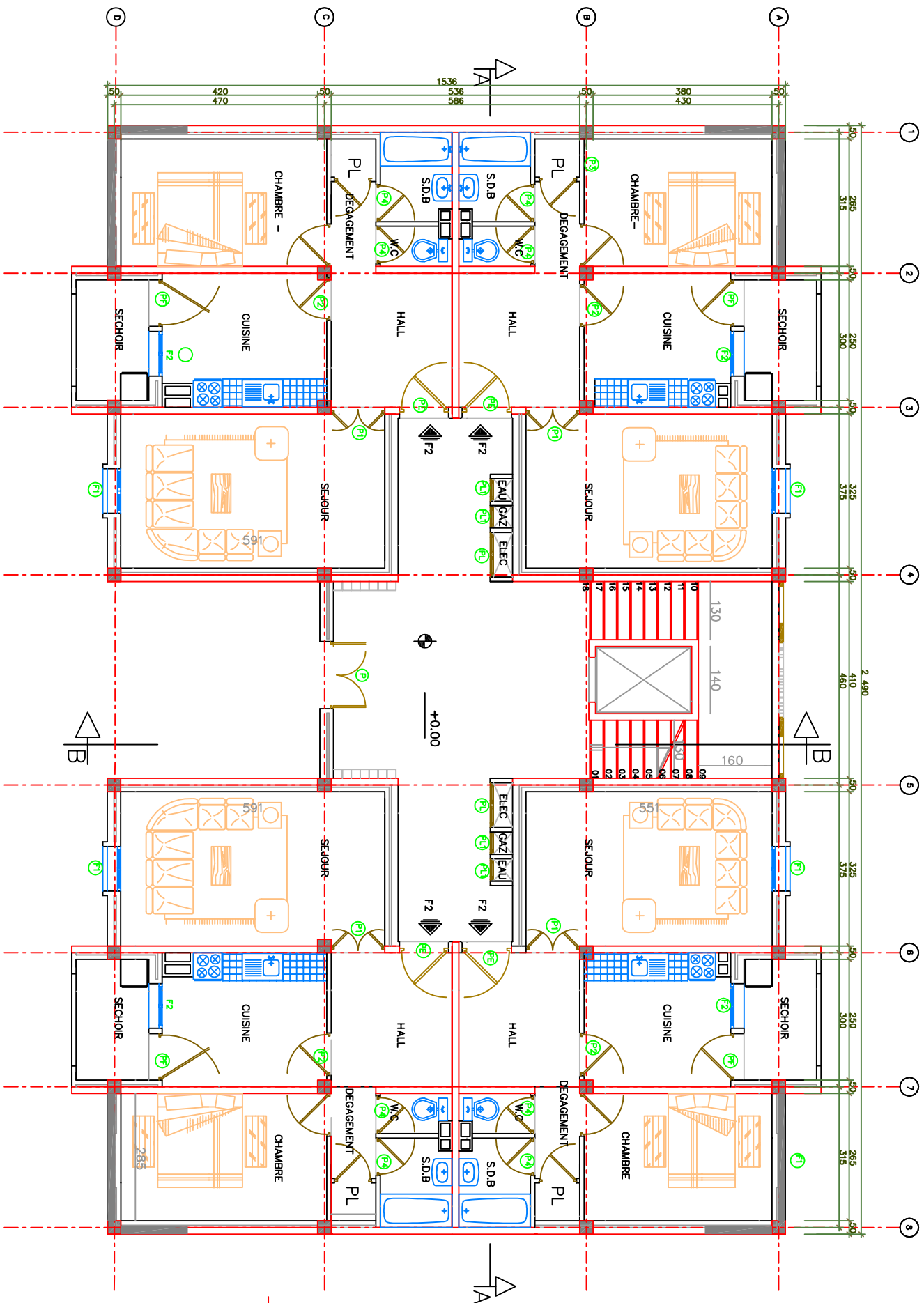
<b>Fig.VI.01.</b> Semelle de radier nervuré.....	172
<b>Fig.VI.02.</b> Schéma de radier.....	175
<b>Fig.VI.03.</b> Schéma isostatique et sollicitations de les débords .....	181
<b>Fig.VI.04.</b> Sollicitation des nerverais sens X-X (ELU) .....	183
<b>Fig.VI.05.</b> Sollicitation des nerverais sens X-X (ELS). .....	184
<b>Fig.VI.06.</b> Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU). .....	185
<b>Fig.VI.07.</b> Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS) .....	186
<b>Fig.VI.08.</b> Ferrailage globale de radier .....	189
<b>Fig.VI.09.</b> Ferrailage Nervure sur appuis de sens ( x-x) et sens ( y-y).....	189
<b>Fig.VI.10.</b> Ferrailage Nervure sur travers de sens ( x-x) et sens ( y-y).....	190
<b>Fig.VI.11.</b> Ferrailage de longrine .....	192
<b>Fig.VI.12.</b> Schéma de la dalle flottante .....	193



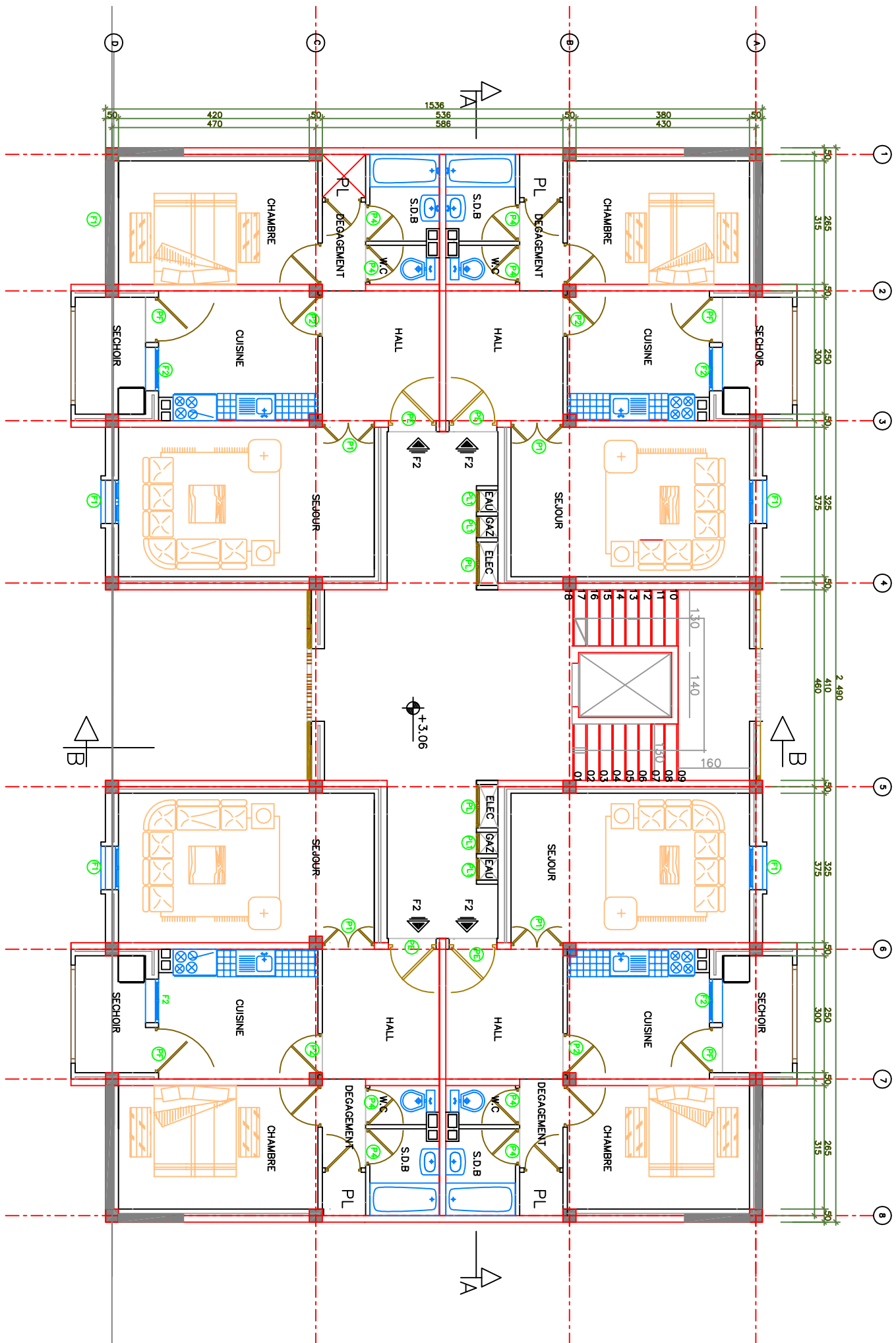
(PLAN DU REZ DE CHAUSSEE) structure01



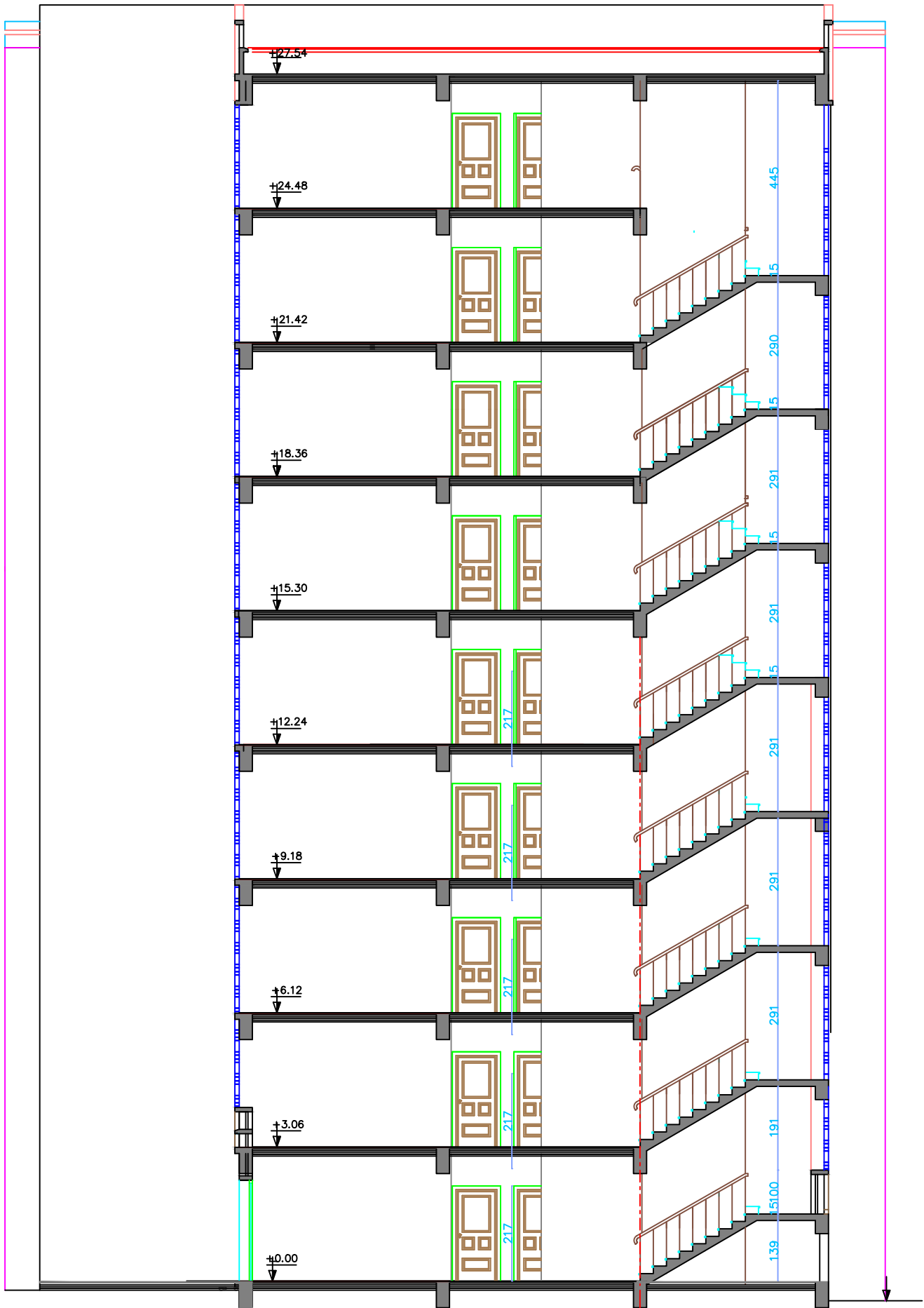
(PLAN DU 1er ETAGE Courants) structure01



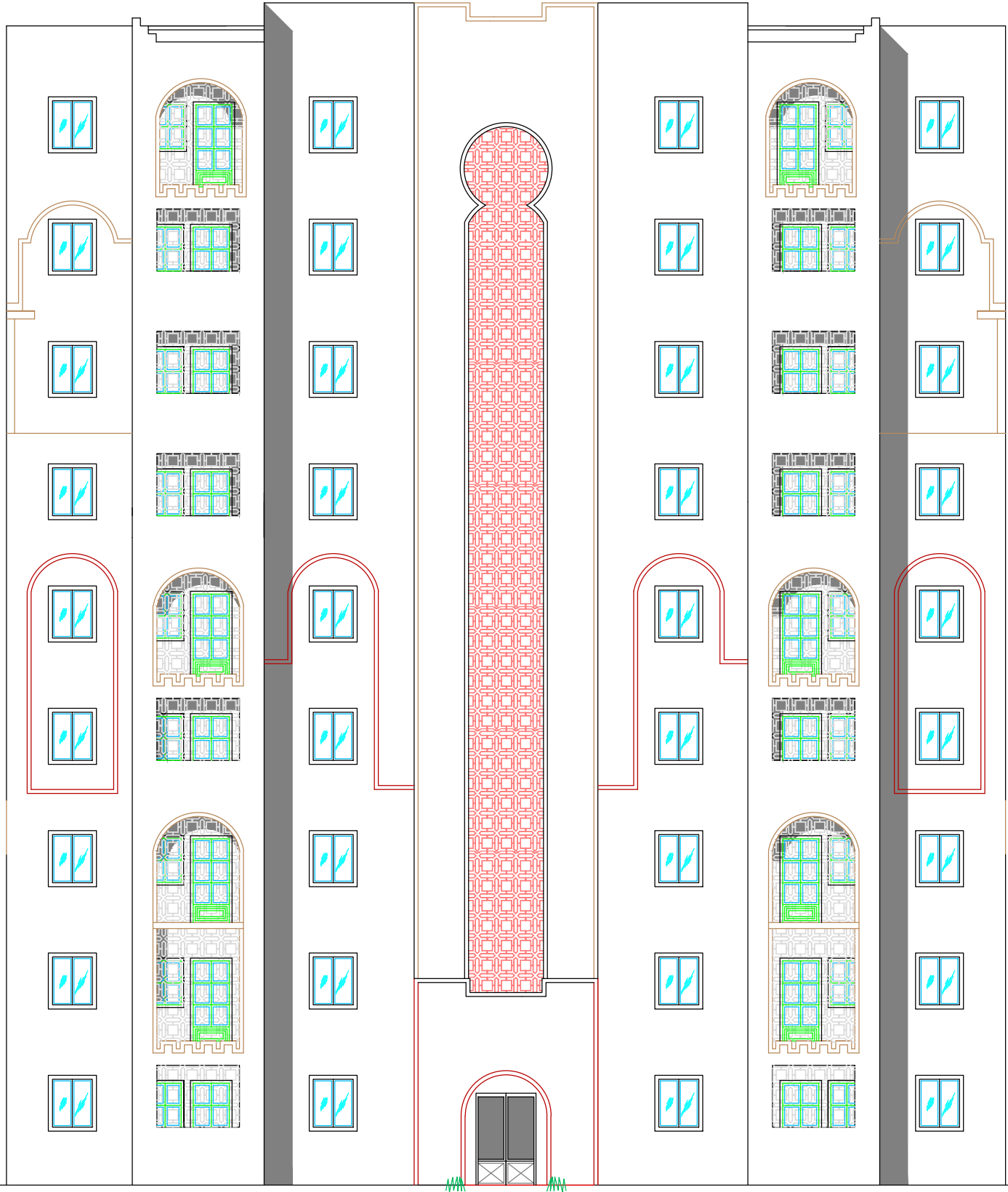
(PLAN DU REZ DE CHAUSSEE) structure02



(PLAN DU 1er ETAGE Courants) structure02



COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE

## Introduction générale

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, ces ouvrages sont l'œuvre d'une équipe plus disciplinaire dont au moins un ingénieur Génie Civil.

L'ingénieur doit appliquer le règlement 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 d'étudier une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 8 étages à destination d'habitation, 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 la modélisation de la structure, on utilise le logiciel de calcul par élément fini «**ROBOT2014**».

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismiques Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2**).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé (**BAEL 91**).



# *Chapitre I*

## *Présentation de Projet*

## I. Présentation du projet

### I.1. Description de l'ouvrage

Le présent projet est un bâtiment (R+8) à usage d'habitation. Les ossatures sont constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte. Le bâtiment est implanté à Sétif, c'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

### I.2. Caractéristiques géométriques

#### ❖ En élévation

Hauteur du RDC----- 3.06 m.

Hauteur d'étage courant-----3.06 m.

Hauteur acrotère-----0.60 m.

Hauteur totale (avec acrotère) ----- 28.14 m.

#### ❖ En plan

Longueur en plan----- 24.70 m.

Largeur en plan----- 15.16 m.

### I. 3. Conception de la structure du bâtiment

#### a-Plancher

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

#### b-Poutres

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

#### c-Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

### **d-Escalier**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 8<sup>ième</sup> étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

### **e-Les murs**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

### **f-Revêtement**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en mortier de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

### **g- Les balcons**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

### **h- Cage d'ascenseur**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

## **I.4. Règles et normes de calcul :**

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques Algériennes (**RPA 99.V 2003**).
- Les règles **BAEL 91**.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR-B.C 2.2**)
- Les règles **BAEL 83**.

## **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les éléments porteurs du bâtiment sont construite en béton armé

### **Le béton arme =béton+aciens**

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

### **I.5.1. Béton:** (BAEL91 A.2.1)

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre.

#### **I.5.1.1. Composition du béton**

Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 MPa**, on utilisera pour **1 m<sup>3</sup>** de béton les composants suivants :

- **Ciment**

Le ciment est un liant, une matière pulvérulente, formant avec l'eau ou avec une solution saline une pâte homogène et plastique, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées appelées agrégats ou granulats.

Le ciment utilisé pour les éléments de la superstructure est un **CPJ 42.5**, et Le ciment utilisé pour les éléments de l'infrastructure est un **CRS 42.5**.

- **Sable**

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0 et 5 mm.

Le dosage du Sable.

- **Gravier**

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm.

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

✓ Le dosage des granulats.

✓ Le dosage de l'Eau.

#### **I.5.1.2. Résistance du béton à la compression**

Elle est représentée par le symbole  $f_c$  et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de 200 cm<sup>2</sup> ( $\Phi = 16$  cm) de section et une hauteur double du diamètre (32 cm).

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } J < 28 \text{ jours} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } J < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

On peut alors évaluer la valeur de  $f_{cj}$  par la première formule ci-dessus pour  $28 < j < 60$ , avec  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$  pour  $j \geq 60$ .

$f_{cj}$  : la résistance à la compression à  $j$  jour.

$f_{c28}$ : la résistance à la compression à 28 jours ; on appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

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

### I.5.1.3. Résistance à la traction

Elle est représentée par le symbole  $f_{tj}$ , cette résistance est une fraction de la résistance à la compression. Elle est définie conventionnellement par la formule :

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

$$f_{t8} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

### I.5.1.4. Modules de déformation longitudinal

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

#### - Le module de déformation longitudinale instantané $E_{ij}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ D'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

#### - Le module de déformation longitudinale différé $E_{vj}$

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ D'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

### - Module d'élasticité E

C'est le rapport entre les contraintes appliquées  $u$  et la déformation relative  $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

### - Module de déformation transversale

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

#### I.5.1.5. Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec :

$\xi_t$ : Déformation limite transversale.

$\xi_L$ : Déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$  dans le cas des **ELU**

$\nu = 0.2$  dans le cas des **ELS**

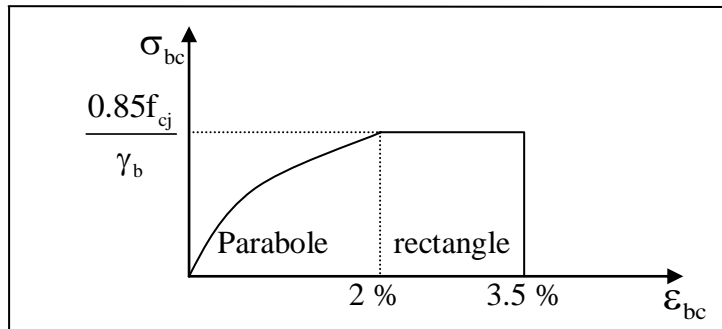
#### I.5.1.5. La contrainte de béton à l'état limite ultime

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{cj} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentales} \end{array} \right\}$$

0.85 = coefficient réducteur



**Fig.I.01.**Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).

-Contrainte limite de cisaillement.

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible :  $\overline{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\overline{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$

- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de  $45^\circ$  alors.

$\overline{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre  $45^\circ$  et  $90^\circ$ , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.

- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

$V_u$  = effort tranchant ultime de calcul

$b_0$  = largeur de la pièce

$d$  = hauteur de la pièce

### I.5.2.Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances ( $F_e E_{215}$  ;  $F_e E_{235}$ ) correspondant à des limites

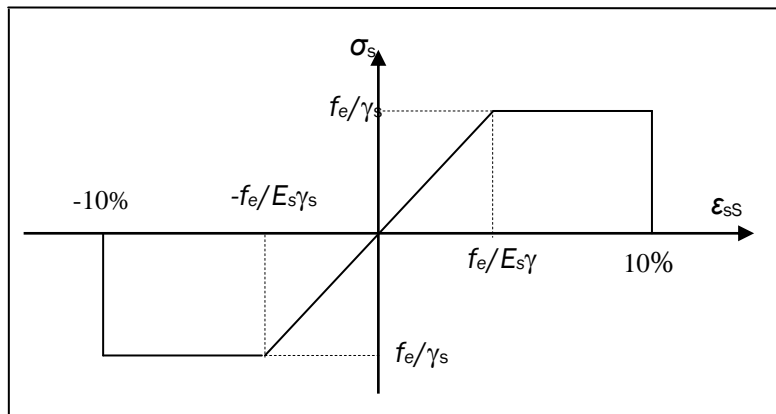
d'élasticité de 215 MPa et 235 MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont ( $F_e$   $E_{400}$  ;  $F_e$   $E_{500}$ ) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPa et 500 MPa.

### I.5.2.1. Diagramme déformation-contrainte: (BAEL91 A 2.2.2)

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  ayant les valeurs suivantes

- $\gamma_s = 1,15$  (cas courants)
- $\gamma_s = 1$  (combinaisons accidentelles)
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  si  $\gamma_s = 1,15$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$  si  $\gamma_s = 1$

On adopte le diagramme linéaire suivant **E.LS : (BAEL91 A.4.5, 33)**



**Fig.I.02.**Diagramme Déformation - Contrainte d'acier.



### I.5.2.2. Vérification des armatures à l'état limite de service

- En fissuration préjudiciable pas de vérification
- En fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

- En fissuration très préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5 fe; 90\sqrt{\eta f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$\eta$  : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$  pour les ronds lisses
- $\eta = 1,6$  pour les barres à haute adhérence

### I.6. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet

#### A) Béton

- Ciment CPJ dosé à 350 kg / m<sup>3</sup>
- $F_{C28} = 25 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$
- $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$
- $E_{vj} = 10818.78 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

#### B) Acier

- Des barres (HA) :  $F_e E400$
- $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

# *Chapitre II*

## *Pré-dimensionnement*

## II. Pré-dimensionnement

### II. 1.Pré-dimensionnement

#### II.1.1.Introduction

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99/version 2003 et (BAEL 91).

#### La transmission des charges se fait comme suit

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

#### II.1.2.pré-dimensionnement des éléments

##### II.1.2.1. Les poteaux

Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- supporter les charges verticales.
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutre pour résister les efforts Hz.

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on **zone II**

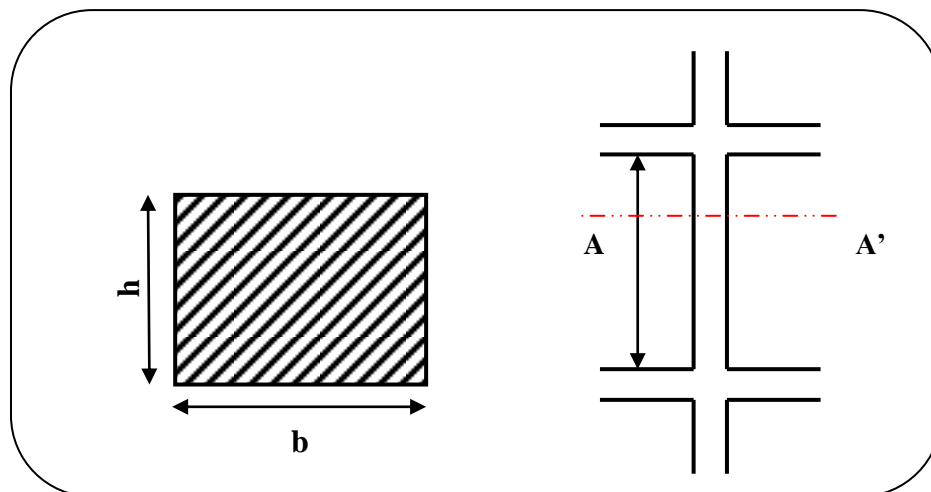


Fig. II.01: Coupe A-A' de section de poteau.

• Les exigences de RPA  $\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$

On dimensionnée la section de poteaux par :

- 1) La condition de règle BAEL 91.
- 2) La condition de règle (RPA 99 v 2003).

**Pour RDC, 1,2,3 et 4<sup>ième</sup>**

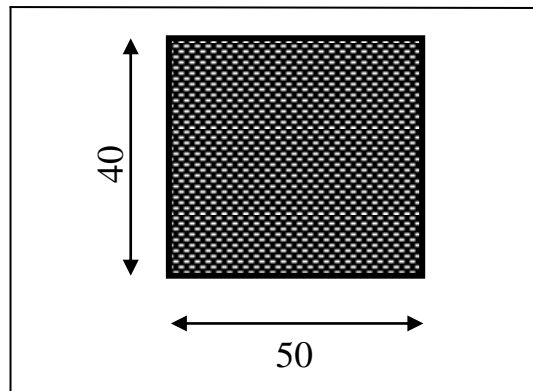
$$l_0 = 3.06 - 0,50 = 2.56 \text{ m}$$

On adopte section de (40x50) cm<sup>2</sup>

**b. Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :( en zones II.a)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \longrightarrow 40 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Min (b, h)} \geq 261 / 20 \longrightarrow 50 \geq 13.05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 0.8 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Alors **Pour RDC, 1,2,3 et 4<sup>ième</sup>** : (40x50) cm<sup>2</sup>



**Fig.II.02.**Section de poteau (40x50) cm<sup>2</sup>

**Pour 5, 6, 7 et 8<sup>ième</sup> étages**

$$l_0 = 3.06 - 0,50 = 2.56 \text{ m}$$

On adopte section de (30x 40) cm<sup>2</sup>

**b. Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :( en zones II.a)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \longrightarrow 35 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Min (b, h)} \geq 306 / 20 \longrightarrow 35 \geq 13.05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 0.8 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Alors Pour 5, 6, 7 et 8<sup>ième</sup> étages : (30x40) cm<sup>2</sup>

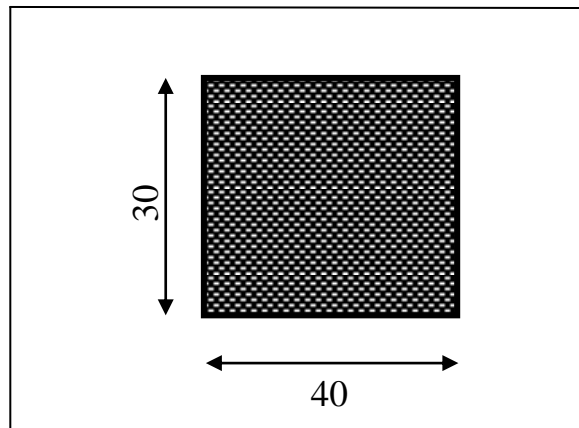


Fig.II.03.Section de poteau (30x40) cm<sup>2</sup>

### II.1.2.2.Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

✓ Selon BAEL91 :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 art.7.5.1. :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

#### II.1.2.2.1.Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

• Par BAEL 91 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$b = (0,3 \div 0,4) h$$

**1-Les poutres principales 01**

$$L = 546 \text{ cm}$$

$$36.4 \text{ cm} \leq h \leq 54.6 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On adopte } h = 50 \text{ cm}$$

$$15 \leq b \leq 20 \Rightarrow \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003),  
on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 50 > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 1.50 < 4.00 \end{array} \right.$$

**2- Les poutres principales 02**

$$L = 430 \text{ cm}$$

$$28.66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On adopte } h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 16 \Rightarrow \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003),  
on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 1.33 < 4.00 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

**Remarque**

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

**II.1.2.2.2. Les poutres secondaires**

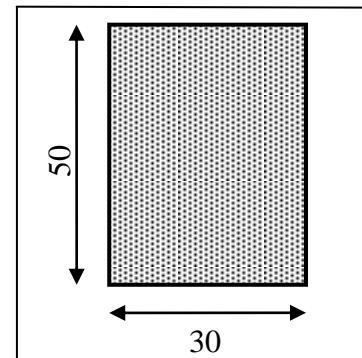
Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{(Condition de flèche).}$$

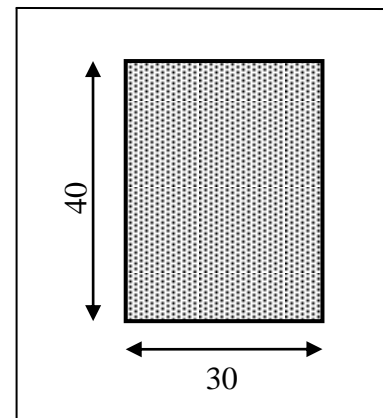
$L_{\max}$  : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{\max} = 430 \text{ cm} \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h \leq 430 \text{ cm.}$$

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



**Fig.II.04.** Poutre principale 01  
(30×50)

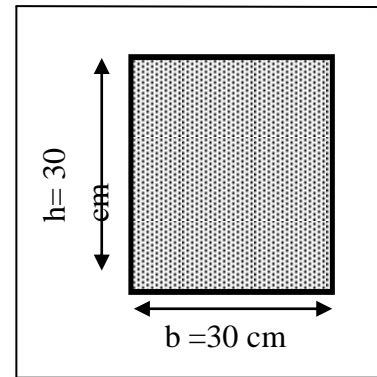


**Fig.II.05.** Poutre principale 02  
(30×40)

## Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h / b = 1 < 4.00 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \end{array} \right.$$



**Fig.II.06.** Poutre secondaire (30x30)

### II.1.2.3. Les voiles

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20$$

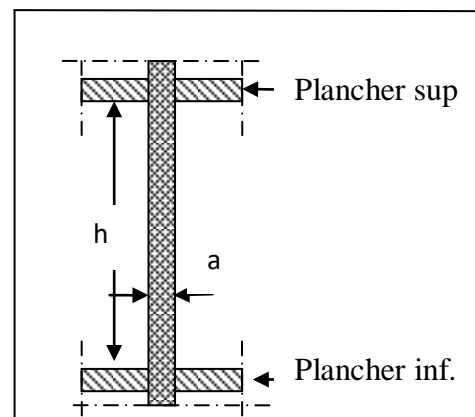
$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86 \text{ m.}$$

$$a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right].$$

$$a \geq \max \left[ \frac{286}{20}; 15 \text{ cm} \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max [14.3; 15 \text{ cm}]$$

Soit  $a = 15 \text{ cm}$ .



**Fig.II.07.** coupe verticale d'un voile.

### II.1.2.4.les planchers

#### II.1.2.4.1.Planchers à Corps Creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art. B.6.8.4.2.3). Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

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

$$L = 430\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19.11\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16 + 4) = 20$  cm.

**Avec :**

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

**Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}, \dots \dots \dots 20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm}.$$

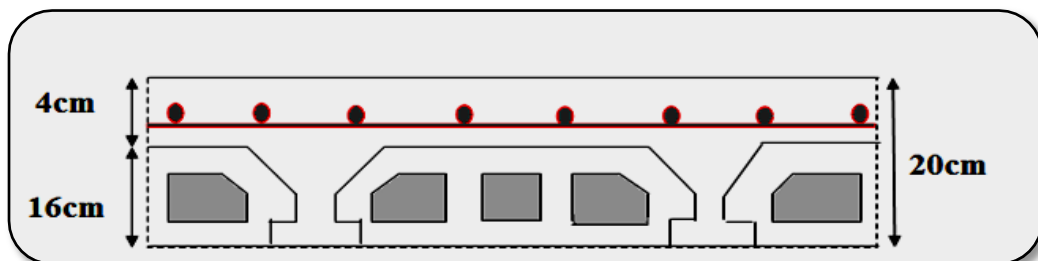


fig.II.08. Plancher à corps creux.

**Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit  $b_0 = 10$  cm.

-Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 16 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 :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \end{array} \right.$$

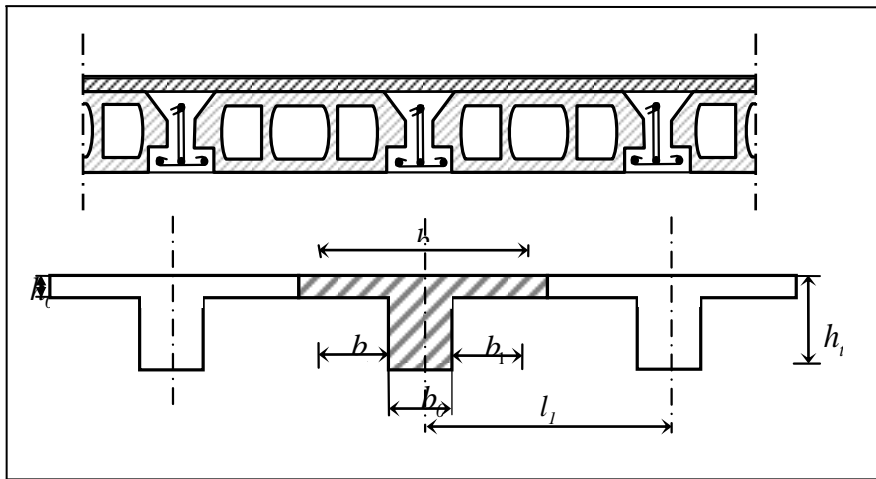
$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures consécutives

$L$  : la longueur de la nervure.

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

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

**Soit :  $b = 65$**



**Fig. II.09.**schéma des poutrelles.

#### II.1.2.4.2. Plancher en dalle pleine

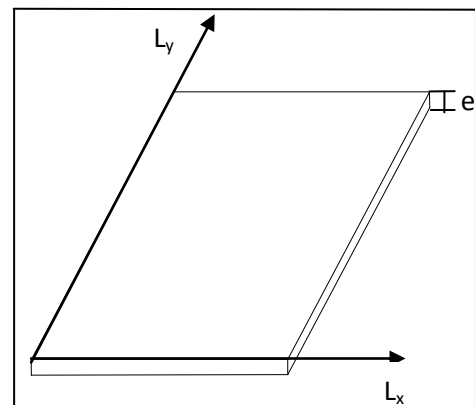
L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

##### - Résistance a la flexion

On a

$$\text{Les dalles reposant sur un seul appui } e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$\text{Les dalles reposant sur deux cotés : } \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$



**Figure II.10.**Plaque pleine

Les dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

#### - Condition d'isolation phonique

Selon les règles de « BAEL 91 » l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 16cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique .Donc :  $e \geq 16\text{cm}$

#### - Condition de résistance au feu

$e = 7,0 \text{ cm}$ .....pour une heure de coupe de feu

$e = 11 \text{ cm}$ ..... pour deux heures de coupe de feu

$e = 17.5 \text{ cm}$ ..... pour quatre heures de coupe de feu

**Rigidité ou limitation de la flèche:**  $\neq 1/500$ .

#### II.1.2.4.3. Dalle terrasse de l'ascenseur

-  $L_x/L_y > 0,4 \implies 1.4/2.15 = 0.65 > 0.4$  ; Dalle repose sur 4 cotés

-  $h_t = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50}\right) L_{\max} = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50}\right) 215 \implies h_t = (5.37 \div 4.3)$  Donc on prend

-  $h_t = 25 \text{ cm}$

#### II.1.2.4.4. Dalle de Balcons

$h \geq \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_{\max} \rightarrow (L_{\max} = 1.10\text{m})$

$h \geq (2.2 \div 2.75)\text{cm}$ .

Donc on prend  $h = 15 \text{ cm}$

#### II.1.2.5. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

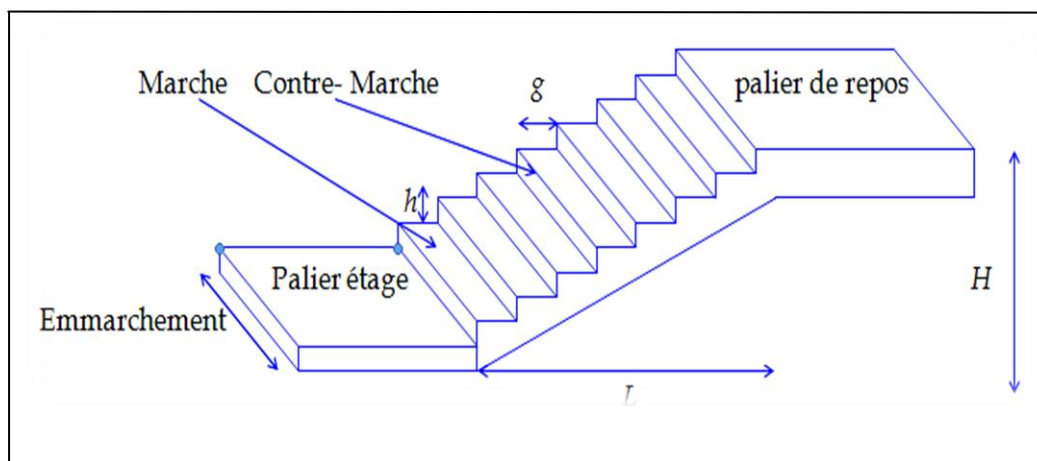


Fig .II.11.schéma d'Escalier.

$h$  : hauteur de contre marche

$g$ : largeur de marche (giron).

Pratiquement : la hauteur  $h$  :  $14 \leq h \leq 18$  cm .

La largeur  $g$  :  $25 \leq g \leq 32$  cm .

On prend :  $h = 17$  cm et  $g = 30$  cm.

Formule de BLONDEL :  $59 \leq g+2h \leq 66$

$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64$  cm  $\Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$  (c.v)

- Nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h}$

$n$  : nombre de contre marche.

$H$  : hauteur d'étage.

$h$  : hauteur de la contre marche.

$n = \frac{306}{17} = 18$  Contre marche.

- Longueur de la volée :

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

- Inclinaison de la paillasse :

$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.51$

$H$ :hauteur d'étage = 3.06 m.

$L$ :Longueur de la volée =2.40 m.

$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85$  m

- Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

D'où :  $e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max} \Leftrightarrow e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 400 \Leftrightarrow e = (13.33 \div 20)$  cm.

Soit :  $e = 16$  cm.

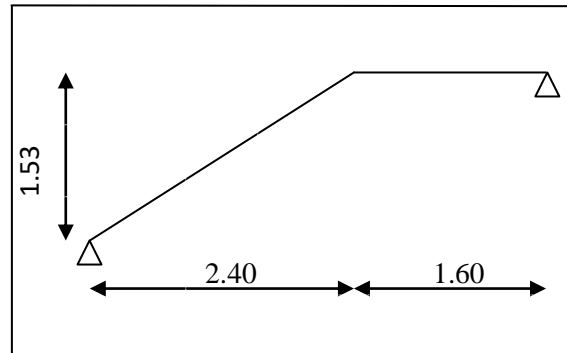


Fig.II.12.schéma isostatique d'Escalier.

## II.2. Descente de charge

### II.2.1.Introduction

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ..... etc.) et les charges d'exploitations.

#### Rôle de descente des charges

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

### II.2.Evaluation des charges appliquées

#### II.2.1.Plancher terrasse inaccessible

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
4	Béton de pente.	0.12	20000	2400
5	Plancher à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>6680(N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>1000 (N/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau: Charge permanente du plancher terrasse.

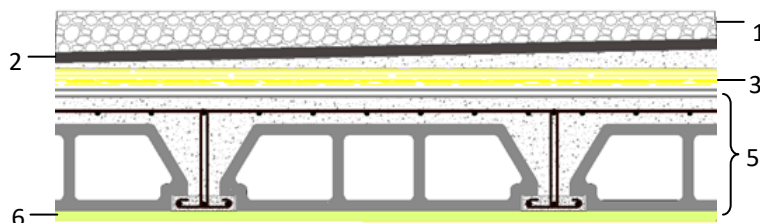
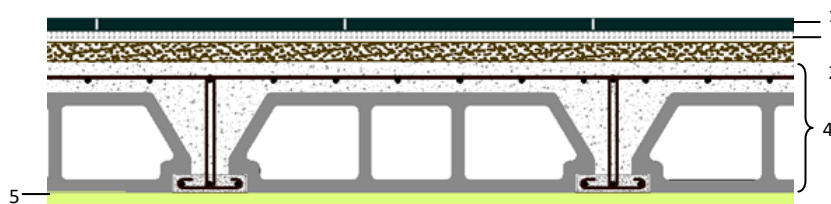


Fig II.13: Composants d'un Plancher terrasse inaccessible

### II.2.2. Plancher courant à usage d'habitation

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle en corps creux	0.2	14000	2800
5	Enduit de plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons	-	-	1000
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>5200(N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>1500(N/m<sup>2</sup>)</b>

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



**Fig II.14 :** Composants d'un plancher courant en corps creux.

### II.2.3. Murs extérieurs (30 cm)

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
2	Brique creuse	0.15	9000	1300
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9000	900
5	Enduit en plâtre intérieur	0.02	10000	200
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>2760 (N/m<sup>2</sup>)</b>

**Tableau:** Charge permanente du mur double cloison.

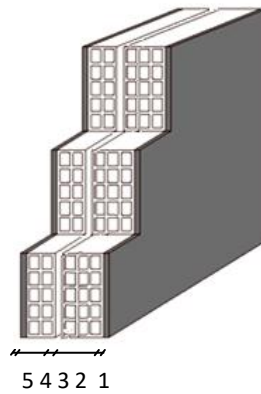


Fig II.15: Mur double cloison.

## II.2.4. Murs extérieurs (10 cm)

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
2	Brique creuse	0.10	----	900
3	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>1620 (N/m<sup>2</sup>)</b>

## II.2.5. Les balcons terrasse

N°	Composant	Épaisseur r	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon protection	0.05	20000	1000
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
4	Béton de pente	0.12	20000	2400
5	Plancher dalle pleine	0.15	25000	3750
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>7630(N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>1000(N/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau: Charge permanente et surcharge d'exploitation de balcon terrasse.

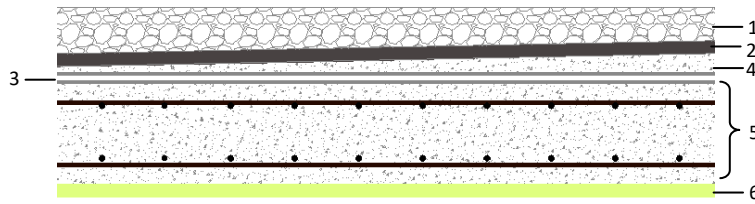


Fig II.16: Composants d'un balcon terrasse en dalle pleine.

### II.2.6. Balcon étage – courant

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Plancher dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit de plâtre	0.02	10000	200
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>5150(N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>3500(N/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de balcon étage – courant

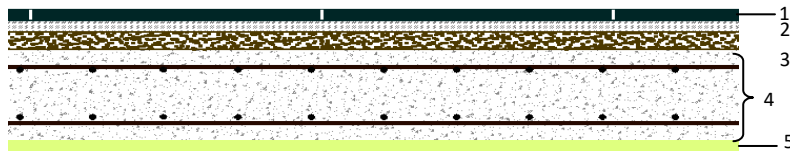


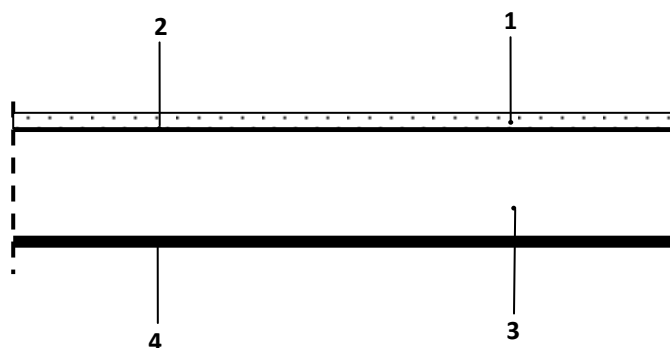
Fig II.17: Composants d'un balcon courant en dalle pleine.

## II.2.7. L'escalier

## • Palier de repos

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Palier	0.16	25000	4000
4	Enduit en mortier de ciment	0.02	18000	360
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>5200N/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>2500N/m<sup>2</sup></b>

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



**Fig II.18.** Composants d'un palier de repos



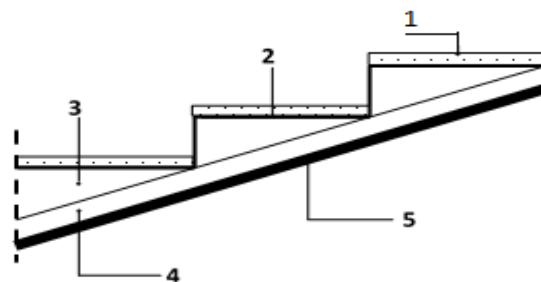
• **Volée (paillasse):**

-Épaisseur de marche =  $0.5h = 0.5 \times 0.17 = 0.085$  m

-Épaisseur de paillasse =  $e/\cos \alpha = 0.16/\cos 32.5 = 0.189$  m

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	La marche	0.085	22000	1870
4	Paillasse	0.189	25000	4743
5	Enduit en mortier de ciment	0.02	18000	360
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>7813N/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>2500 N/m<sup>2</sup></b>

**Tableau:** Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Volée (paillasse)



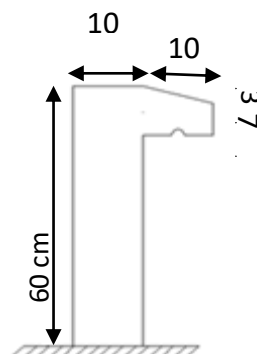
**Fig II.19 :** Composants d'un paillasse.

### II.2.8. L'acrotère

#### Charge permanente

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100$ cm
- Hauteur  $H=60$ cm
- Epaisseur  $e=10$ cm



**Fig II.20:** L'acrotère

Surface de l'acrotère =  $(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow S_T = 0,0685 \text{ m}^2$

**G1** : poids de l'acrotère par mètre linéaire

**G2** : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times 0.6 \times 180 = 108 \text{ N/ml}$$

Le poids propre  $G = G_1 + G_2 = 1712.5 + 108 = 1820.5 \text{ N/ml}$

D'après D.T.R.BC.2.2

**Q** : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est égale à  $1000 \text{ N/m}^2$

$$\begin{cases} G = 1820.5 \text{ N/ml} \\ Q = 1000 \text{ N/ml} \end{cases} \text{ Dans une bonde d'un mètre de largeur}$$

**D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.1 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

$C_p = 0.80$  élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1820.5 \Rightarrow F_p = 582.56 \text{ N/ml.}$$

$$582.56 \text{ N/ml.} < 1000 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1820.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml}$$

**II.2.9. Loi de dégression :** DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 17)

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

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

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

▪ Descente des charges sur les poteaux :(C3)

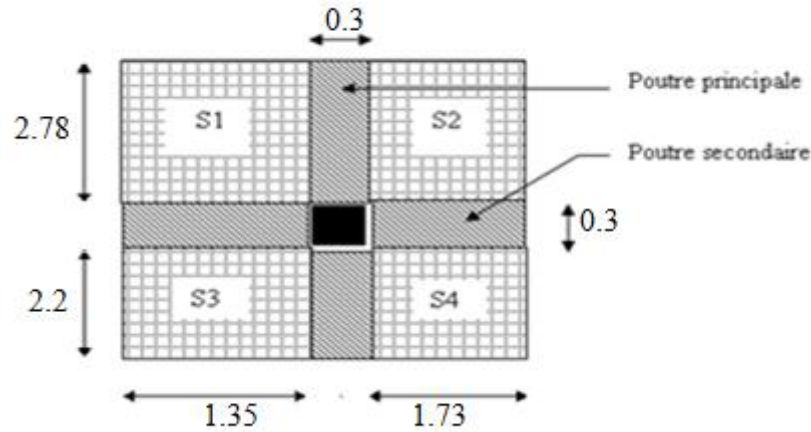


Fig.II.21. La surface afférente par poteau centrale.

-Pour 5, 6, 7 et 8<sup>ième</sup> étages

❖ La surface afférente pour la charge permanente

$$S_G = (1.35 + 1.73) \times (2.2 + 2.78) = 15.34 \text{ m}^2$$

❖ La surface afférente pour la charge d'exploitation

$$S_Q (\text{terrasse}) = (1.35 + 0.3 + 1.73) \times (2.2 + 0.3 + 2.78) = 17.85 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = 17.85 - (0.3 \times 0.4) = 17.73 \text{ m}^2$$

-pour RDC, 1,2,3 et 4<sup>ième</sup> étages

$$S_G = 15.34 \times (0.05 \times 0.1 \times 4) = 15.32 \text{ m}^2$$

❖ La surface afférente pour la charge d'exploitation

$$S_Q (\text{étage}) = 17.73 - (0.05 \times 0.1 \times 4) = 17.71 \text{ m}^2$$

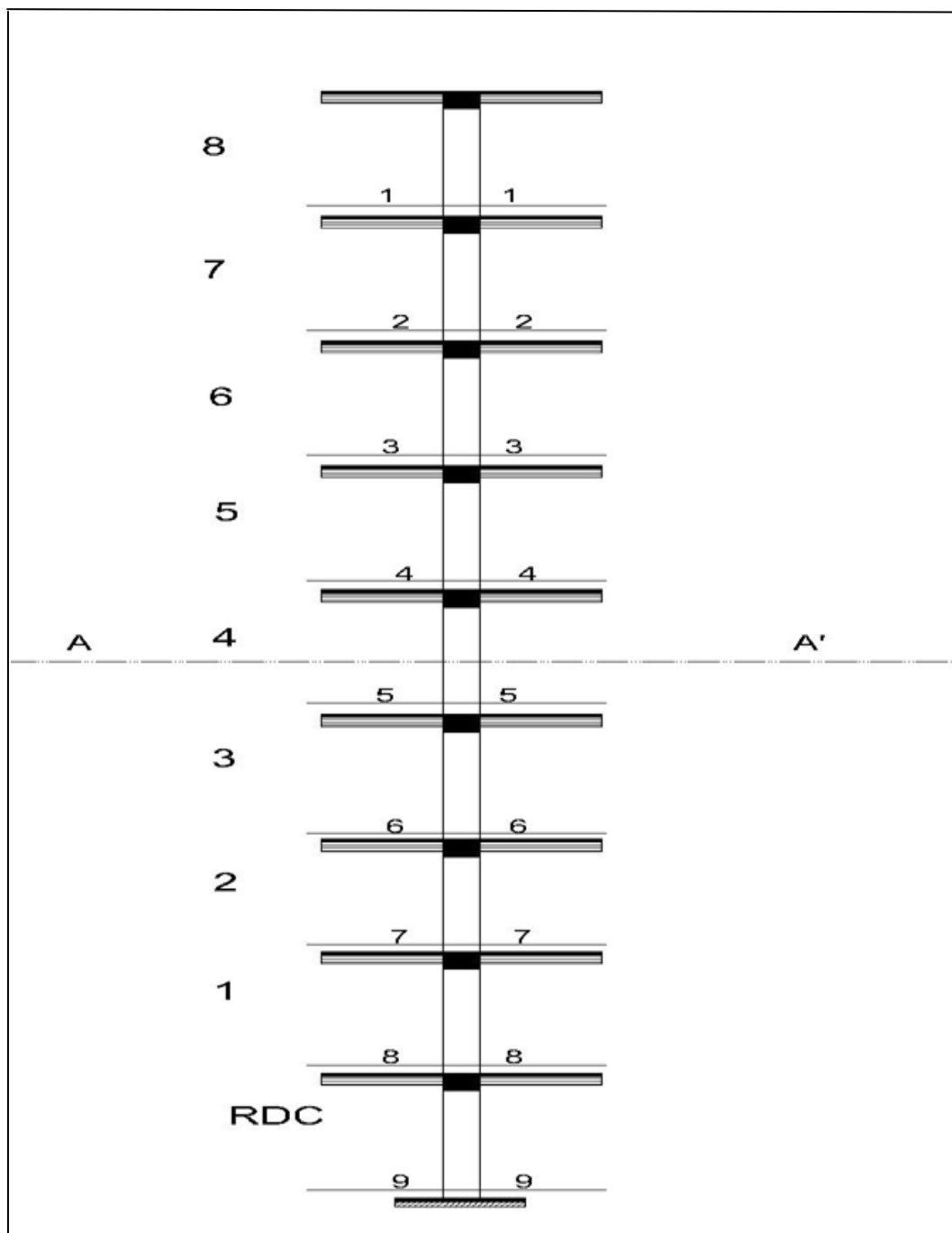


Figure II.22. Descente des charges sur le poteau (C.3)

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = $6.68 \times 15.34$	102.47	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.73 \times 25$	10.23	
	Revêtement pp 01 = $0.30 \times 3.88 \times 2.73$	3.18	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.15 \times 25$	6.45	
	Revêtement pp 02 = $0.30 \times 3.88 \times 2.15$	2.50	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 3.08 \times 25$	6.93	
	Revêtement ps = $0.30 \times 3.88 \times 3.08$	3.59	
	Poteau = $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25$	9.18	
Surcharge = $1 \times 17.85$		17.85	
	<b>Total</b>	<b>144.53</b>	<b>17.85</b>
2-2	venant 1 - 1	144.53	17.85
	Plancher étage courant= $5.20 \times 15.34$	79.77	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.73 \times 25$	10.23	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.15 \times 25$	6.45	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 3.08 \times 25$	6.93	
	Poteau = $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25$	9.18	
	Surcharge = $1 \times 17.73$		17.73
	<b>Total</b>	<b>257.09</b>	<b>35.6</b>
3-3	venant 2 - 2	257.09	35.6
	Plancher étage courant= $5.20 \times 15.34$	79.77	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.73 \times 25$	10.23	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.15 \times 25$	6.45	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 3.08 \times 25$	6.93	
	Poteau = $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25$	9.18	
	Surcharge = $0.9 \times 1 \times 17.73$		15.96
	<b>total</b>	<b>369.65</b>	<b>51.56</b>
4-4	venant 3 - 3	369.65	51.56
	Plancher étage courant= $5.20 \times 15.34$	79.77	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.73 \times 25$	10.23	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.15 \times 25$	6.45	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 3.08 \times 25$	6.93	
	Poteau = $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25$	9.18	
	Surcharge = $0.8 \times 1 \times 17.73$		14.18
	<b>total</b>	<b>482.21</b>	<b>65.74</b>
5-5	venant 4 - 4	482.21	65.74
	Plancher étage courant= $5.20 \times 15.32$	79.66	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.68 \times 25$	10.05	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.1 \times 25$	6.30	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 2.98 \times 25$	6.70	
	Poteau = $0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25$	15.3	
	Surcharge = $0.7 \times 1 \times 17.71$		12.40
	<b>total</b>	<b>600.22</b>	<b>78.14</b>

<b>6-6</b>	venant 5 - 5	600.22	78.14
	Plancher étage courant= $5.20 \times 15.32$	79.66	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.68 \times 25$	10.05	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.1 \times 25$	6.30	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 2.98 \times 25$	6.70	
	Poteau = $0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25$	15.3	
	Surcharge = $0.6 \times 1 \times 17.71$		10.63
	<b>total</b>	<b>718.23</b>	<b>88.77</b>
<b>7-7</b>	venant 6 - 6	718.23	88.77
	Plancher étage courant= $5.20 \times 15.32$	79.66	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.68 \times 25$	10.05	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.1 \times 25$	6.30	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 2.98 \times 25$	6.70	
	Poteau = $0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25$	15.3	
	Surcharge = $0.5 \times 1 \times 17.71$		8.86
	<b>total</b>	<b>836.24</b>	<b>97.63</b>
<b>8-8</b>	venant 7 - 7	836.24	97.63
	Plancher étage courant= $5.20 \times 15.32$	79.66	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.68 \times 25$	10.05	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.1 \times 25$	6.30	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 2.98 \times 25$	6.70	
	Poteau = $0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25$	15.3	
	Surcharge = $0.5 \times 1 \times 17.71$		8.86
	<b>total</b>	<b>954.25</b>	<b>106.49</b>
<b>9-9</b>	venant 8 - 8	954.25	106.49
	Plancher étage courant= $5.20 \times 15.32$	79.66	
	poutre principal 01 = $0.30 \times 0.5 \times 2.68 \times 25$	10.05	
	poutre principal 02 = $0.30 \times 0.4 \times 2.1 \times 25$	6.30	
	poutre secondaire = $0.30 \times 0.30 \times 2.98 \times 25$	6.70	
	Poteau = $0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25$	15.3	
	Surcharge = $0.5 \times 1 \times 17.71$		8.86
	<b>total</b>	<b>1072.26</b>	<b>115.35</b>

**Tableau .**Descente de charge pour poteau central C3.

### ✚ Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

#### Pour 5, 6, 7 et 8<sup>ième</sup> étages

$$N_u = (1,35 \times 482,21) + (1,5 \times 65,74) = 749,59 \text{ KN}$$

#### Pour RDC, 1,2,3 et 4<sup>ième</sup> étages

$$: N_u = (1,35 \times 1072,26) + (1,5 \times 115,35) = 1620,58 \text{ KN}$$

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

-  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$L_f = 0,7L_0$  (selon BAEL, le poteau est encasté dans le fondation et/ou assemblé à des poutres de plancher).

$$b < h \rightarrow \lambda_x > \lambda_y \rightarrow \lambda = \lambda_x$$

#### -Pour 5, 6, 7 et 8<sup>ième</sup> étages : Poteau (30×40)

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 3,06}{0,3} = 24,73$$

$$\lambda = 24,7 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,77$$

#### Pour RDC, 1,2,3 et 4<sup>ième</sup> étages (40×50)

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 3,06}{0,4} = 18,55$$

$$\lambda = 18,55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,80$$

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

#### -Pour 5, 6, 7 et 8<sup>ième</sup> étages : Poteau (30×40)

$$B_r = (h-2)(b-2) = (30-2).(40-2) = 1064 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max ( A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}} )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 30 \times 40}{100} = 2.4 \text{ cm}^2 \\ 4 \frac{2.(b+h)}{100} = 8 \frac{(30+40)}{100} = 5.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (30 \times 40) = 9.6 \text{ cm}^2$$

**-Pour RDC, 1,2,3 et 4<sup>ième</sup> étages (40×50)**

$$B_r = (40-2).(50-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 40 \times 50}{100} = 4.00 \text{ cm}^2 \\ 4 \frac{2.(b+h)}{100} = 8 \frac{(40+50)}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (40 \times 50) = 16.00 \text{ cm}^2$$

**-Tableau Récapitulatif**

Niveau	$N_u$ (N)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{\text{RPA}}$ (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	condition
5, 6, 7 et 8 <sup>ième</sup>	749590	560	960	960	106400	1774298.222	CV
RDC,1,2,3et4 <sup>ième</sup>	1620580	720	1600	1600	182400	3147439.605	CV



✚ vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 P 50)

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton

**-Pour 5, 6, 7 et 8<sup>ième</sup> étages**

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\nu = \frac{547950}{300 \times 400 \times 25} = 0.183 \dots \dots \dots (cv)$$

**Donc** : on garde les dimensions de poteau (30×40) cm<sup>2</sup>

**-Pour RDC, 1,2 ,3 et 4<sup>ième</sup>**

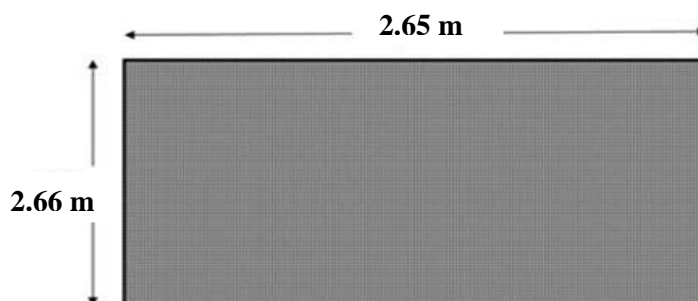
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\nu = \frac{1187610}{400 \times 500 \times 25} = 0.238 \dots \dots \dots (cv)$$

**Donc** : on garde les dimensions de poteau (40×50) cm<sup>2</sup>

▪ descente des charges sur voile sans ouvertures



**Fig.II.23. Schéma de voile.**

$$S = 2.65 \times 2.66 = 7.05 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher Terrasse: $668 \times 7.05 = 4709.40$ 1 acrotère: $171.25 \times 2.65 = 453.81$	5163.21	$7.05 \times 100 = 705$
1-1	Venant 1-1 : 5163.21 Voile : $0,18 \times 2,66 \times 2.65 \times 2500 = 3172.05$	8335.26	705
2-2	Venant 2-2 : 8335.26 Plancher E.C : $7.05 \cdot (520) = 3666$	12001.26	$705 + (7.05 \times 150)$ $= 1762.50$
2-2	-Venant 3-3 : 12001.26 Voile : 3172.05	15173.31	1762.50
3-3	-Venant 4-4 : 15173.31 Plancher E.C: 3666	18839.31	$1762.5 + (1057.5 \times 0,9)$ $= 2714.25$
3-3	-Venant 5-5 : 18839.31 Voile : 3172.05	22011.36	2714.25
4-4	-Venant 6-6: 22011.36 Plancher E.C : 3666	25677.36	$2714.25 + (1057.5 \times 0,8)$ $= 3560.25$
4-4	-Venant 7-7 : 25677.36 Voile : 3172.05	28849.41	3560.25
5-5	-Venant 8-8: 28849.41 Plancher E.C : 3666	32515.41	$3560.25 + (1057.5 \times 0,7)$ $= 4300.50$
5-5	-Venant 9-9 : 32515.41 - Voile : 3172.05	35687.46	4300.50
6-6	-Venant 10-10: 35687.46 Plancher E.C : 3666	39353.46	$4300.50 + (1057.5 \times 0,6)$ $= 4935$
6-6	-Venant 11-11 : 39353.46	42525.51	4935

	- Voile : 3172.05		
7-7	-Venant 12-12 : 42525.51 Plancher E.C : 3666	46191.51	4935+(1057.5×0,5) =5463.75
7-7	-Venant 13-13 : 46191.51 Voile : 3172.05	49363.56	5463.75
8-8	-Venant 14-14 : 49363.56 Plancher E.C : 3666	53029.56	5463.75+(1057.5×0,5) =5992.50
8-8	-Venant 13-13 : 53029.56 Voile : 3666	56695.56	5992.50
9-9	-Venant 16-16 : 56695.56 Plancher E.C : 3666	60361.56	5992.50+(1057.5×0,5) =6520.75
9-9	-Venant 17-17 : 60361.56 Voile : 3666	64027.56	6520.75
	$\Sigma$	<b>64027.56</b>	<b>6520.75</b>

### ✚ Vérification de la résistance des voiles à la compression

Il faut que :  $\frac{P_u}{A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tel que :  $P_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

$$P_u = 1,35(64027.56) + 1,5(6520.75)$$

$$P_u = 962183.31 \text{ N}$$

$$A = 180 \cdot 26500 = 4770000 \text{ mm}^2..$$

$$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{962183.31}{4770000} = 0,202 \text{ Mpa} \leq 14.2 \text{ Mpa}$$

**La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.**

# *Chapitre III*

## *Eléments secondaires*

### III. Eléments secondaires

#### III.1.L'Acrotère

##### III.1.1.Introduction

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

##### III.1.2.Mode de travail

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.

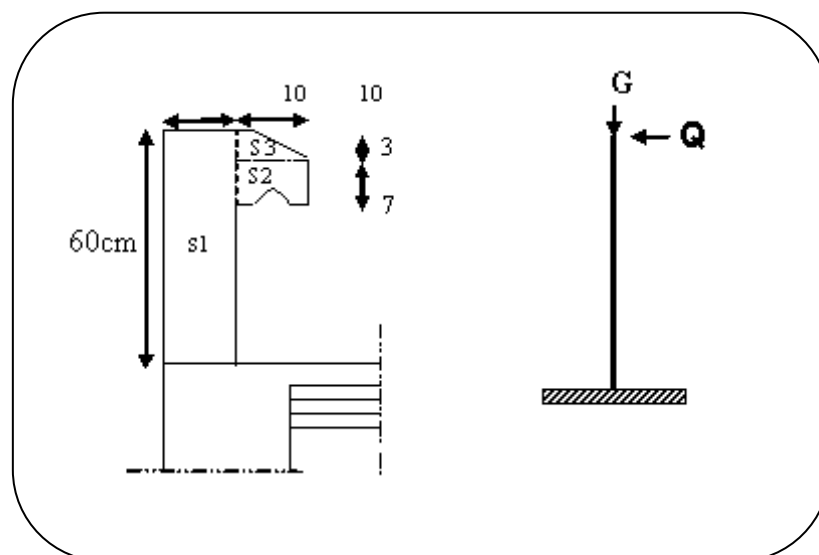


Fig.III.01. schéma isostatique de l'acrotère.

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

#### Surface

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

#### Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

## Surcharge

### D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

### D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

$C_p = 0.80$  élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$D'une \text{ force tranche } T_{\mu} = Q = 1000 \text{ N}$$

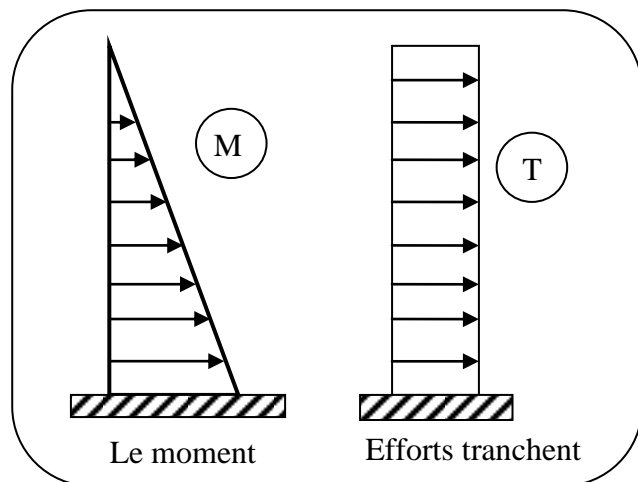


Fig.III.02.Schéma de sollicitations de l'acrotère

## Sollicitation

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

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m.}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

**Combinaison d'action**❖ **E.L.U**

$$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/m}\ell ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

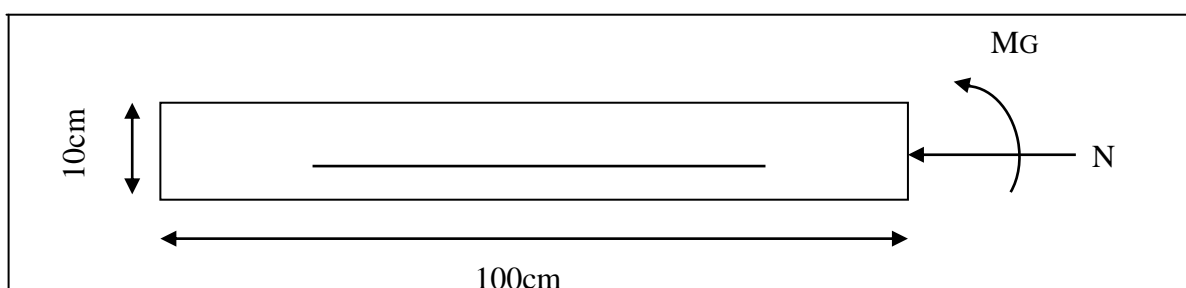
$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/m}\ell$$

❖ **E.L.S**

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1712.5 \text{ N/m}\ell$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}\ell$$

**III.1.4. Calcul de ferrailage**

**Fig.III.03.** Section de l'acrotère.

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

**Armatures longitudinales**❖ **E.L.U****Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.491 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

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

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1'' = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

### Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression  $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$ ,  $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_1'' (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.386	0.337

### ❖ E.L.S

#### Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

#### Calcul de la section à la flexion simple

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 ; k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$



**Calcul de la section à la flexion composée**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

**Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal d'armature longitudinale :(B.5.3.1)**

$$A^{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max ( A^u ; A^{ser} ; A^{\min} ) \Rightarrow A = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^\ell = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

**Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Armatures De Répartition**

$$A^r = \left( \frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

**Espacement Des Armatures**

$$A_\ell = 5 \text{ T}8 \rightarrow S_\ell = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_r = 25 \text{ cm}$$

-Schéma du ferrailage

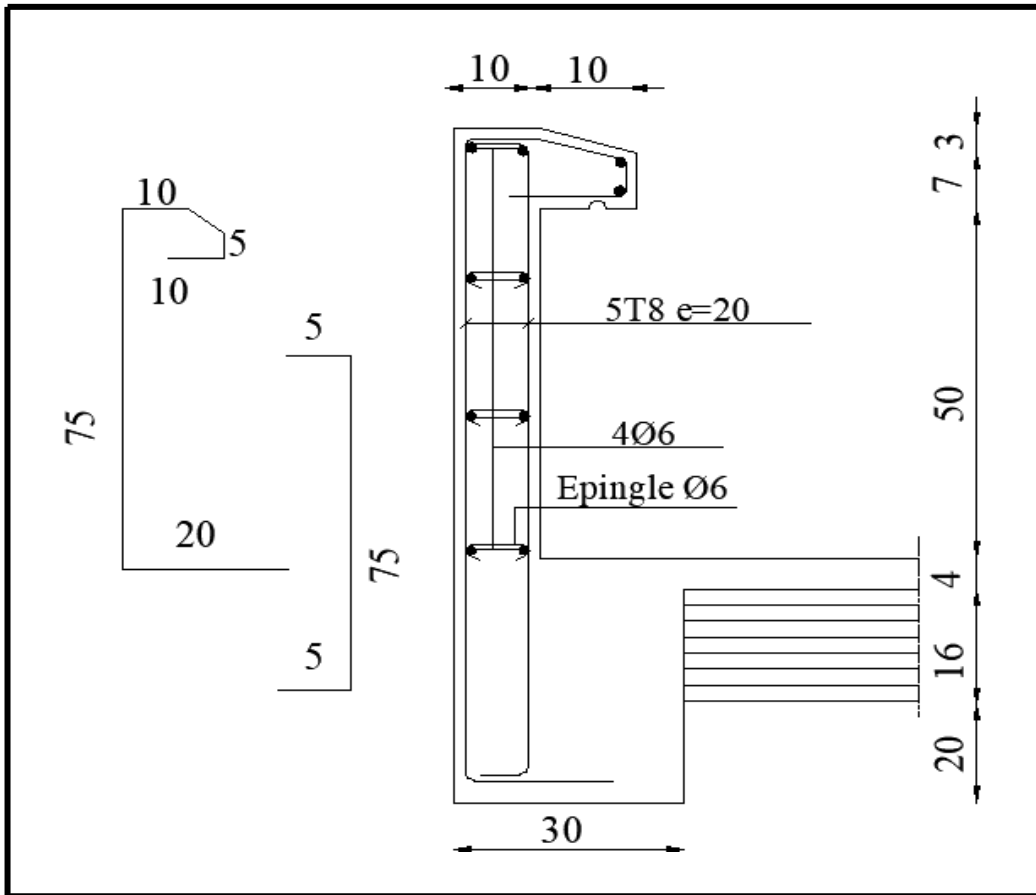


Fig. III.04. Ferrailage d'acrotère.

## III.2. Planchers à corps creux

### 1. Introduction

Les planchers sont des plates formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, des charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les autres accessoires).

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

#### - Fonctions nécessaires de plancher

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

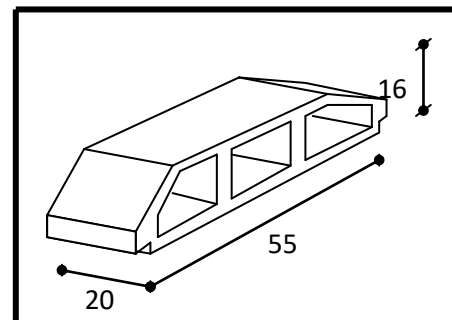


Fig.III.05. Corps Creux.

### 2. 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 planchers 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  $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de

4 cm d'épaisseur.

### 3. Méthodes de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple méthodes forfaitaire.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément

### 4. Calcul des ferrailage

- La fissuration n'est pas préjudiciable.

- Les charges d'exploitation sont modérées  $\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$

- Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

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

**5. Calcul des moments**

❖ Les moments en appui

- 0.2M<sub>0</sub> pour appui de rive
- 0.6M<sub>0</sub> pour cas de deux travées
- 0.5M<sub>0</sub> pour appui voisins des appuis de rive cas de plus deux travées
- 0.4M<sub>0</sub> pour les appuis intermédiaires non voisins de la rive (plus de trois travées)

❖ Les moments en travées

$$M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2} \dots\dots\dots \text{équation 01}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \dots\dots\dots \text{équation 02} \\ (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \dots\dots\dots \text{équation 03} \end{cases}$$

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

**6. Calcul des sollicitations**

Nous avons un (2) type des poutrelles à calculer.

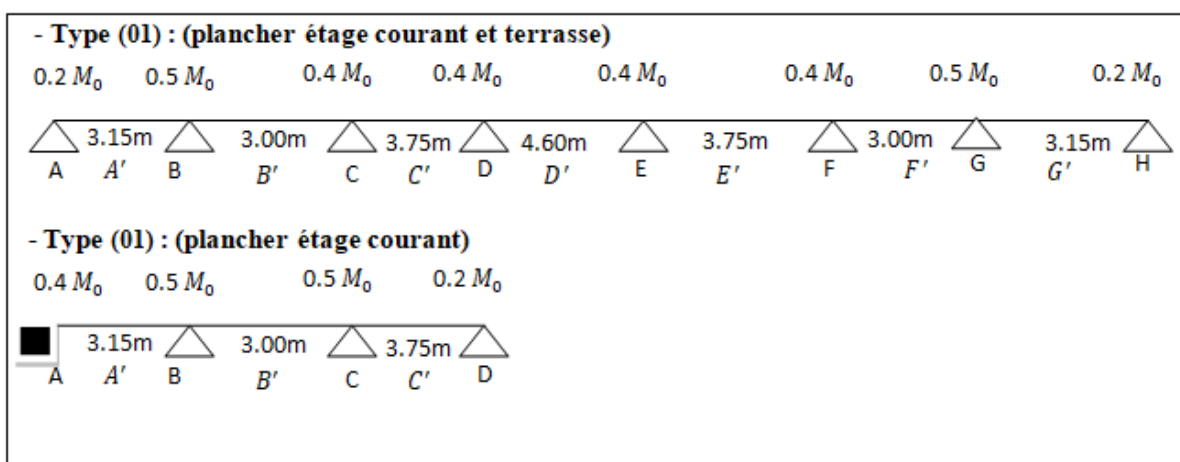


Fig.III.06. Types des nervures

## a) Plancher terrasse

## • Les charges appliquées

$$g = G \times 0.65 = 6680 \times 0.65 = 4342 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

## • Les combinaisons d'actions

$$\text{E. L. U: } 1.35g + 1.5q$$

$$\text{E. L. S: } g + q$$

<i>Etats</i> \ <i>Niveau</i>	Plancher terrasse (N/ml)
E. L. U	6836.7
E. L. S	4992

## • Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

$$\text{- Plancher (terrasse inaccessible) : } \begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m}^2; G = 6.680 \text{ KN/m}^2 \\ (1 < 2 \times 6.68 = 13.36) \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Les moments d'Inertie des poutres sont constants (I) (C.V).

$$\text{- Les rapports des portées successives sont compris entre : } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\text{Alors : } \frac{3,15}{3,00} = 1.05, \frac{3,00}{3,75} = 0.8, \frac{3,75}{3,00} = 1.25, \frac{3,00}{3,15} = 0.95 \text{ (C.V)}$$

- fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité multicouches (C.V)

✓ L'E.L.U

▪ Sur type 01

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1000}{1000 + 6680} = 0.13$$

## • Les moments isostatiques

$$\text{- } L = 3,15 \text{ m} \implies M_o = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{6836.7 \times 3.15^2}{8} = 8479.64 \text{ N.m}$$

$$\text{- } L = 3,00 \text{ m} \implies M_o = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{6836.7 \times 3^2}{8} = 7691.28 \text{ N.m}$$

$$\text{- } L = 3,75 \text{ m} \implies M_o = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{6836.7 \times 3.75^2}{8} = 12017.63 \text{ N.m}$$

$$\text{- } L = 4,60 \text{ m} \implies M_o = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{6836.7 \times 4.6^2}{8} = 18083.07 \text{ N.m}$$

• Les moments en travées

- Travée de rive (A', G')

$$M_t \geq \max (1,05 M_0, (1 + 0,3\alpha) M_0) - \left( \frac{0,2 + 0,5}{2} \right) M_0$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} M_t \geq \max (1,05 M_0 ; 1,04M_0) - 0,35 M_0 = 0,7 M_0 \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,62 M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,70 M_0$$

- Travée intermédiaire (B', F')

$$M_t \geq \max (1,05 M_0, (1 + 0,3 \alpha) M_0) - \left( \frac{0,5 + 0,4}{2} \right) M_0$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} M_t \geq \max (1,05 M_0 ; 1,04M_0) - 0,45 M_0 = 0,6 M_0 \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,52 M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,60 M_0$$

- Travée intermédiaire (C', E')

$$M_t \geq \max (1,05 M_0, (1 + 0,3\alpha) M_0) - \left( \frac{0,4 + 0,4}{2} \right) M_0$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} M_t \geq \max (1,05 M_0 ; 1,04M_0) - 0,40 M_0 = 0,65 M_0 \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,52 M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 M_0$$

- Travée intermédiaire (D')

$$M_t \geq \max (1,05 M_0, (1 + 0,3\alpha) M_0) - \left( \frac{0,4 + 0,4}{2} \right) M_0$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} M_t \geq \max (1,05 M_0 ; 1,04M_0) - 0,40 M_0 = 0,65 M_0 \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,52 M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65M_0$$

• Les moments sur appuis

$M_t$ (N.ml)	A'	B'	C'	D'	E'	F'	G'
	5935.75	4614.77	7811.46	11754	7811.46	4614.77	5935.75

- Appuis (A)= Appuis (H)=  $0,2 M_0 = 1695.93 \text{ N.m}$
- Appuis (B)= Appuis (G)=  $0,5 M_0 = 4239.82 \text{ N.m}$
- Appuis (C)= Appuis (F)=  $0,4 M_0 = 4807.05 \text{ N.m}$
- Appuis (D)= Appuis (E)=  $0,4 M_0 = 7233.23 \text{ N.m}$

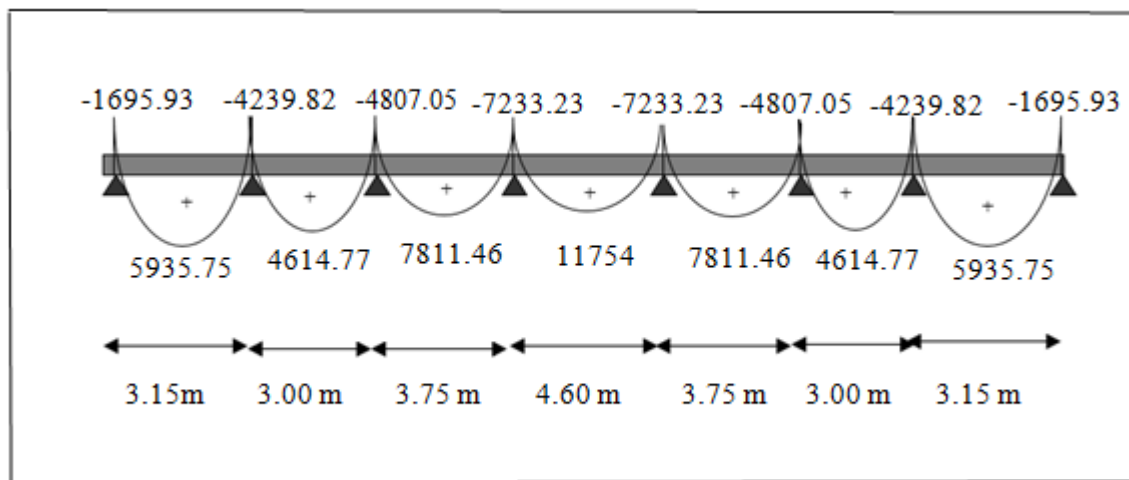


Fig. III.07. Digramme des moments ELU de Plancher terrasse type 01.

• Les L'effort tranchant

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

➤ Travée (A', G')

$$T_d = -\frac{6836.7 \times 3.15}{2} + \frac{4239.82 - 1695.93}{3.15} = -10767.80 + 807.58 = -9960.21 \text{ N}$$

$$T_g = \frac{6836.7 \times 3.15}{2} + \frac{4239.82 - 1695.93}{3.15} = 10767.80 + 807.58 = 11575.38 \text{ N}$$

➤ Travée (B', F')

$$T_d = -\frac{6836.7 \times 3.00}{2} + \frac{4807.05 - 4239.82}{3.00} = -10255.05 + 189.07 = -10065.98 \text{ N}$$

$$T_g = \frac{6836.7 \times 3.00}{2} + \frac{4807.05 - 4239.82}{3.00} = 10255.05 + 189.07 = 10444.12 \text{ N}$$

➤ Travée (C', E')

$$T_d = -\frac{6836.7 \times 3.75}{2} + \frac{7233.23 - 4807.05}{3.75} = -12818.81 + 646.98 = -12171.83 \text{ N}$$

$$T_g = \frac{6836.7 \times 3.75}{2} + \frac{7233.23 - 4807.05}{3.75} = 12818.81 + 646.98 = 13465.79 \text{ N}$$

➤ Travée (D')

$$T_d = -\frac{6836.7 \times 4.60}{2} + \frac{7233.23 - 7233.23}{4.60} = -15724.41 \text{ N}$$

$$T_g = \frac{6836.7 \times 4.60}{2} + \frac{7233.23 - 7233.23}{4.60} = 15724.41 \text{ N}$$

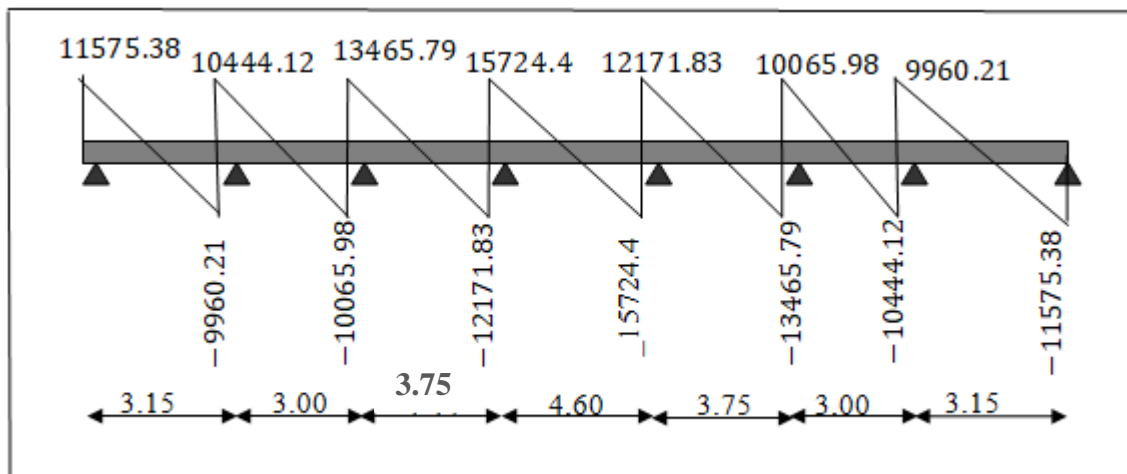


Fig. III.08. Diagramme des l'effort tranchant à ELU de Plancher terrasse type 01.

✓ L'E.L.S:  $P_s = 4992 \text{ N/ml}$ .

▪ Sur type 01

• Les moments isostatiques

$$\bullet L = 3,15 \text{ m} \implies M_o = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{4992 \times 3.15^2}{8} = 6191.64 \text{ N.m}$$

$$\bullet L = 3,00 \text{ m} \implies M_o = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{4992 \times 3^2}{8} = 5616.00 \text{ N.m}$$

$$\bullet L = 3,75 \text{ m} \implies M_o = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{4992 \times 3.75^2}{8} = 8775.00 \text{ N.m}$$

$$\bullet L = 4,60 \text{ m} \implies M_o = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{4992 \times 4.6^2}{8} = 13203.84 \text{ N.m}$$



• Les moments sur appuis

Appui	Longueur maximal (m)	Coefficient	$M_0$ (N.m)	Moment sur appui (N.m)
A	3.15	0.2	6191.64	1238.33
B	3.15	0.5	6191.64	3095.82
C	3.75	0.4	8775.00	3510
D	4.60	0.4	13203.84	5281.54
E	4.60	0.4	13203.84	5281.54
F	3.75	0.4	8775.00	3510
G	3.15	0.5	6191.64	3095.82
H	3.15	0.2	6191.64	1238.33

• Les moments en travées

Travée	$M_w$ (N.m)	$M_e$ (N.m)	$\alpha$	$M_0$ (N.m)	Equation	$M_t$ (N.m)	Max $M_t$ (N.m)
A'	1238.33	3095.82	0.13	6191.64	1	4334.19	4334.15
					2	3838.82	
B'	3095.82	3510		5616.00	1	3369.60	3369.60
					3	2920.32	
C'	3510	5281.54		8775.00	1	5703.75	5703.75
					3	4563.00	
D'	5281.54	5281.54		13203.84	1	8582.50	8582.50
					3	6866.00	
E'	5281.54	3510		8775.00	1	5703.75	5703.75
					3	4563.00	
F'	3510	3095.82		5616.00	1	3369.60	3369.60
					3	2920.32	
G'	3095.82	1238.33		6191.64	1	4334.19	4334.15
					2	3838.82	

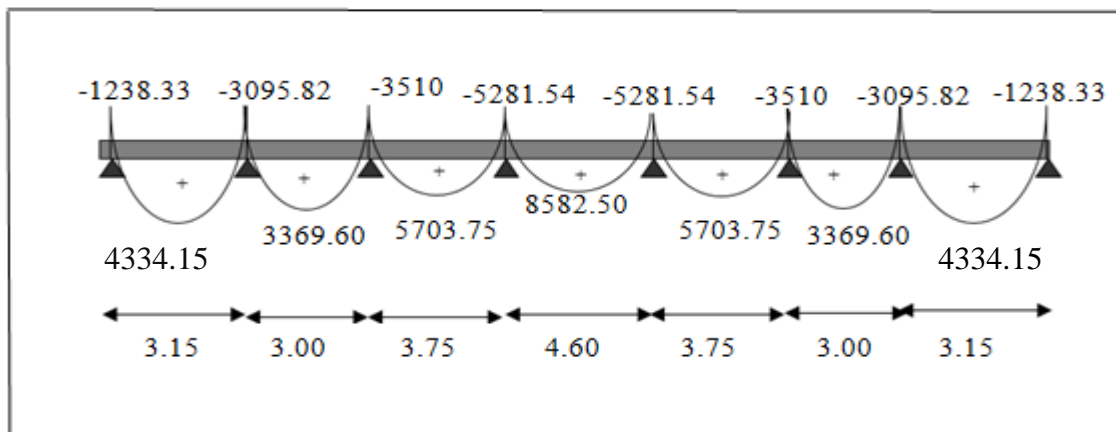


Fig .III.09.Digramme des moments à ELS de plancher terrasse type 01.

**b) Plancher étage courant****• Les charges appliquées :**

$$g = G \times 0.65 = 5200 \times 0.65 = 3380 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$$

**• Les combinaisons d'actions :**

$$\text{E. L. U: } 1.35 g + 1.5q$$

$$\text{E. L. S: } g + q$$

<i>Niveau</i>	<i>Plancher etage(N/ml)</i>
<i>Etats</i>	
E. L. U	<b>6025.5</b>
E. L. S	<b>4355</b>

**✓ L'E.L. U****▪ Sur type 01**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1500}{1500+5200} = 0.22$$

**• Les moments isostatiques**

$$M_o = \frac{P_u L^2}{8}$$

Longeur $L_i$ (m)	$P_u$ (N/ml)	Moment statique $M_0$ (N.m)
3.15	6025.5	7473.50
3.00		6778.69
3.75		10591.70
4.60		15937.45

**• Les moments sur appuis**

Appui	Longeur maximal (m)	Coefficient	$M_0$ (N.m)	Moment sur appui (N.m)
A	3.15	0.2	7473.50	1494.70
B	3.15	0.5	7473.50	3736.75
C	3.75	0.4	10591.70	4236.68
D	4.60	0.4	15937.45	6374.98
E	4.60	0.4	15937.45	6374.98
F	3.75	0.4	10591.70	4236.68
G	3.15	0.5	7473.50	3736.75
H	3.15	0.2	7473.50	1494.70

- Les moments en travées

Travée	$M_w$ (N.m)	$M_e$ (N.m)	$\alpha$	$M_0$ (N.m)	Equation	$M_t$ (N.m)	Max $M_t$ (N.m)
A'	1494.70	3736.75	0.22	7473.50	1	5351.03	5351.03
					2	4730.72	
B'	3736.75	4236.68		6778.69	1	4175.67	4175.67
					3	3613.04	
C'	4236.68	6374.98		10591.70	1	7054.07	7054.07
					3	5645.38	
D'	6374.98	6374.98		15937.45	1	10614.34	10614.34
					3	8494.66	
E'	6374.98	4236.68		10591.70	1	7054.07	7054.07
					3	5645.38	
F'	4236.68	3736.75		6778.69	1	4175.67	4175.67
					3	3613.04	
G'	3736.75	1494.70		7473.50	1	5351.03	5351.03
					2	4730.72	

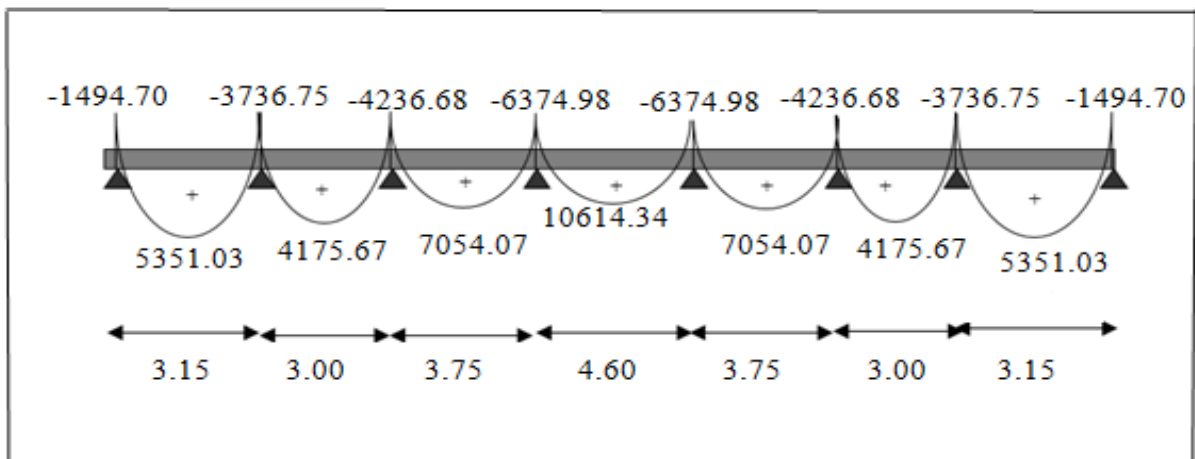


Figure III.10. Digramme des moments à ELU de plancher étage courant type 01.

• Les L'effort tranchant

$$T^d = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$T^g = \frac{Pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

travée	$P_u$ (KN/ml)	$L_i$ (m)	$M_d$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$T^d$ (KN)	$T^g$ (KN)
A'	6025.5	3.15	3736.75	1494.70	-8778.40	10201.92
B'		3.00	4236.68	3736.75	-8871.61	9204.89
C'		3.75	6374.98	4236.68	-10727.60	11868.02
D'		4.60	6374.98	6374.98	-13858.65	13858.65
E'		3.75	4236.68	6374.98	-11868.02	10727.60
F'		3.00	3736.75	4236.68	-9204.89	8871.61
G'		3.15	1494.70	3736.75	-10201.98	8778.40

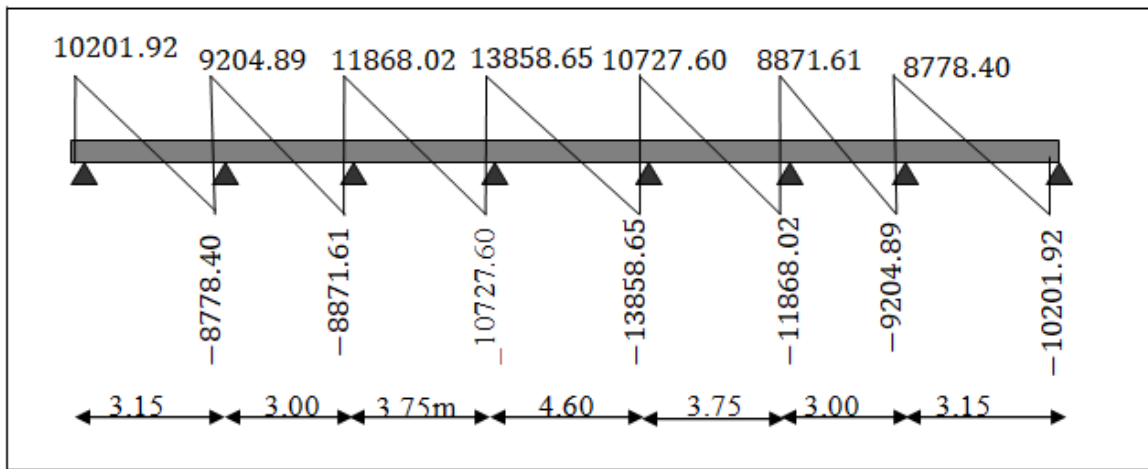


Figure III.11. Diagramme des l'effort tranchant à ELU de Plancher étage courant type 01.

✓ L'E.L.S :  $P_s = 4355$  N/ml.

▪ Sur type 01

▪ Les moments isostatiques

$$M_o = \frac{P_u L^2}{8}$$

Longeur $L_i$ (m)	$P_s$ (N/ml)	Moment statique $M_0$ (N.m)
3.15	4355	5401.56
3.00		4899.37
3.75		7655.27
4.60		11518.97

-Les moments sur appuis

Appui	Longeur maximal (m)	Coefficient	$M_0$ (N.m)	Moment sur appui (N.m)
A	3.15	0.2	5401.56	1080.31
B	3.15	0.5	5401.56	2700.78
C	3.75	0.4	7655.27	3062.11
D	4.60	0.4	11518.97	4607.59
E	4.60	0.4	11518.97	4607.59
F	3.75	0.4	7655.27	3062.11
G	3.15	0.5	5401.56	2700.78
H	3.15	0.2	5401.56	1080.31

- Les moments en travées

Travée	$M_w$ (N.m)	$M_e$ (N.m)	$\alpha$	$M_0$ (N.m)	Equation	$M_t$ (N.m)	Max $M_t$ (N.m)
A'	1080.31	2700.78	0.22	5401.56	1	3867.52	3867.52
					2	3419.19	
B'	2700.78	3062.11		4899.37	1	3018.01	3018.01
					3	2611.36	
C'	3062.11	4607.59		7655.27	1	5098.41	5098.41
					3	4080.26	
D'	4607.59	4607.59		11518.97	1	7671.63	7671.63
					3	6139.61	
E'	4607.59	3062.11		7655.27	1	5098.41	5098.41
					3	4080.26	
F'	3062.11	2700.78		4899.37	1	3018.01	3018.01
					3	2611.36	
G'	2700.78	1080.31		5401.56	1	3867.52	3867.52
					2	3419.19	

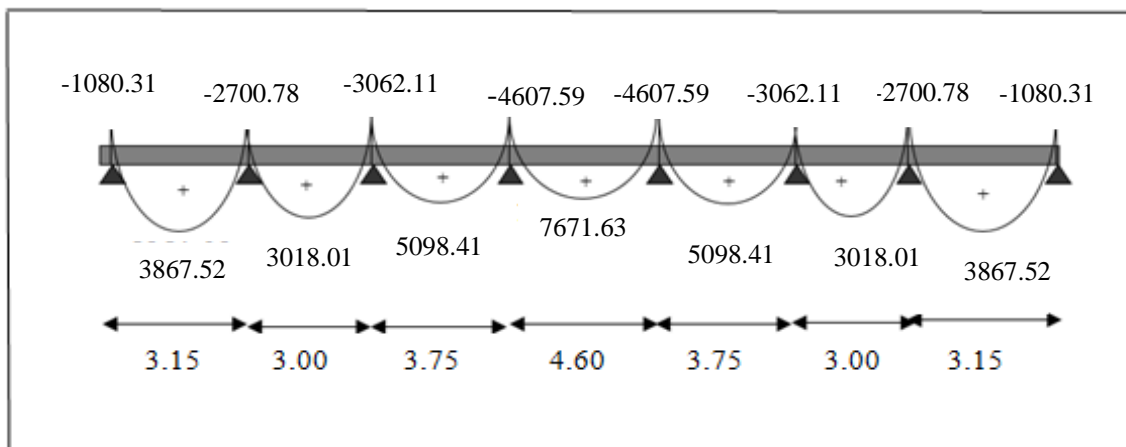


Figure III.12. Digramme des moments à ELS de plancher étage courant type 01.

❖ Type (02)

• Plancher étage courant

✓ L'E.L. U

• Les moments isostatiques

$$M_o = \frac{P_u L^2}{8}$$

Longeur $L_i$ (m)	$P_u$ (N/ml)	Moment statique $M_o$ (N.m)
3.15	6025.5	7473.50
3.00		6778.69
3.75		10591.70

• Les moments sur appuis

Appui	Longeur maximal (m)	Coefficient	$M_o$ (N.m)	Moment sur appui (N.m)
A	3.15	0.4	7473.50	2989.40
B	3.15	0.5	7473.50	3736.75
C	3.75	0.5	10591.70	5295.85
D	4.60	0.2	15937.45	3187.49

• Les moments en travées

Travée	$M_w$ (N.m)	$M_e$ (N.m)	$\alpha$	$M_o$ (N.m)	Equation	$M_t$ (N.m)	Max $M_t$ (N.m)
A'	2989.40	3736.75	0.22	7473.50	1	5351.03	5351.03
					2	4730.72	
B'	3736.75	5295.85		6778.69	1	3836.74	3836.74
					3	3613.04	
C'	5295.85	3187.49		10591.70	1	7583.66	7583.66
					2	6704.55	

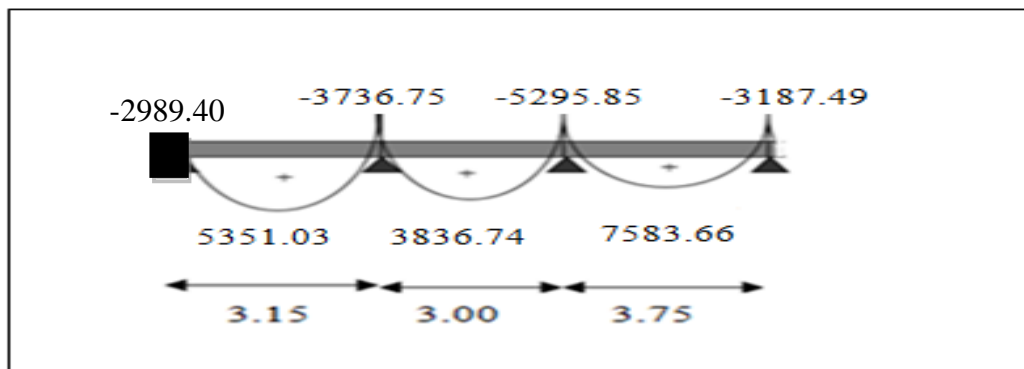


Figure III.13. Digramme des moments à ELU de plancher étage courant type 02.

• Les L'effort tranchant

$$T^d = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$T^g = \frac{Pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

travée	$P_u$ (KN/ml)	$L_i$ (m)	$M_d$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$T^d$ (KN)	$T^g$ (KN)
A'	6025.5	3.15	3736.75	2989.40	-9252.91	9727.42
B'		3.00	5295.85	3736.75	-8518.83	9557.67
C'		3.75	3187.49	15937.45	-14697.80	7897.82

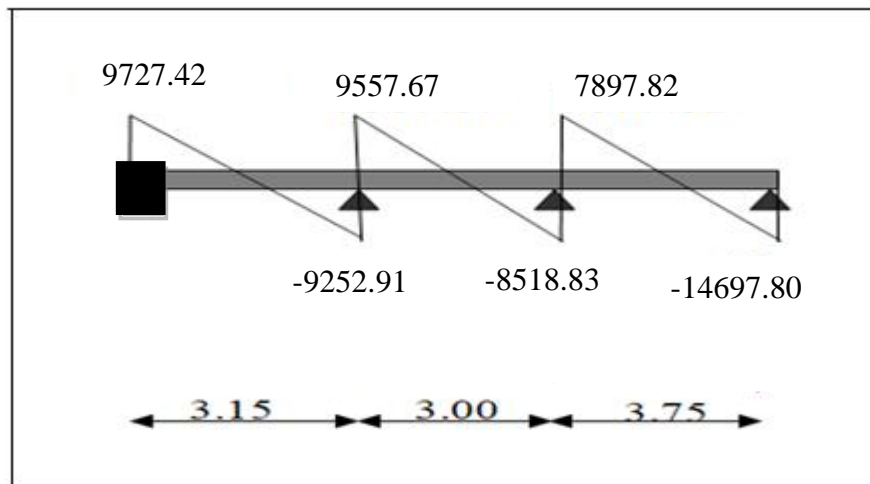


Figure III.14. Diagramme des l'effort tranchant à ELU de Plancher étage courant type 02.

✓ L'E.L.S :  $P_s = 4355$  N/ml.

▪ Sur type 01

▪ Les moments isostatiques

$$M_o = \frac{P_u L^2}{8}$$

Longeur $L_i$ (m)	$P_s$ (N/ml)	Moment statique $M_0$ (N.m)
3.15	4355	5401.56
3.00		4899.37
3.75		7655.27

▪ Les moments sur appuis

Appui	Longeur maximal (m)	Coefficient	$M_0$ (N.m)	Moment sur appui (N.m)
A	3.15	0.4	5401.56	2160.62
B	3.15	0.5	5401.56	2700.78
C	3.75	0.5	7655.27	3827.63
D	4.60	0.2	11518.97	2303.79

▪ Les moments en travées

Travée	$M_w$ (N.m)	$M_e$ (N.m)	$\alpha$	$M_0$ (N.m)	Equation	$M_t$ (N.m)	Max $M_t$ (N.m)
A'	1080.31	2700.78	0.22	5401.56	1	3867.52	3867.52
					2	3419.19	
B'	2700.78	3827.63		4899.37	1	2773.04	2773.04
					3	2611.36	
C'	3827.63	230379		7655.27	1	5481.17	5481.17
					2	4845.78	

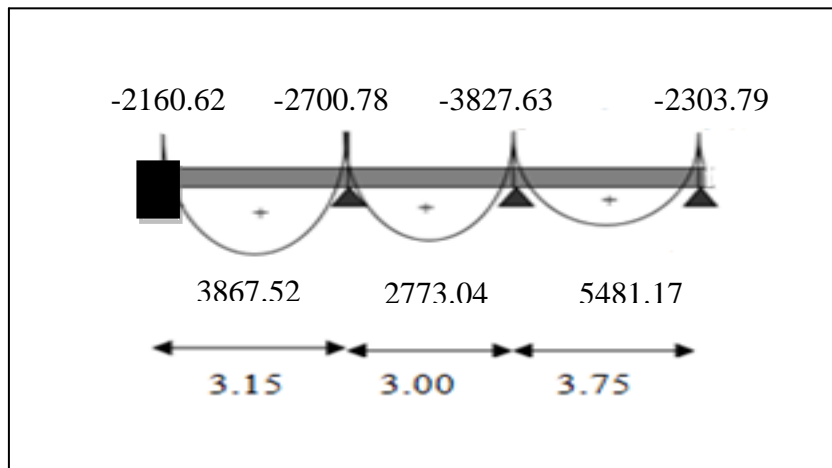


Figure III.15. Diagramme des moments à ELS de plancher étage courant type 02.



## 7. Calcul du ferrailage:

On va calculer le ferrailage du nervure la plus sollicité et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

### 7.1. Les armatures longitudinales

#### a - Plancher Terrasse

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

✓ E. L. U

#### En Travée

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 11754 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur  $b=65 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b b d^2} = \frac{11754}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.0393 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0.0393 \Rightarrow \alpha = 0.0501 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11754}{348 \times 0.980 \times 18} = 1.91 \text{ cm}^2$$

#### Sur Appuis

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

$M^a$ (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
7233.23	0.0242	0,392	0.0306	0.988	1.1

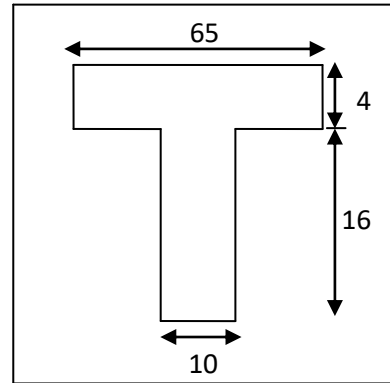


Fig. III.16. Section de ferrailage de poutrelle.

✓ **E. L. S** : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → 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 :  $\alpha \leq \alpha_t = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ , avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	Mu (N.m)	Mser (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>En Travée</b>	0.0501	11754	8582.50	1,37	25	0,435	cv
<b>Sur Appui</b>	0.0306	7233.23	5281.54	1,37	25	0,435	cv

- **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :  $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

Sur appuis :  $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée :  $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$ .

Sur Appuis :  $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$ .

- **Tableau Récapitulatif** :  $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	$A_{calcu}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_m'$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{max}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>Travée</b>	1.91	1.41	1.30	1.91	2T12 = 2,26
<b>Appuis</b>	1.1	0.22	0.20	1.1	1T12 = 1.13

## b- Plancher Étage Courant

## ✓ E. L. U

	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{calcu}} (\text{cm}^2)$
Travée	10614.34	0.035	0.392	0.0445	0.982	1.73
Appuis	6374.98	0.0213	0.392	0.0269	0.879	1.03

## ✓ E. L. S

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{\text{ser}}$ (N.m)	$\gamma$	$\alpha l$	Condition
Travée	0.0445	10614.34	7671.63	1.38	0.44	CV
Appuis	0.0269	6374.98	4607.59	1.38	0.44	CV

- Tableau Récapitulatif :  $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_m)$

Eléments	$A_{\text{calcu}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_m (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.73	1,41	1,30	1.73	2T12 = 2.26
Appuis	1.03	0,22	0,20	1.03	1T12 = 1.13

## 7.2. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (BAEL91 (A.5.1,1))

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{157244}{100 \times 180} = 0.873 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0, 13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min (3, 25; 5 \text{ MPa}) = 3, 25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.873 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- Diamètres minimales  $\Phi_t$  : BAEL91 (A.7.2, 2)

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

$\Phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5,71; 10; 10)$$

Soit  $\phi_t = 6mm$  FeE235

$$A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

- L'espacement  $S_t$ : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{t28})} = 64,126 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$S_t = \min. (16.2 ; 32.90 ; 64.1.26) \text{ cm.}$$

On dispose les armatures transversales avec un espacement de 15 cm

### 7.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1.31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$l'on a : V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Au maximum  $a = 0,9 \times d = 16.20 \text{ cm.}$

$$V_u = 15724.4 \text{ N}$$

$$0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 \times 16.20 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N}$$

$$V_u = 15724.4 \text{ N} < 108135 \text{ N} \Rightarrow cv$$

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

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

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{15724.4}{400} = 45.20 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 > \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 45.20 \text{ mm}^2$$

**7.4. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

✓ 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

✓ 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml. On adapte } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte : } 3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisi un treilli soudé TS Ø5 (20×30) cm<sup>2</sup>.

**7.5 Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \left( \frac{1}{22.5} \right) \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 > 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} \geq \frac{11754}{15 \times 18083.07} = 0.0465 > 0.0433 \dots \dots (cv)$$

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

✚ Schema de ferrailage

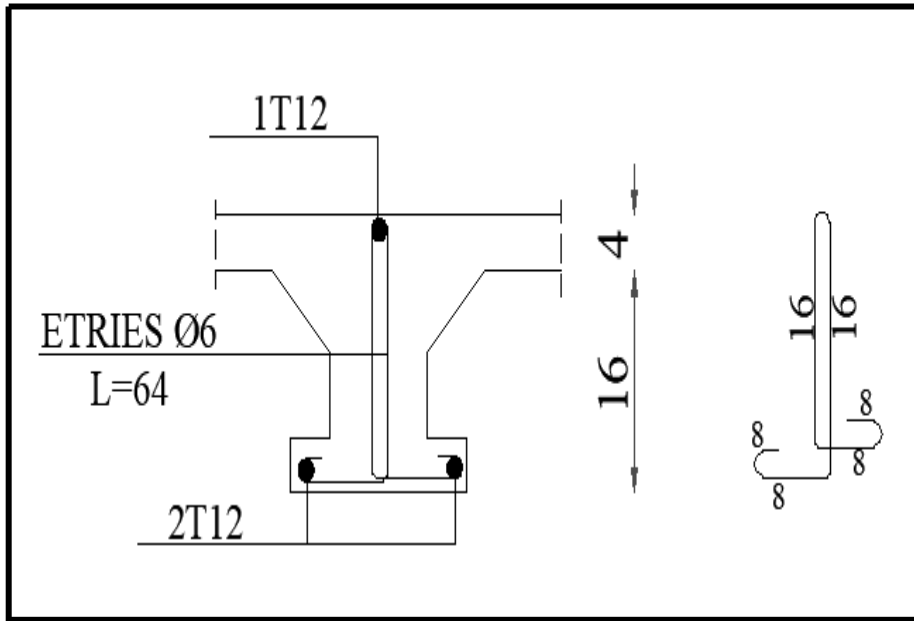


Fig. III.17. Ferrailage de la Poutrelle.

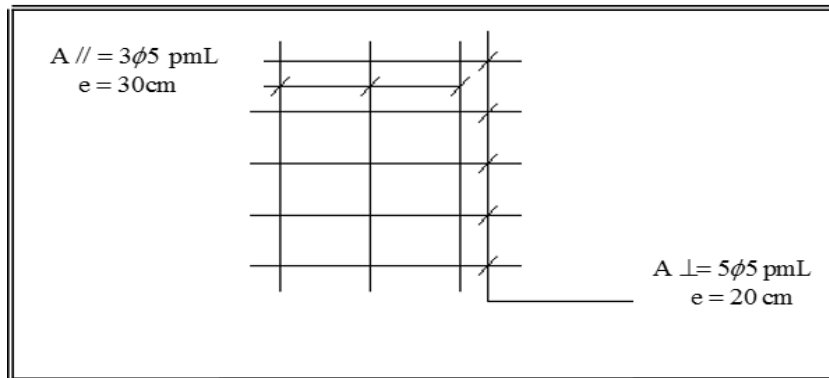


Fig. III.18. Ferrailage de la dalle de compression

### III.3. Les Balcons

#### 1- Méthode de calcul

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

- G : charge permanentes
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge de murs extérieurs et l'acrotère.

#### 2- Évaluation des charges

##### 2-1 terrasse

$$g = G \times 1\text{m} = 7630 \text{ N/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = 1820.5 \times 1\text{m} = 1820.5 \text{ N/ml} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

##### 2-2 étage courant

$$g = G \times 1\text{m} = 5150 \text{ N/m}\ell \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 3500 \text{ N/m}\ell \quad (\text{surcharge d'exploitation}).$$

$$P = 1620 \times 1.20 \text{ m} = 1944 \text{ N/m}\ell \quad (\text{poids du mur extérieure 10 cm}).$$

#### 2.3. Combinaison des charges

##### ❖ terrasse

$$\checkmark \text{ E.L.U : } P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (7630 + 1820.5) + 1.5(1000) = 14258.18 \text{ N/m}\ell$$

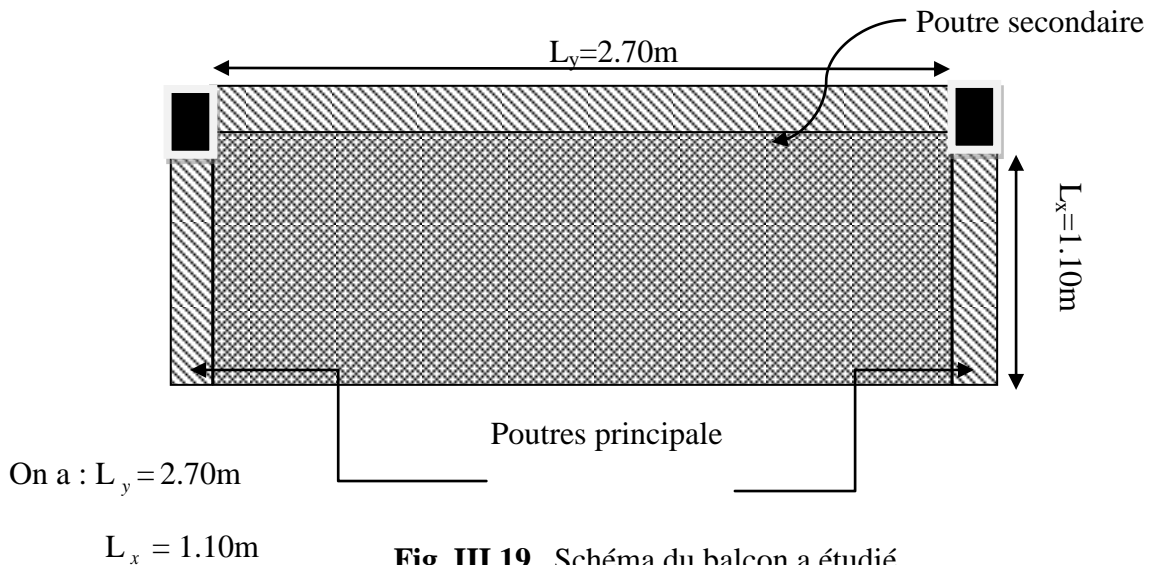
$$\checkmark \text{ E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + q = 10450.5 \text{ N/m}\ell.$$

##### ❖ Étage courant :

$$\checkmark \text{ E.L.U : } P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (5150 + 1944) + 1.5(3500) = 14826.9 \text{ N/m}\ell$$

$$\checkmark \text{ E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + q = 10594 \text{ N/m}\ell$$

### 3. Méthode de calcul



**Fig. III.19** . Schéma du balcon a étudié

- D'après livre ouvrage en béton arme" M.BELAZOUGUI"
- Article (3.2.3) page.168" Cas particuliers-Dall sur 3 appuis"

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

$$\text{Si : } l_x > l_y/2 \rightarrow M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + p \times \frac{l_y^3}{48}.$$

$$M_x = \frac{p \times l_y^3}{24}.$$

➤ **2<sup>em</sup> cas :**

$$\text{Si : } l_x < l_y/2 \rightarrow M_y = \frac{p \times l_x^3}{6} \cdot , \quad M_x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - 2 \frac{p \times l_x^3}{3}$$

$$\text{Donc : } l_x = 1.1 < \frac{2.7}{2} = 1.35 \longrightarrow (\text{le } 2^{\text{eme}} \text{ cas})$$

$$M_y = \frac{p \times l_x^3}{6} \quad , \quad M_x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - 2 \frac{p \times l_x^3}{3}$$

### 4. Calcul des sollicitations

❖ **Terrasse**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \quad M_{ty} = 0.85 \times M_y$$

$$M_a^x = 0.4 \times M_x \quad M_a^y = M_a^x$$



✓ **E.L.U**

$$M_x = \frac{Pu \times l_x^2 \times l_y}{2} - 2 \frac{Pu \times l_x^3}{3}$$

$$M_x = \frac{14258.18 \times 1.1^2 \times 2.7}{2} - 2 \frac{14258.18 \times 1.1^3}{3} = 10638.97 \text{ N.m}$$

$$M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} = \frac{14258.18 \times 1.1^3}{6} = 3162.94 \text{ N.m}$$

✓ **E.L.S**

$$M_x = \frac{Ps \times l_x^2 \times l_y}{2} - 2 \frac{Ps \times l_x^3}{3}$$

$$M_x = \frac{10450.5 \times 1.1^2 \times 2.7}{2} - 2 \frac{10450.5 \times 1.1^3}{3} = 7797.81 \text{ N.m}$$

$$M_y = \frac{Ps \times l_x^3}{6} = \frac{10450.5 \times 1.1^3}{6} = 2318.27 \text{ N.m}$$

**4.1. Evaluation des moments en travées et sur appuis:**• **Les moments en travées:**✓ **E.L.U**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10638.97 = 9043.12 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3162.94 = 2688.50 \text{ N.m}$$

✓ **E.L.S**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7797.81 = 6628.139 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2318.27 = 1970.52 \text{ N.m}$$

• **Les moments sur appuis**✓ **E.L.U**

$$M_a^x = 0.4 \times M_x = 0.4 \times 10638.97 = 4255.59 \text{ N.m}$$

$$M_a^y = M_a^x = 4255.59 \text{ N.m}$$

✓ **E.L.S**

$$M_a^x = 0.4 \times M_x = 0.4 \times 7797.81 = 3119.12 \text{ N.m}$$

$$M_a^y = M_a^x = 3119.12 \text{ N.m}$$

## ❖ Étage courant :

		ELU	ELS
en travées	$M_{tx}$	9403.84	6719.16
	$M_{ty}$	2795.73	1997.58
sur appui	$M_{ax}$	4425.34	3161.96
	$M_{ay}$	4425.34	3161.96

## 5. Calcul du Ferrailage

## 5.1. Terrasse

## ❖ En travée :

$$\phi \leq \frac{h}{10} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{on adopte } \phi = 10 \text{ mm} \implies \phi_{x,y} = \phi 10$$

On utilise des barres Fe E400, nous prendrons :  $c = 2,5 \text{ cm}$

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2} = 15 - 2,5 - \frac{1}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 12 - 1 = 11 \text{ cm}$$

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

$$\mu_l = 0,392 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$M_{tx} = 9043,12 \text{ N.m} \quad \mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{9043,12}{14,2 \times 100 \times (12)^2} = 0,044 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,044 \implies \alpha = 0,0563 \implies \beta = 0,977$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9043,12}{348 \times 0,977 \times 12} = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$M_{ty} = 2688,50 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{2688,50}{14,2 \times 100 \times (11)^2} = 0,0156 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,0156 \implies \alpha = 0,0197 \implies \beta = 0,992$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2688,5}{348 \times 0,992 \times 11} = 0,71 \text{ cm}^2$$

## ❖ sur appui

$$M_{ax} = 4255.59 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_b \cdot b \cdot dx^2} = \frac{4255.59}{14,2 \times 100 \times (12)^2} = 0,021 < \mu \ell = 0,392$$

$$\mu = 0,021 \longrightarrow \alpha = 0,0263 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4255.59}{348 \times 0,989 \times 12} = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 4255.59 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{\sigma_b \cdot b \cdot dy^2} = \frac{4255.59}{14,2 \times 100 \times (11)^2} = 0,0248 < \mu \ell = 0,392$$

$$\mu = 0,0247 \longrightarrow \alpha = 0,0313 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A = \frac{M_{ay}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4255.59}{348 \times 0,987 \times 11} = 1,12$$

## 5.2. Étage courant :

## ❖ En travée :

moment	$M(N.m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\overline{\sigma}_s$	$A^{cal}(cm^2)$
$M_{tx}(N.m)$	9403.84	100	12	0.0460	0.0589	0.976	348	2.31
$M_{ty}(N.m)$	2795.73	100	11	0.0163	0.0205	0.992	348	0.74

## ❖ sur appui

moment	$M(N.m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\overline{\sigma}_s$	$A^{cal}(cm^2)$
$M_{ax}(N.m)$	4425.34	100	12	0.0273	0.0346	0.989	348	1.07
$M_{ay}(N.m)$	4425.34	100	11	0.0257	0.0326	0.987	348	1.17

### 5.3. Vérification à l' 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 :

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

#### ❖ Terrasse

		$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	condition
<b>En</b> <b>travée</b>	<b>Sens X</b>	0.0563	9043.12	6628.14	1.36	0.43	V
	<b>Sens Y</b>	0.0197	2688.50	1970.52	1.36	0.43	V
<b>Sur</b> <b>appui</b>	<b>Sens X</b>	0.0263	4255.59	3119.12	1.36	0.43	V
	<b>Sens Y</b>	0.0313	4255.59	3119.12	1.36	0.43	V

#### ❖ Étage courant

		$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	condition
<b>En</b> <b>travée</b>	<b>Sens X</b>	0.0589	11063.34	7904.89	1.4	0.45	V
	<b>Sens Y</b>	0.0205	3289.10	2350.10	1.4	0.45	V
<b>Sur</b> <b>appui</b>	<b>Sens X</b>	0.0346	4425.34	3161.96	1.4	0.45	V
	<b>Sens Y</b>	0.0326	4425.34	3161.96	1.4	0.45	V

### 5.4. Condition de non fragilité et section minimal : BAEL 91 (B.7.4).

$$A_{\min x} \geq 0.0008 \times \left( \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) \times b \times d_x = 0.0008 \times \left( \frac{3 - \frac{1.1}{2.7}}{2} \right) \times 100 \times 12 = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} \geq 0.0008 \times b \times d_y = 0.0008 \times 100 \times 11 = 0.88 \text{ cm}^2$$

**5.5. Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

• **Tableau récapitulatif :  $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} )$**

❖ **Terrasse**

		$A^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>En travée</b>	<b>Sens X</b>	2.22	1.26	1.5	2.22	4HA10=3.14
	<b>Sens Y</b>	0.71	0.88	1.5	1.5	4HA10=3.14
<b>Sur appui</b>	<b>Sens X</b>	1.03	1.26	1.5	1.5	4HA8=2.01
	<b>Sens Y</b>	1.12	0.88	1.5	1.5	4HA8=2.01

❖ **Étage courant**

		$A^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>En travée</b>	<b>Sens X</b>	2.31	1.26	1.5	2.31	4HA10=3.14
	<b>Sens Y</b>	0.74	0.88	1.5	1.5	4HA10=3.14
<b>Sur appui</b>	<b>Sens X</b>	1.07	1.26	1.5	1.5	4HA8=2.01
	<b>Sens Y</b>	1.17	0.88	1.5	1.5	4HA8=2.01

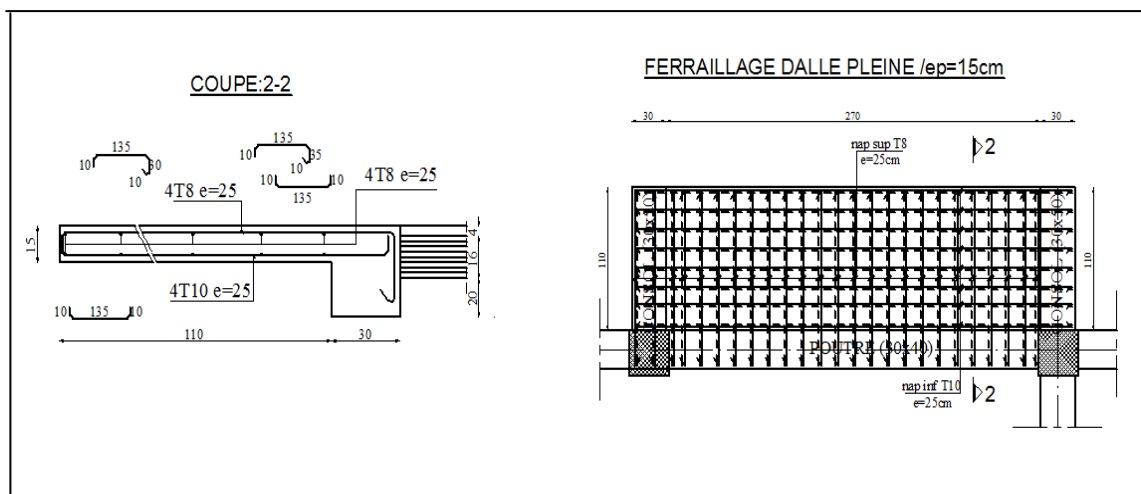
**5.6. L'écartement des armatures**

• La direction X :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

• La direction Y :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}.$$



**Figure III.20.** Ferrailage des balcons de la terrasse et la étage courant

### III.4. L'escalier

#### 1. Méthode de calcul

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

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

#### 2. Combinaisons d'action

##### E.L.U

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q$$

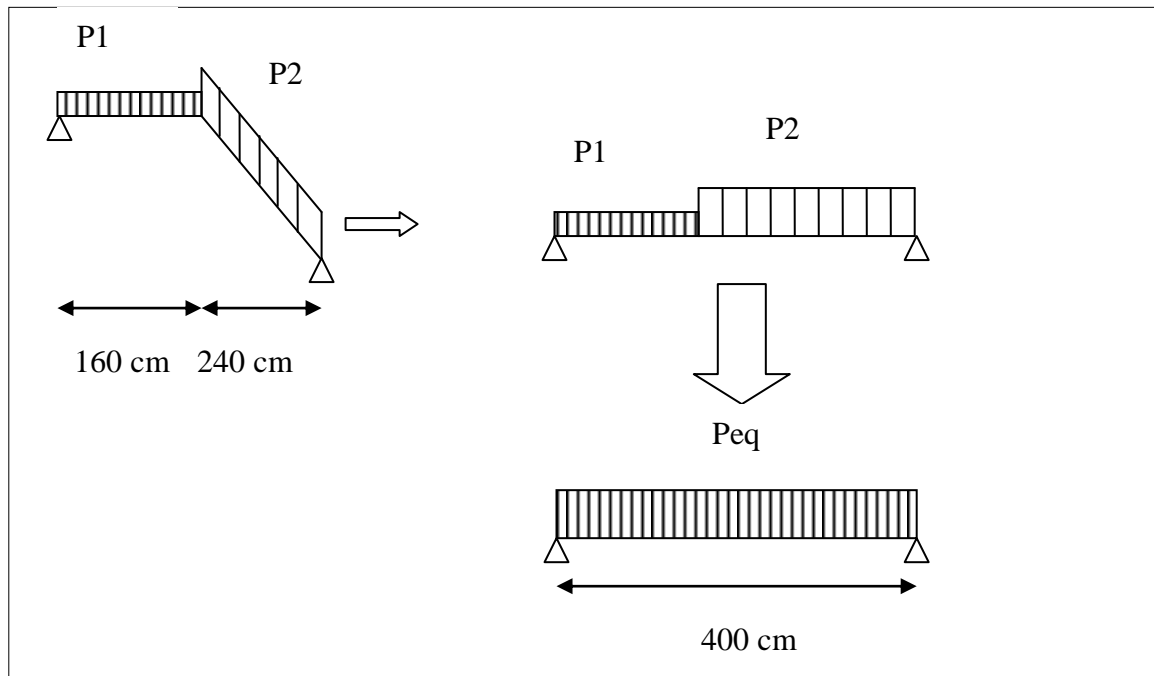
##### E.L.S

$$P_{ser} = (G + Q)$$

	Paillasse (kg/ml )	Palier(kg/ml )
<b>ELU</b>	1408.15	1055.40
<b>ELS</b>	1015.30	754

#### 3. Calcul des sollicitations

- Chéma statique



**Fig.III.21.** Les charges sur l'escalier.

➤ **L'E.L.U**

- La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$p_{eq} = \frac{(1055.40 \times 1.60) + (1408.15 \times 2.40)}{1.60 + 2.40} = 1267.05 \text{ kg/ml}$$

- Calcul des moments

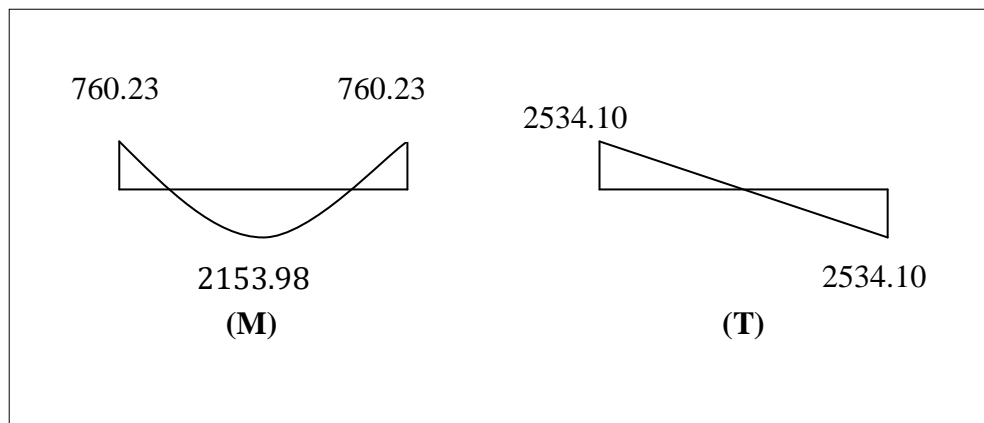
$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{1267.05 \times 4.00^2}{8} = 2534.10 \text{ kg. m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 2534.10 = 2153.98 \text{ kg. m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 2534.10 = 760.23 \text{ kg. m}$$

- Calcule l'effort tranchant

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2} = 1267.05 \times \frac{4.00}{2} = 2534.10 \text{ kg}$$



**Fig.III.22.** Diagrammes de M et T (ELU).

➤ **L'E.L.S**

- La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$p_{eq} = \frac{(754 \times 1.60) + (1015.30 \times 2.40)}{1.60 + 2.40} = 910.78 \text{ kg/ml}$$

- Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{910.78 \times 4.00^2}{8} = 1821.56 \text{ kg. m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 1821.56 = 1548.33 \text{ kg. m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 1821.56 = 546.47 \text{ kg. m}$$

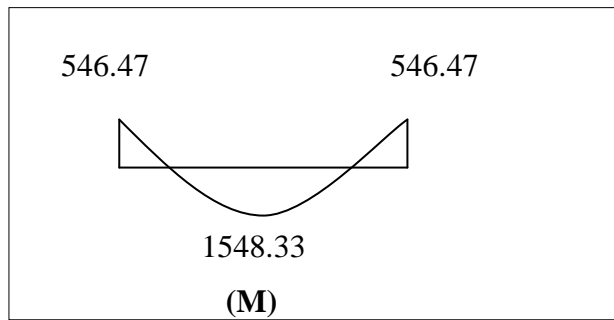


Figure III.23. Diagrammes de M et T (ELS).

	$p_{eq}$ (kg/ml)	$M_0$ (kg. m)	$M_t$ (kg. m)	$M_a$ (kg. m)	T (kg)
<b>E.L.U</b>	1267.05	2534.10	2153.98	760.23	2534.10
<b>ELS</b>	910.78	1821.56	1548.33	546.47	

#### 4. Calcul de ferrailage

##### 4.1. Les armatures longitudinales

$$h=16 \text{ cm}$$

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

$$d=h-c \text{ (} c=2 \text{ cm)} = 16-2=14 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

- En Travée

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{2153.98 \times 10}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.0774$$

$$f_c = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.0774 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.1008 \quad \beta = 0.960$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{2153.98 \times 10}{348 \times 0.960 \times 14} = 4.61 \text{ cm}^2$$



- Sur Appuis

$$\mu = \frac{760.23 \times 10}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.0273$$

$$\alpha = 0.0346 \quad \beta = 0.986$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{760.23 \times 10}{348 \times 0.986 \times 14} = 1.58 \text{ cm}^2$$

### E.L.S

**la contrainte maximale de béton comprimée: B.A.E.L.91.(A.4.5.2).**

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0,6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Il ne sera pas nécessaire de calculer  $\sigma_b$  pour E.L.S si la relation suivante est remplie

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

	$\alpha$	$M_u$ (kg.m)	$M_{ser}$ (kg.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
<b>En travée</b>	0.1008	2153.98	1548.33	1.39	25	0.445	vérifiée
<b>Sur appuis</b>	0.0346	760.23	546.47	1.39	25	0.445	vérifiée

- Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En travée :  $A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.691 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.691 \text{ cm}^2$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L.91 (art B.6.4)

- En travée :  $A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}, A'_{\min})$$

Tableau récapitulative du ferrailage

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$	choix
<b>Travée</b>	4.61	1.691	1.6	4.61	5.65	5 HA 12
<b>Appui</b>	1.58	1.691	1.6	1.961	2.51	5 HA 8

#### 4.2. Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25341}{1000 \times 140} = 0.181 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa Appuis}$$

$$\tau_u = 0.181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

#### 4.3. Les armatures de répartition

$$A_t = A_L / 4$$

	$A_L$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Travée</b>	5.65	1.413	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>
<b>Appuis</b>	2.01	0.503	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>

**Espacement entre les armatures** : BAEL91 (art A.8.2,42)

##### a- Armatures longitudinales

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

##### b-Armatures transversales :

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

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

**4.4. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)**

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{400} = 0.040 \leq 0.0625 \dots \dots \dots (C: \text{non vérifier})$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 10} = 0.00565 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots (C: \text{vérifier})$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{400} \geq \frac{2153.98}{10 \times 2534.10} = 0.040 \leq 0.085 \dots \dots (C: \text{non vérifier})$$

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)).

**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 ( $\eta = 15$ )

$$y_G = \frac{100 \times 16 \cdot \frac{16}{2} + 15 \times 5.65 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 5.65} = 8.3 \text{ cm}$$

Alors :  $y'_G = h - y_G = 16 - 8.3 = 7.7 \text{ cm}$ .

$$\delta = y_G - 2 = 6.3 \text{ cm}$$

**➤ Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_o = \frac{100}{3} (8.3^3 + 7.7^3) + 15 \times 5.65 \times 6.3^2 = 37641.061 \text{ cm}^4$$

**➤ Déformations instantanées**

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

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

$$\rho = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.00403$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00403} \Rightarrow \lambda_i = 5.20$$

➤ **Déformations de longue durée**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

$$\frac{2}{5} \times 5.20 \Rightarrow \lambda_v = 2.08$$

➤ **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.

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

$$g = \frac{5040 \times 1.60 + 7653 \times 2.4}{1.60 + 2.4} = 6607.80 N / m$$

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

$$j = \frac{4000 \times 1.60 + (4743 + 1870) \times 2.4}{1.6 + 2.4} = 5567.80 N / m$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85 g l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6607.80 \times 4^2}{8} = 11233.26 N.m$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85 j l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5567.80 \times 4^2}{8} = 9465.26 N.m$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 12175.60 \times 4^2}{8} = 20698.52 N.m$$

➤ **Calcul des contraintes de traction**

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

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.404$$

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

-On tire la valeur  $\beta_1$ :  $\rho_1 = 0.404 \Rightarrow \beta_1 = 0.902$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{11233.26 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 157.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{9465.26 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 132.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{20698.52 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 290.10 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de coefficient  $\ll \mu \gg$**

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 132.66 + 2.1} = 0.87$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 157.44 + 2.1} = 0.79$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00403 \times 290.10 + 2.1} = 0.54$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des inerties**

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{37641.061}{1 + 2.08 \times 0.79} = 15664.79 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{37641.061}{1 + 5.20 \times 0.79} = 8105.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{37641.061}{1 + 5.2 \times 0.87} = 7495.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q_{ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q_{ser}}} = 1.1 \times \frac{25681.562}{1 + 5.2 \times 0.54} = 10873.20 \text{ cm}^4$$

➤ Flèche correspondant

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{1123.326 \times 10^3 \times (400)^2}{10 \times 3216420 \times 8105.94} = 0.69 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{946.526 \times 10^3 \times (400)^2}{10 \times 3216420 \times 7495.50} = 0.63 \text{ cm}$$

$$f_{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{q_{ser}}} = \frac{2069.85 \times 10^3 \times (400)^2}{10 \times 3216420 \times 10873.20} = 0.95 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{1123.326 \times 10^3 \times (400)^2}{10 \times 1081887 \times 15664.79} = 0.514 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q_{ser}} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.514 - 0.63) + (0.95 - 0.69) = 0.144 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec  $L \leq 5 \text{ m}$  on a :

$$\Delta f_t = 0,144 \text{ cm} < \bar{f} = 400 / 500 = 0,80 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée (C.V)

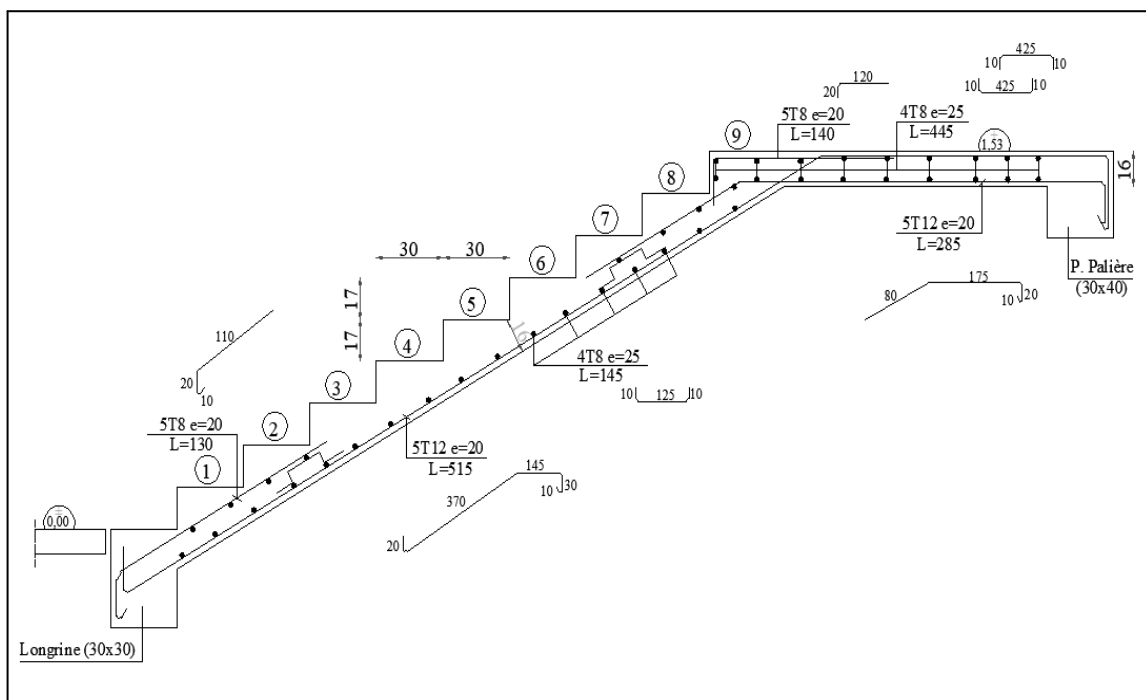


Fig. III.24. Ferrailage de L'escalier.

## Calcul de la poutre palière

### 1. Dimensionnement

Condition portée (selon BAEL).

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad , I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes} \\ b = (0,4 \div 0,8) h \end{array} \right.$$

Telle que  $h$  : hauteur de poutre

$b$  : largeur de poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} h = (28.66 \div 43) ; L_{\max} = 4.30 \text{ m} \quad , \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes} \\ h = 40 \text{ cm} \\ b = (0,4 \div 0,8) h = (16 \div 32) = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

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

$$\bullet h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{soit : } b = 30 \text{ cm} \quad , \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$\bullet h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### 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  $g_m$ .

### 3. Évaluation des charges

- poids propre de la poutre

$$g = h \times b \times \gamma = 0.4 \times 0.3 \times 2500 = 300 \text{ kg / ml}$$

- la réaction d'escalier

$$p = p_{eq} \times \frac{l}{2} = 660.78 \times \frac{4.30}{2} = 1420.68 \text{ kg / ml}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 250 \times \frac{4.30}{2} = 537.50 \text{ kg / ml}$$

- poids du mur

$$g_m = h \cdot b \cdot g = 276 \times [(3.06/2) - 0.3 - 0.4] = 229.08 \text{ kg/ml}$$

#### 4. Calcul de la poutre a la flexion

##### 4.1. Combinaisons d'actions

$$\text{E.L.U} \rightarrow P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 3438.43 \text{ kg/ml}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow P_{ser} = g + P + g_m + q = 2487.26 \text{ kg/ml}$$

##### 4.2. Les sollicitations

- En appui

$$\text{E.L.U} : M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 3438.43 \times \frac{(4.30)^2}{12} = 5298.04 \text{ kg.m}$$

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24} = 3438.43 \times \frac{(4.30)^2}{24} = 2649.02 \text{ kg.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 3438.43 \times \frac{4.30}{2} = 7392.62 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S} : M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 2487.26 \times \frac{(4.30)^2}{12} = 3832.45 \text{ kg.m}$$

$$M_t = p_u \times \frac{L^2}{24} = 2487.26 \times \frac{(4.30)^2}{24} = 1916.23 \text{ kg.m}$$

$$T_u = p_u \times \frac{L}{2} = 2487.26 \times \frac{4.30}{2} = 5347.61 \text{ kg}$$

##### 4.3. calcul de ferrailage (Armatures longitudinales)

###### E.L.U

- Travée

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2649.02 \times 10}{14,2 \times 30 \times 38^2} = 0.043$$

$$\mu = 0,043 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \alpha = 0.055 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2649.02 \times 10}{348 \times 0,978 \times 38} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- Appui

$$\mu = \frac{5298.04 \times 10}{14,2 \times 30 \times 38^2} = 0.086$$

$$\mu = 0.086 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \alpha = 0.113 \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A = \frac{5298.04 \times 10}{348 \times 0.955 \times 38} = 4.20 \text{ cm}^2$$



**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 :

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

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$
<b>En travée</b>	0.055	2649.02	1916.23	1.38	25	0.44
<b>Sur appuis</b>	0.113	5298.04	3832.45	1.38	25	0.44

**-Conditions de non fragilité**➤ **Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

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

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A^2_{\min} \geq 0,001.30.40 = 1,20 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : RPA 99 (Art .7.5.2.1)**

$$A^{RBA}_{\min} = 0,5\% b \times h = \frac{0,5}{100} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

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

	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A^1_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^2_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{RBA}_{\min}$	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	2.02	1.38	1.14	6	6
<b>Appuis</b>	4.20	1.38	1.14	6	6

**4.4 Vérification de la contrainte tangente : BAEL91 (art A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{7392,62 \times 10}{300 \times 380} = 0,648 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.648 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}, 1,4, \frac{30}{10} \right\} = 1.14 \text{ cm soit : } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

#### 4.5. La quantité des armatures transversales BAEL91: (art a.5.1, 2)

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

- RPA 99 version 2003:

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

#### 5. Calcul de la poutre à la torsion

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

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 760.23 \text{ Kg.m}$$

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

#### 5.1. Contraintes tangentés 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.

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

$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 760.23 \text{ kg.m}$ )

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

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

$$\Omega = (h-b_t) \times (b-b_t) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{760.23 \times 10000}{2 \times 875 \times 100 \times 5 \times 10} = 0.87 \text{ MPa}$$

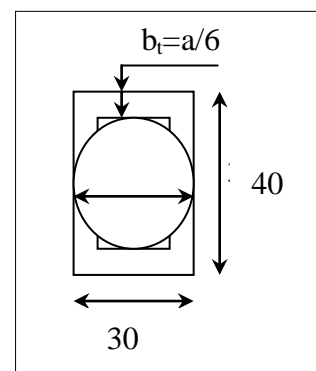


Figure III.25. la section creuse.

### 5.2 Résistance en torsion et flexion

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

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (0.648)^2 + (0.87)^2 = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11.09 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

### 5.3. Les armatures longitudinales

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

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

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_\ell = \frac{100 \times 760.23 \times 1000}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15} \times 100} = 1.25 \text{ cm}^2$$

### 5.4. Les armatures transversales

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

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 34.2 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{760.23 \times 25}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 0.312$$

$$A_t = 0.312 \text{ cm}^2$$

### 6. Section minimale des armatures : BAEL83

$$1) \frac{A_\ell \cdot f_e}{b_t \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.25 \times 400}{5 \times 120} = 8333 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.312 \times 400}{5 \times 25} = 0.998 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

## 7. les armatures totales

### 7.1. Armatures longitudinales : $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$

- En travée

$$\text{Nappe inférieure : } A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 6 + (1.25/2) = 6.625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

- En appui

$$\text{Nappe supérieure : } A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 6 + (1.25/2) = 6.625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

### 7.2. Armatures transversales

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7602.3 \times 25}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 0.312$$

$$A_t = 0.312 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

### 7.3. État limite de déformation

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{430} = 0.0930 > 0.0625 \dots\dots\dots (\text{C. V})$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.1 \geq 0.085 \dots\dots\dots (\text{C. V})$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{5.65}{30 \times 38} = 0.004956 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots (\text{C. V})$$

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

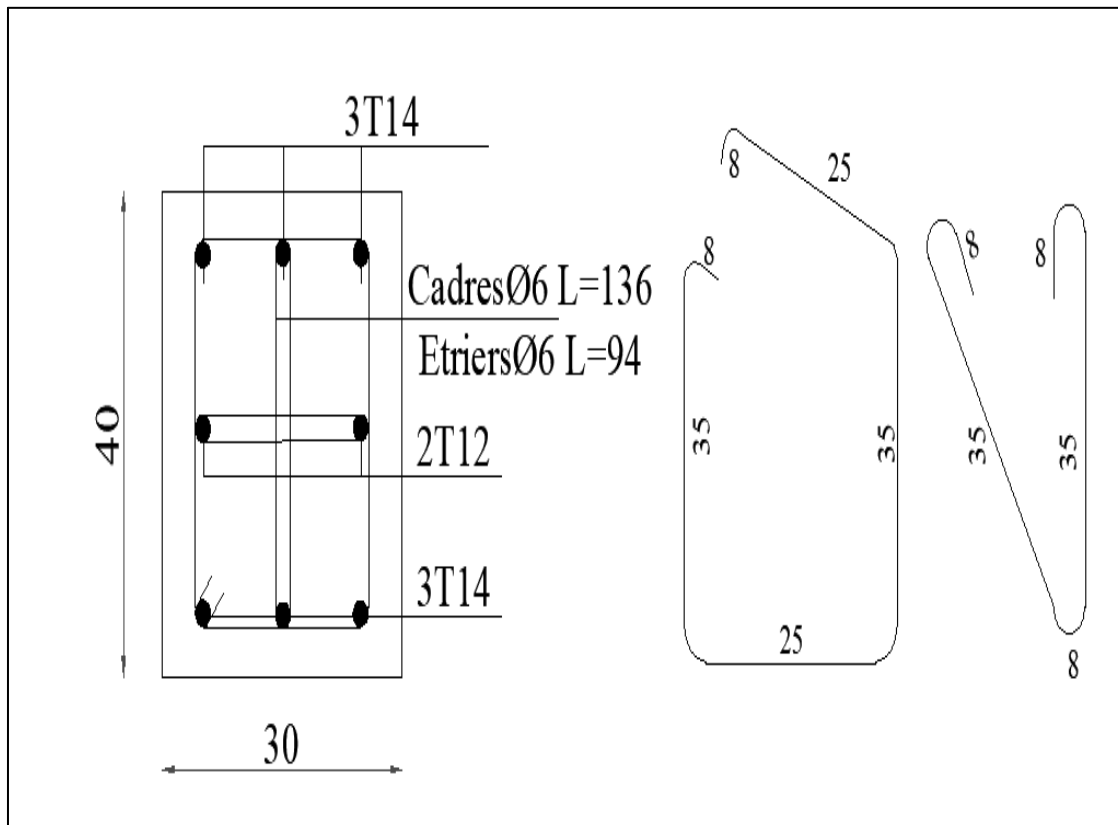


Fig. III.26. Ferrailage de poutre palière.

# *Chapitre IV*

## *Etude dynamique*

## IV. Etude dynamique

### IV.1. Etude au Vent

#### 1. Introduction

Le vent est un phénomène météorologique résultant de la différence des pressions entre les zones de l'atmosphère. ce phénomène se déroule dans les couches supérieures de ce dernier. Le mouvement de l'air est parfois régulier (laminaire), et à proximité du sol il devient turbulent à cause des irrégularités des surfaces.

L'objet de cette étude. est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent Le calcul est conduit selon les règles en vigueur [N.V 99].

Le bâtiment sera modélisé par une console encastree dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur la hauteur.

#### 2. Action due au vent

Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables représentent soit comme des pressions ou des forces.

L'action du vent dépend de sa vitesse, de la catégorie de la construction, des Proportions d'ensemble, De l'emplacement de l'élément étudié dans la construction et de son orientation par rapport au vent. Des dimensions de l'élément considéré et de la forme de la paroi a laquelle appartient l'élément considéré.

Notre construction appartient à la **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99).

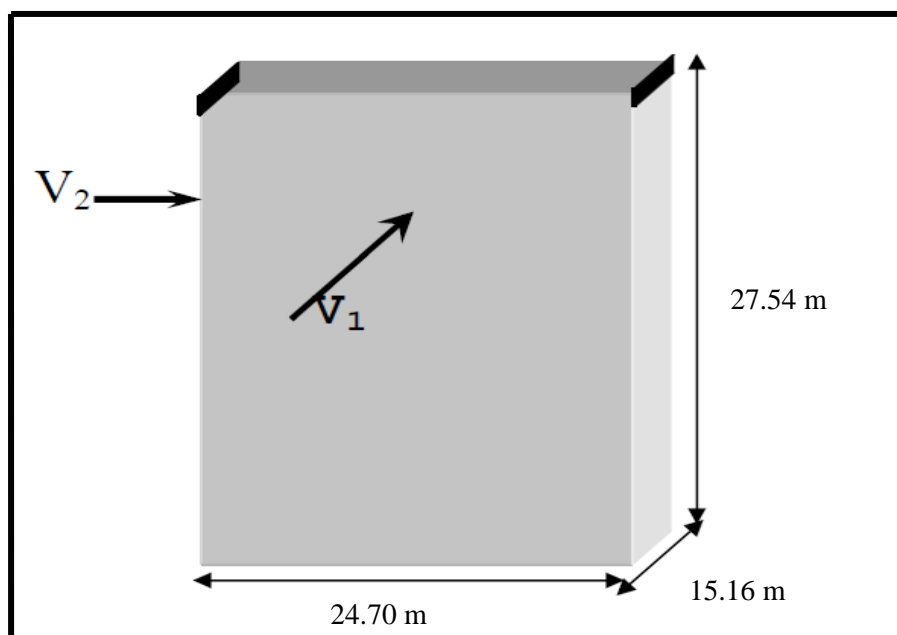


Figure IV.01 : Action du vent

▪ **L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :**

1) détermination du coefficient dynamique  $C_d$  :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

**Valeur de  $C_d$  :**

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

**Sens V1 du vent:**

$h = 27.54$  m ;  $b = 24.70$  m.

Après l'interpolation :  **$C_d = 0,94$**

**Sens V2 du vent:**

$h = 27.54$  m;  $b = 15.16$  m.

Après l'interpolation :  **$C_d = 0,95$**

2) détermination de la pression dynamique de vent  $q_{dyn}$ :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

$Z_j$  : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .

$q_{ref}$  : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$q_{ref}$  : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone I  $\rightarrow q_{ref} = 375$  N/m<sup>2</sup>.

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.

$C_e$  : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z) = C_T(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{K_T}{C_T(Z) \times C_r(Z)}\right]$$

Site plat  $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$ .

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln(Z_0/Z)$$

$K_T$  : Facteur de terrain.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale.

$Z$  : Hauteur considérée.



D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m.}$$

Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Z (m)	$K_T$	$Z_0$	$Z_{\min}$	$C_r$	$C_T$	$C_e(z)$	$q_{\text{ref}}$	$q_{\text{dyn}}$ (N/m <sup>2</sup> )
1,53	0,24	1	16	0,10206426	1	0,18188506	375	68,2068988
4,59	0,24	1	16	0,36573121	1	0,74818774	375	280,570403
7,65	0,24	1	16	0,48832936	1	1,05885888	375	397,072079
10,71	0,24	1	16	0,56908269	1	1,27991403	375	479,967763
13,77	0,24	1	16	0,62939816	1	1,45353094	375	545,074102
16,83	0,24	1	16	0,67755912	1	1,59738569	375	599,019633
19,89	0,24	1	16	0,7176521	1	1,72068007	375	645,255027
22,95	0,24	1	16	0,7519963	1	1,82885223	375	685,819588
26,01	0,24	1	16	0,78203546	1	1,92539903	375	722,024636

### 3) Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

$C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots \dots \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

$S$  désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow$  donc  $C_{pe} = C_{pe.10}$

a- Parois verticales :

Sens x :  $h = 27.54 \text{ m}$  ;  $b = 15.16 \text{ m}$ .

$$e = \text{Min}(b, 2h).$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(24.70, 2 \times 27.54).$$

$$e = 27.54 \text{ m.}$$

b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction.  $b = 15.16 \text{ m}$

h : hauteur total de la construction.

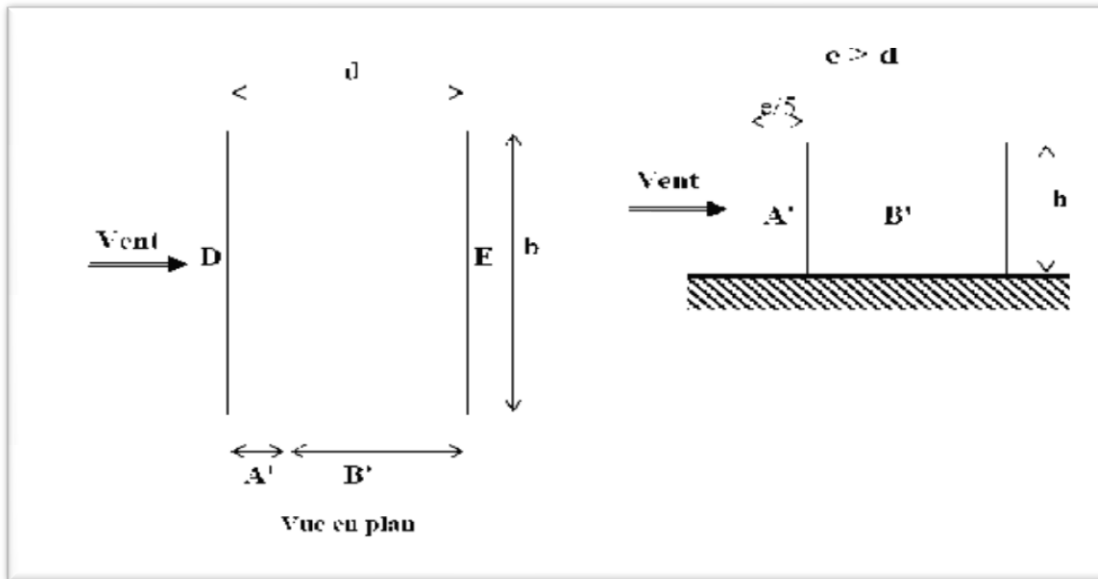


Fig.IV.02. répartition des coefficients de pression (paroi verticale)

Le tableau ci-après montre les différents résultats :

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

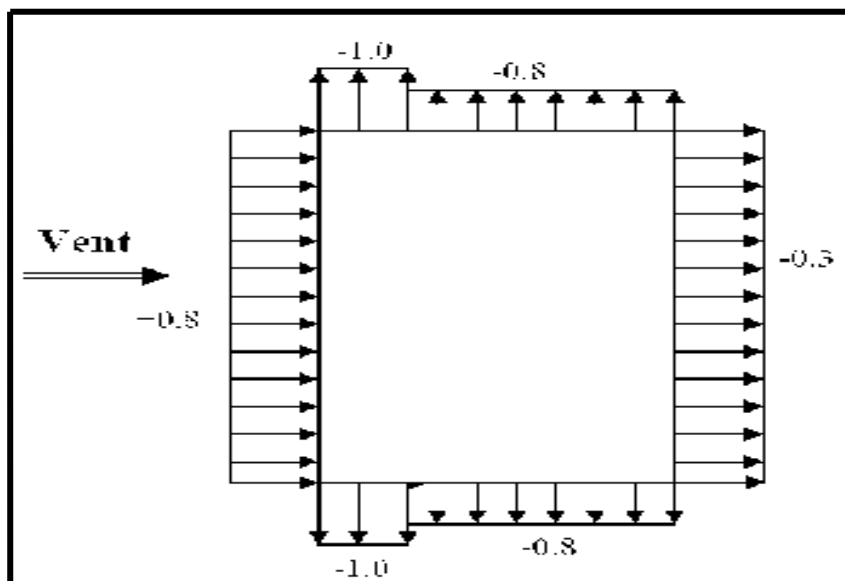


Fig .IV.03.répartitions des coefficients de pression

Sens y:  $h = 27.54$  m;  $b = 24.70$  m.

$e = \text{Min}(15.16, 2 \times 27.54)$ .

$e = 15.16$  m.

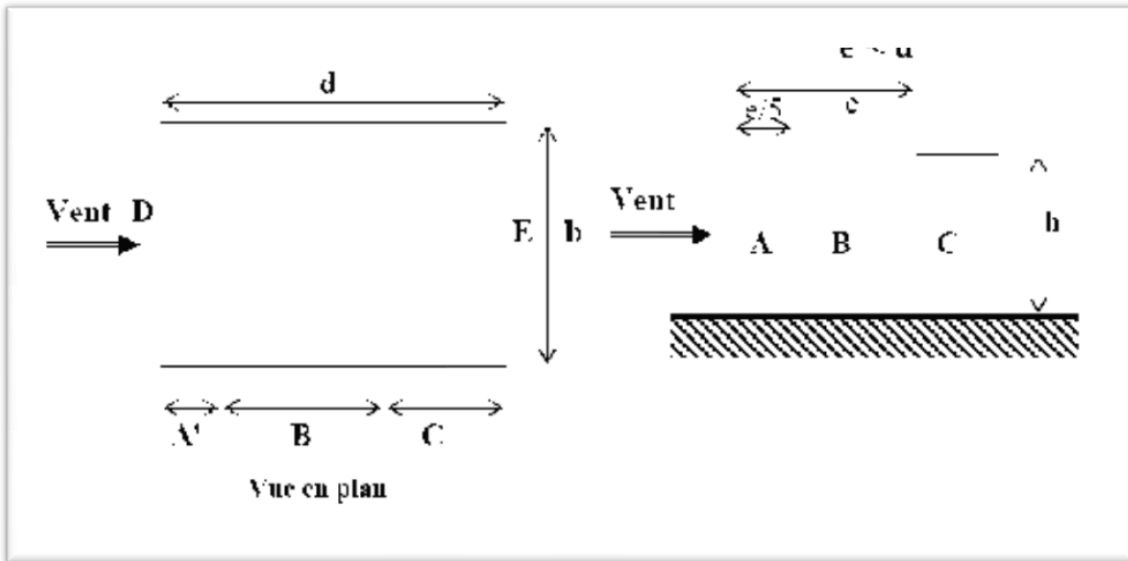


Fig.IV.04. répartition des coefficients de pression (paroi verticale)

Le tableau suivant résume les résultats

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

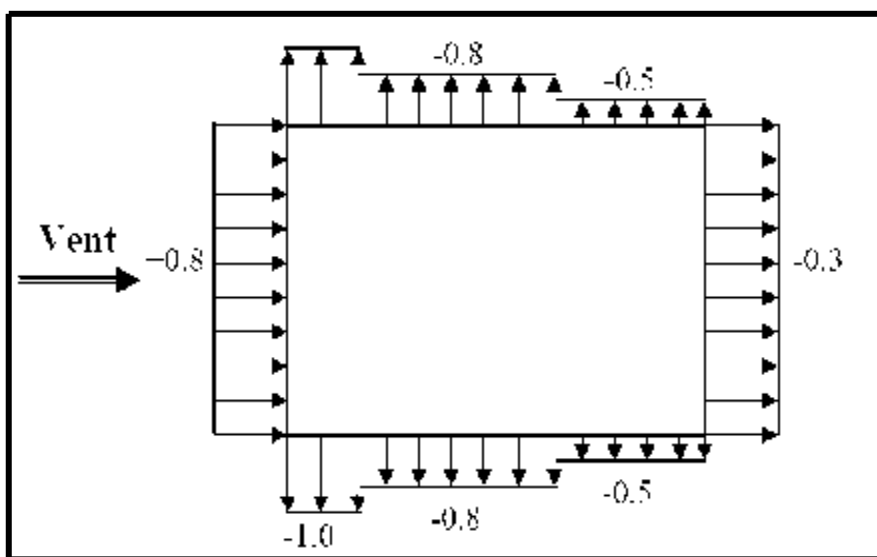


Fig .IV.05.répartitions des coefficients de pression

b- Toitures plates :

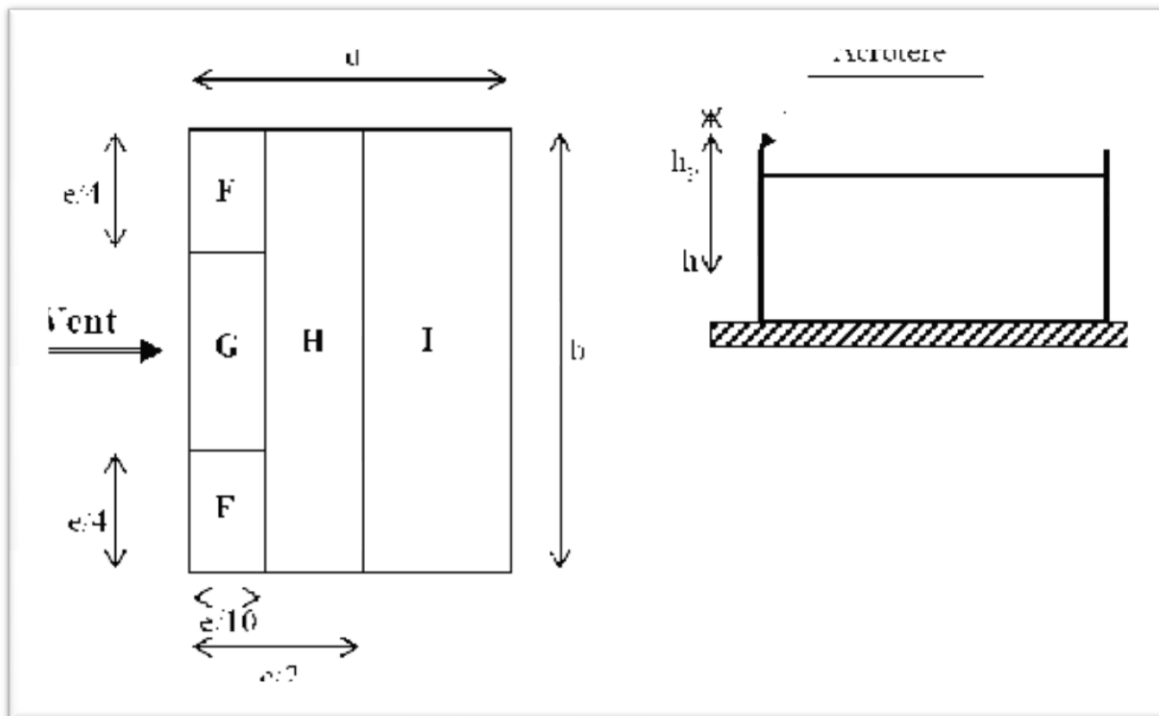
Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné dans le Tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \text{min} [24.70; 2*27.54]$$

$$e = 24.70 \text{ m.}$$



**Fig.IV.06 répartitions des coefficients de pression (Acrotère)**

Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/27.54 = 0,022$

On trouve :

Zone F :  $C_{pe, 10} = -1,6$

Zone G :  $C_{pe, 10} = -1,1$

Zone H :  $C_{pe, 10} = -0,70$

Zone I :  $C_{pe, 10} = \pm 0,2$

4) Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$  (art 2.2 des RNV99. P78).

5) Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$ 

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Pour  $C_{pi} = 0,8$ . Alors, on a le tableau suivant :

zone	$C_{Pi}$	$C_{Pe,10}$	$C_P$
AA'	0,8	-1,00	-1,80
BB'	0,8	-0,80	-1,60
C	0,8	-0,50	-1,30
D	0,8	+0,80	0,00
E	0,8	-0,30	-1,10
F	0,8	-1,6	-2,4
G	0,8	-1,1	-1,9
H	0,8	-0,70	-1,50
I	0,8	-0,20	-1,00
		+0,20	-0,60

Pour  $C_{pi} = -0.5$  Alors on a le tableau suivant :

zone	$C_{Pi}$	$C_{Pe, 10}$	$C_P$
AA'	-0,5	-1,00	-0,50
BB'	-0,5	-0,80	-0,30
C	-0,5	-0,50	-0,00
D	-0,5	+0,80	+1,30
E	-0,5	-0,30	+0,20
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,70	-0,20
I	-0,5	-0,20	+0,30
		+0,2	+0,70

## 6) Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la formule 2.1 (RNV.99. P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W$  (N/m<sup>2</sup>) : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$  : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

7) Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

$J$  : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$  : hauteur du centre de l'élément  $j$ .

$S_{fr,j}$  : aire de l'élément de surface  $j$ .

$C_{fr,j}$  : coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ .

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $d/b \geq 3$ , soit le rapport  $d/h \geq 3$ , soient vérifiés ; ou  $b$  est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent,  $h$  la hauteur de la construction, et  $d$  la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

**Sens x:**

$$d/b = 15.16/24.70 = 0.61 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$d/h = 15.16/27.54 = 0.55 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

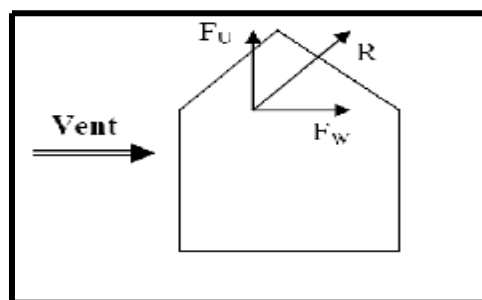
**Sens y:**

$$d/b = 24.7/15.16 = 1.63 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$d/h = 24.7/27.54 = 0.90 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

8) Détermination de la force résultante :

La force résultante  $R$  se décompose en deux forces; horizontale et verticale



**Fig. IV.07.** La force résultante  $R$  se décompose en deux forces

$F_w$  : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

$F_u$  : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \Sigma (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \Sigma \mathbf{F}_{frj}$$

$\Sigma$  : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

$q_j$  : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

$S_j$  : aire de l'élément de surface j.

$F_{frj}$  : forces de frottement

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens longitudinal :

Z (m)	cp	S(x, x)	S(y, y)	qdyn	QJ(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
1,53	-1,1	75,582	46,3896	68,2068988	-70,5259334	-71,2762092	-5330,4911	-3306,47484
4,59	-1,1	75,582	46,3896	280,570403	-290,109797	-293,196071	-21927,0787	-13601,2485
7,65	-1,1	75,582	46,3896	397,072079	-410,57253	-414,940323	-31031,8929	-19248,9156
10,71	-1,1	75,582	46,3896	479,967763	-496,286667	-501,566312	-37510,3389	-23267,4606
13,77	-1,1	75,582	46,3896	545,074102	-563,606621	-569,602437	-42598,5157	-26423,6292
16,83	-1,1	75,582	46,3896	599,019633	-619,386301	-625,975516	-46814,4554	-29038,7538
19,89	-1,1	75,582	46,3896	645,255027	-667,193698	-674,291503	-50427,8341	-31280,1131
22,95	-1,1	75,582	46,3896	685,819588	-709,137454	-716,681469	-53598,027	-33246,5667
26,01	-2,4	75,582	46,3896	722,024636	-1628,88758	-1646,21617	-123114,581	-76367,3096
26,01	-1,9	75,582	46,3896	722,024636	-1289,536	-1303,25447	-97465,7099	-60457,4535
26,01	-0,2	75,582	46,3896	722,024636	-135,740632	-137,184681	-10259,5484	-6363,94247

Valeurs des forces de frottement  $C_{pi} = 0,8$  (sens longitudinal).

Donc :

$$\mathbf{R}_{xx} = \Sigma \mathbf{R}_{xi} = -520078,473 \text{ N} = -520,078473 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R}_{yy} = \Sigma \mathbf{R}_{yi} = -322601,868 \text{ N} = -322,601868 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens transversal

Z (m)	cp	S(x, x)	S(y, y)	qdyn	QJ(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
1,53	0,2	75,582	46,3896	68,2068988	12,82289697	12,95931077	969,1801991	601,177243
4,59	0,2	75,582	46,3896	280,570403	52,74723576	53,30837657	3986,741574	2472,954266
7,65	0,2	75,582	46,3896	397,072079	74,64955085	75,44369501	5642,162352	3499,802834
10,71	0,2	75,582	46,3896	479,967763	90,23393944	91,19387497	6820,061611	4230,447382
13,77	0,2	75,582	46,3896	545,074102	102,4739312	103,5640794	7745,184666	4804,296217
16,83	0,2	75,582	46,3896	599,019633	112,615691	113,8137303	8511,719157	5279,773422
19,89	0,2	75,582	46,3896	645,255027	121,3079451	122,5984551	9168,697105	5687,293294
22,95	0,2	75,582	46,3896	685,819588	128,9340825	130,3057217	9745,095827	6044,830308
26,01	-1,1	75,582	46,3896	722,024636	-746,573474	-754,515745	-56427,5163	-35001,6836
26,01	-0,6	75,582	46,3896	722,024636	-407,221895	-411,554043	-30778,6452	-19091,8274
26,01	-0,2	75,582	46,3896	722,024636	-135,740632	-137,184681	-10259,5484	-6363,94247

Valeurs des forces de frottement  $C_{pi} = -0,5$  (sens transversal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -44876,8675 \text{ N} = -44,8768675 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -27836,8785 \text{ N} = -27,8368785 \text{ KN}$$

### Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.



## IV. 2. Etude sismique

### 1. Introduction

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

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.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+8) à usage Mixte d'habitation Contrevent par des voiles et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles-mixte'', est implanté à **STEIF**, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone II<sub>a</sub> : sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S2).

#### ✓ Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### 2. Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

## 2.1- Méthode statique équivalente

### • Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

### • Demain d'application

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

## 2.2- Méthode d'analyse modale spectrale

### - Principe

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

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complété par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règlement RPA99 v2003.

### - Demain d'application

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

## 2.3- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme

### - Principe:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

## 3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

### 3.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

#### -Description de logiciel ROBOT

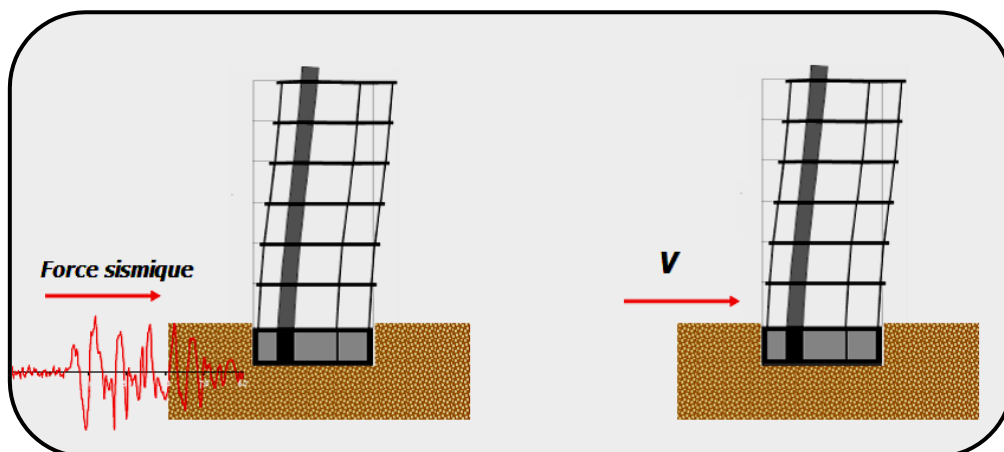
- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

#### -buts de l'analyse dynamique

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

**ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ..... ( $\beta = 0,2$ ) **tab.4.5.RPA99-v2003**.



**Fig. IV.08.** Simulation de la force sismique.

### 3.2. Spectre de Réponse de calcul : RPA99-v2003 (Art:4.3.3) (page:57):

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A} : \text{coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)} \\ \mathbf{\eta} : \text{Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05\%)} \\ \mathbf{\eta} = \sqrt{[(7/2) + \xi]} \geq \mathbf{0.7} \\ \mathbf{\xi} : \text{Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)} \\ \mathbf{R} : \text{Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)} \\ \mathbf{T_1, T_2} : \text{Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)} \\ \mathbf{Q} : \text{Facteur de qualité (tableau 4.4).} \end{array} \right.$$

Alors dans notre cas : (tableau 4.2) (page : 46).

$$\left\{ \begin{array}{l} \_ \xi = 7 \% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \mathbf{\eta = 0.88} \\ \_ A = 0.15 \dots\dots\dots \text{Zone IIa (tableau 4.1).} \\ \_ R = 5 \dots\dots\dots \text{(Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99).} \\ \_ \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 RPA99 - v2003).} \end{array} \right. \\ \_ Q : \text{sa valeur et déterminer par la formule : } \mathbf{Q = 1 + \Sigma P_q}$$

$P_q$  : Tableau 4.4 RPA99-v2003.

Alors à partir de tableau on trouve:  $Q_x = Q_y = 1.15$ .

### 3.3. 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 a 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 a **05%** 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.

### 3.4. Analyse de la structure

#### 3.4.1 .Premier variante

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tire les résultats suivant :

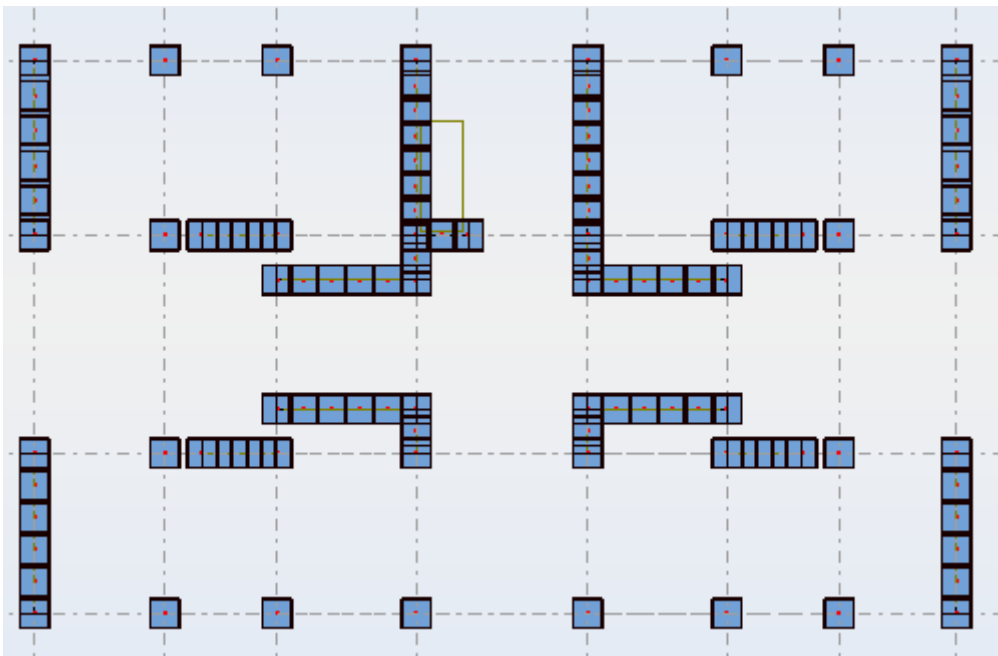


Fig .IV.09.Premier variante des voiles.

• Périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	1,66	0,60	69,55	0,00	69,55	0,00	Translation
2	1,99	0,50	1,05	0,00	70,60	0,00	Torsion
3	2,14	0,47	0,00	67,13	70,60	67,13	Translation
4	5,59	0,18	16,23	0,00	86,83	67,13	
5	8,52	0,12	0,00	0,00	86,83	67,13	
6	8,98	0,11	0,00	19,75	86,83	86,88	
7	9,63	0,10	4,92	0,00	91,74	86,88	
8	13,41	0,07	2,47	0,00	94,22	86,88	
9	16,97	0,06	0,74	0,00	94,96	86,88	
10	17,00	0,06	0,02	0,00	94,97	86,88	

Tableau. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).

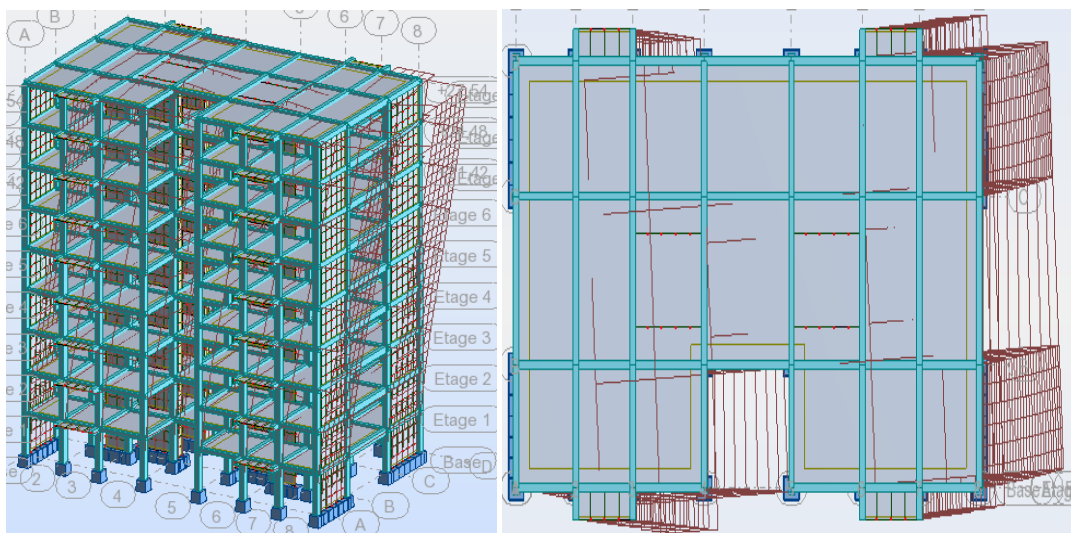
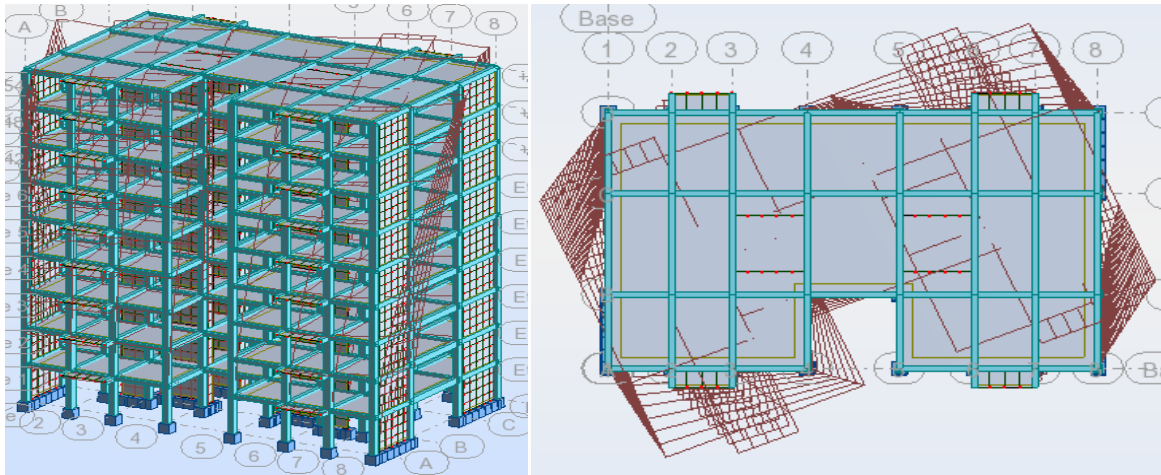
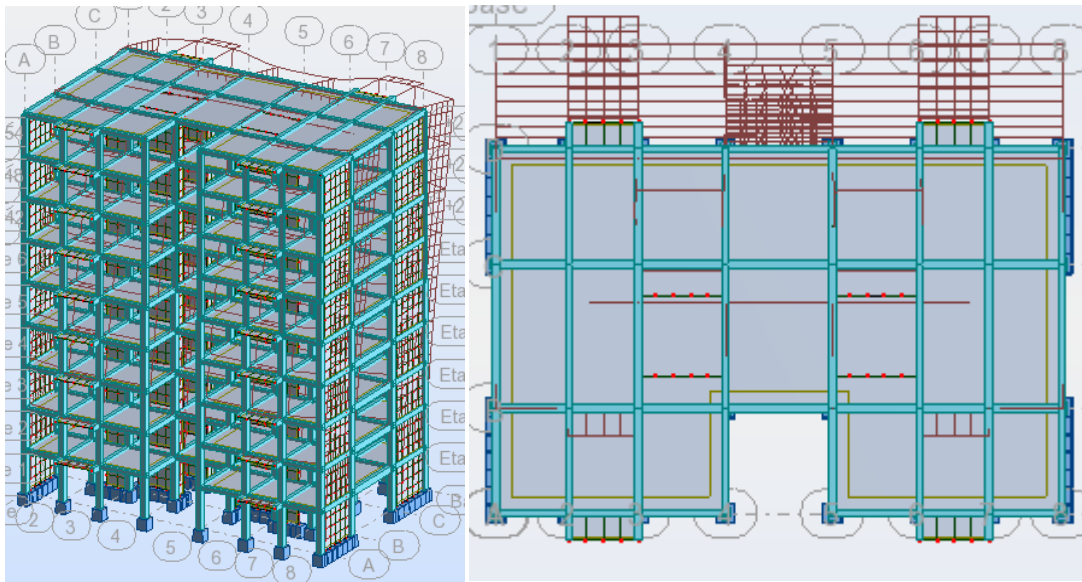


Fig.IV.10.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).



**Fig.IV.11.**Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Première variante).



**Fig. IV.12.**Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Première variante).

-La première proposition de la structure montre une torsion dans le première mode, donc, on propose de redimensionner les poteaux et les voiles et de changer l'emplacement de ces derniers.

**-Proposition :**

- On change les positions et dimensions des voiles.
- On augmente les sections des poteaux et poutre.
- On utilisé les dimensions
  - Voile ép. 18 cm
  - Poteaux change 30×40 et 40×50 cm<sup>2</sup> ⇒ 50×50 cm<sup>2</sup>
  - Poutre pp1 change 30×40 ⇒ 30×50 cm<sup>2</sup>

**▪ Descente des charges sur les poteaux :(B4)**

$$N_u = 2477.94 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1802.74 \text{ KN}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 14.84$$

$$\lambda = 14.84 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (50-2).(50-2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$A = \max ( A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA} )$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B )$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 4 \frac{2.(b+h)}{100} = 8 \frac{(50+50)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$$

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\bar{N} = 0.82 \times \left\{ \frac{230400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2000 \frac{400}{1.15} \right\}$$

$$\bar{N} = 4962.32 \text{ KN}$$

$$2477.94 < 4962.32 \dots\dots\dots \text{C.V}$$



✚ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 P 50)

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\nu = \frac{1802740}{500 \times 500 \times 25} = 0.288 \dots \dots \dots (cv)$$

3.4.2 .deuxième variante :

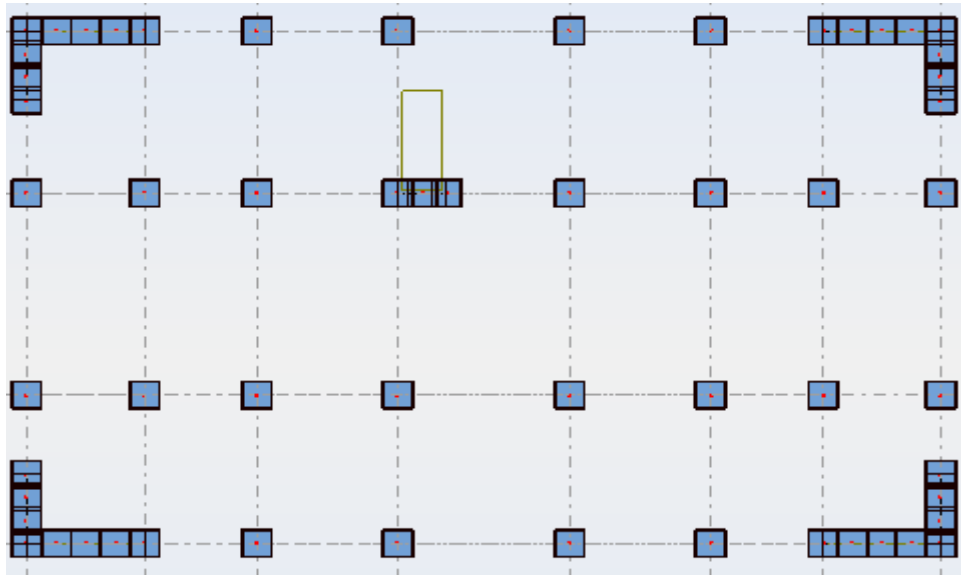


Fig. IV.13. Deuxième variante des voiles.

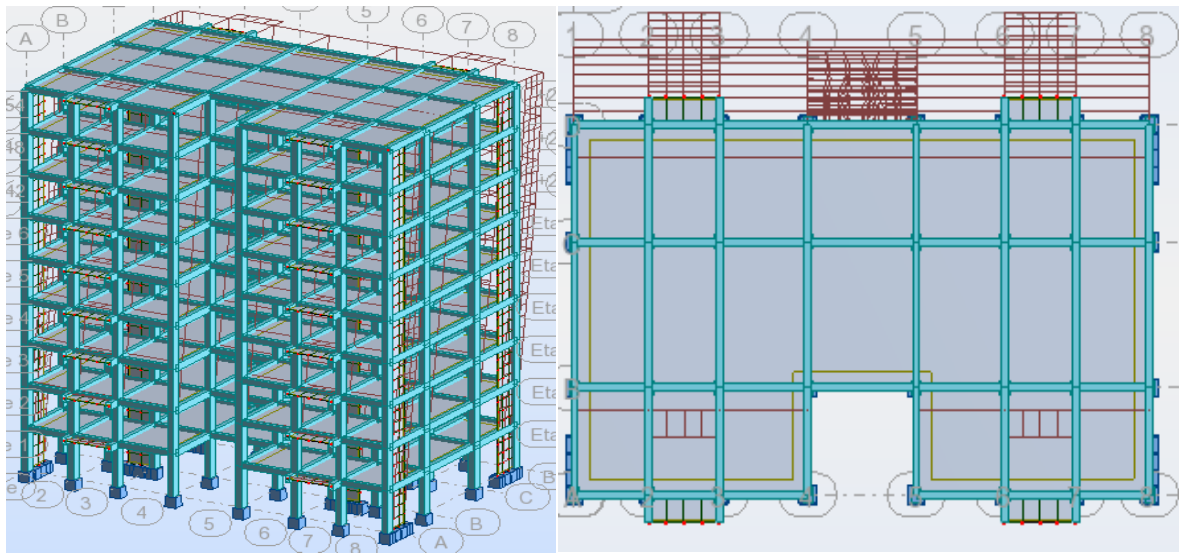
• Périodes et factures de participation massique modale :

Mode	fréquence	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	1,30	0,77	0,00	74,97	0,00	74,97	Translation
2	1,55	0,64	69,89	0,00	69,89	74,97	Translation
3	1,89	0,53	0,00	0,00	69,89	74,97	Torsion
4	4,42	0,23	0,00	13,06	69,89	88,03	
5	6,27	0,16	17,70	0,00	87,59	88,03	
6	7,32	0,14	0,04	0,00	87,63	88,03	
7	8,82	0,11	0,00	5,17	87,63	93,20	
8	13,57	0,07	6,20	0,00	93,83	93,20	
9	14,17	0,07	0,00	2,81	93,83	96,01	
10	15,59	0,06	0,04	0,00	93,87	96,01	

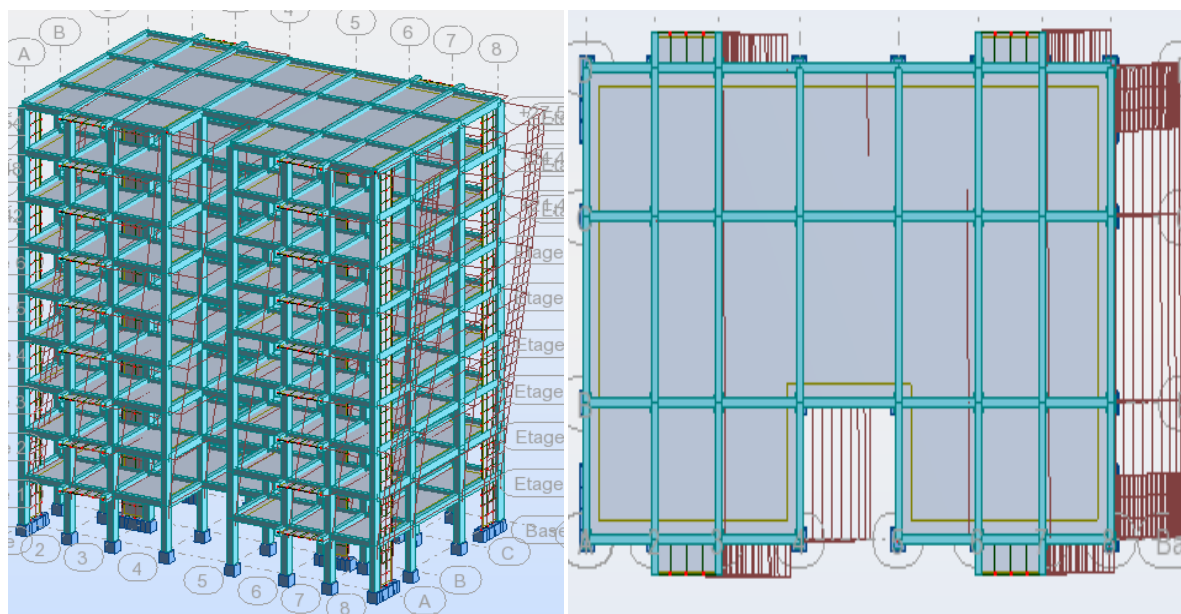
Tableau: Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante).

### Conclusion

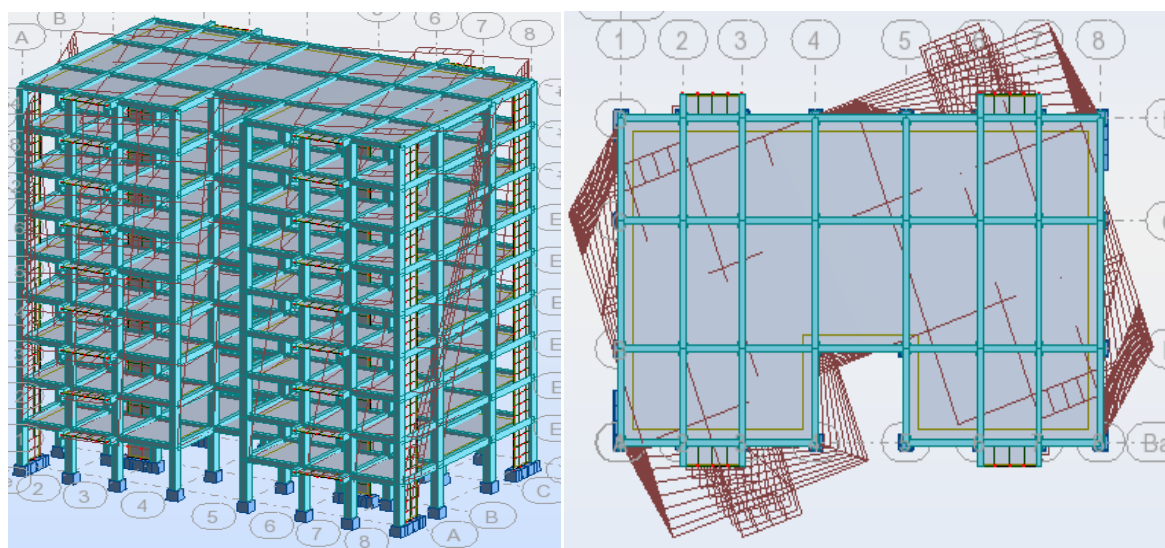
- ✓ on constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- ✓ le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 74,97 % de participation de masse modale.
- ✓ le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 69,89 % de participation de masse modale.
- ✓ le 3<sup>ème</sup> mode est mode torsion pure.
- ✓ on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).



**Fig. IV.14.**Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).



**Fig.IV.15.**Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).



**Fig. IV.16.**Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

#### 4 .Distribution des L'effort tranchant

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

- Sens longitudinal

Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
<b>RDC</b>	1985,58	684,84	1300,74
<b>1</b>	1936,73	469,93	1466,80
<b>2</b>	1836,74	584,57	1252,17
<b>3</b>	1712,38	650,61	1061,77
<b>4</b>	1559,81	675,73	884,08
<b>5</b>	1362,53	667,15	695,37
<b>6</b>	1129,13	637,23	491,90
<b>7</b>	857,75	568,98	288,77
<b>8</b>	492,05	609,82	-117,77

Tableau : Distribution des L'effort tranchant (sens-x) au niveau de chaque étage.

- Sens transversal

Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
<b>RDC</b>	1759,28	763,77	995,51
<b>1</b>	1715,90	762,84	953,06
<b>2</b>	1628,92	855,74	773,17
<b>3</b>	1512,24	863,54	648,70
<b>4</b>	1360,82	818,06	542,77
<b>5</b>	1182,58	737,69	444,88
<b>6</b>	968,33	633,17	335,17
<b>7</b>	716,07	500,20	215,87
<b>8</b>	408,41	459,15	-50,74

Tableau : Distribution des L'effort tranchant (sens-y) 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 : 7053,25 KN.
- { \_ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 36536,62 KN.

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{7053,25}{36536,62} = 19.30 \% \leq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**Sens-x**

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{684,84}{1985,58} = 34.49 \% > 25 \% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**Sens-y**

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{763,77}{1759,28} = 43.41 \% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

• **DONC** : La condition de l'interaction portique-voile est vérifié.

**Remarque:** La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

• **Effort tranchant de la base**

$$V_x = 198.558 \text{ t.} \quad ; \quad V_y = 175.928 \text{ t.}$$

❖ **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  $V$ , soit :  $V_t > 0.8 V$  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.....  $V_t = V_x = 198.558 \text{ t.}$
- { • Effort sismique dans le sens Y.....  $V_t = V_y = 175.928 \text{ t.}$

### 5 .Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

\_ V : Effort tranchant a la base.

\_A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau : coefficient d'accélération de zone A.

Zone II a, Groupe 2  $\Rightarrow$  A = 0.15

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la Structure (T).

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

\_  $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

\_  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2}\right) + \xi} \geq 0.7$$

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

$\xi$ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau : Valeurs de  $\xi$  (%)

$$\_ \xi = 7 \% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.88$$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants

- La période fondamentale  $T_x(\text{dyn}) = 0.65 \text{ s}$
- La période fondamentale  $T_y(\text{dyn}) = 0.77 \text{ s}$
- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** →  $C_T = 0,050$

$D$  : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times 27.54^{3/4} = 0.601 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{15.36}} = 0.632 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.601; 0.632) = 0.601 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{24.90}} = 0.497 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.601; 0.497) = 0.497 \text{ sec}$$

$$\frac{T_{ex}}{T_{x(dyn)}} < \mathbf{1.3} \quad ; \quad T_{ex} \times 1.3 = 0.497 \times 1.3 = 0.65 \text{ sec} > T_{X(dyn)} = 0.64 \dots \text{ (CV)}$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{y(dyn)}} < \mathbf{1.3} \quad ; \quad T_{ey} \times 1.3 = 0.601 \times 1.3 = 0.781 \text{ sec} > T_{Y(dyn)} = 0.77 \dots \text{ (CV)}$$

**D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :**

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

• Sens longitudinale :  $T_x = 0.502 \text{ s} \quad (\mathbf{T_2} \leq \mathbf{T_x} \leq \mathbf{3.0 \text{ s}})$

• Sens transversale :  $T_y = 0.601 \text{ s} \quad (\mathbf{T_2} \leq \mathbf{T_y} \leq \mathbf{3.0 \text{ s}})$

**Donc**

$$\mathbf{T_x = 0.502 \text{ s} , T_y = 0.601 \text{ s}}$$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (\mathbf{T_2/T})^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.497)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_x = 1.90}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.601)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_y = 1.68}$$

**\_ Q : Facture de Qualité :**

Sa valeur et déterminer par la formule :  $\mathbf{Q = 1 + \Sigma P_q}$

On trouve :  $\mathbf{Q=1.15}$  → Tableau 4.4 RPA99-v2003.



**R** : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure mixte (Portique et voile)  $\implies \mathbf{R=5}$ .

**W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **W<sub>i</sub>** calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

**W<sub>G<sub>i</sub></sub>** : Poids dû aux charges permanentes

**W<sub>Q<sub>i</sub></sub>** : La charge d'exploitation

**β** : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)

- Pour un bâtiment a usage d'habitation ( $\beta=0.20$ ).

• Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

<b>Calcul Automatique Robot</b>	
<b>Etage</b>	<b>Masse [kg]</b>
RDC	413574,11
1	413574,11
2	413574,11
3	413574,11
4	413574,11
5	413574,11
6	413392,40
7	412847,26
8	418013,72
<b>Totale</b>	<b>3725698,04</b>

Tableau : Le poids total de la structure.

Donc :  $W = 3708840.94 \text{ Kg} = 3725.69804 \text{ t}$ .

Alors :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

**Tableau récapitulatif :**

Sens	A	R	D	Q	W (t)	V Statique (t)
<b>Longitudinal (XX)</b>	0.15	5	1.90	1.15	3725.69804	244.22
<b>Transversal (YY)</b>	0.15	5	1.68	1.15	3725.69804	215.94

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens X, } V_{x_{dyn}} = 198.558 \text{ t.} \\ \text{Effort sismique dans le sens Y, } V_{y_{dyn}} = 175.928 \text{ t.} \end{array} \right.$$

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} \geq 0.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal: } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{198.558}{244.22} = 0.813 \geq 0.8 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifier.} \\ \text{Sens transversal : } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{175.925}{215.94} = 0.815 \geq 0.8 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifier.} \end{array} \right.$$

## 6 .Caractéristiques géométriques des masses

### 6.1 .Centre de masse

#### 1 -Définition

Le centre de masse d'un niveau considéré est définie mathématiquement par le barycentre des masse, il est défini aussi physiquement comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs. Son coordonnées sont données par rapport à un repère ( xoy ) à un niveau global de la structure par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

$X_G$  : abscisse du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o.

$Y_G$  : ordonnée du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o.

$x_i$  : abscisse du centre géomètre de la masses  $M_i$  par rapport à o .

$y_i$  : ordonnée du centre géomètre de la masses  $M_i$  par rapport à o .

$M_i$  : masse n° i pris en considération.

### 2- Calcul du centre de masse da bâtiment

#### 2-1-Plancher

##### 2-1-2-Plancher étage courant

Panneaux	Si (m²)	G (N/m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
P1	12,54	5200	1,825	2,6	65208	119004,6	169540,8
P2	11,88	5200	4,9	2,6	61776	302702,4	160617,6
P3	15,18	5200	8,275	2,6	78936	653195,4	205233,6
P4	15,18	5200	16,625	2,6	78936	1312311	205233,6
P5	11,88	5200	20	2,6	61776	1235520	160617,6
P6	12,54	5200	23,075	2,6	65208	1504674,6	169540,8
P7	15,846	5200	1,825	7,88	82399,2	150378,54	649305,7
P8	15,012	5200	4,9	7,88	78062,4	382505,76	615131,71
P9	19,182	5200	8,275	7,88	99746,4	825401,46	786001,63
P10	23,908	5200	12,45	7,88	124321,6	1547803,9	979654,21
P11	19,182	5200	16,625	7,88	99746,4	1658283,9	786001,63
P12	15,012	5200	20	7,88	78062,4	1561248	615131,71
P13	15,846	5200	23,075	7,88	82399,2	1901361,5	649305,7
P14	11,4	5200	1,825	12,96	59280	108186	768268,8
P15	10,8	5200	4,9	12,96	56160	275184	727833,6
P16	13,8	5200	8,275	12,96	71760	593814	930009,6
P17	13,8	5200	16,625	12,96	71760	1193010	930009,6
P18	10,8	5200	20	12,96	56160	1123200	727833,6
P19	11,4	5200	23,075	12,96	59280	1367886	768268,8
P20	2,97	5150	5	0,55	15295,5	76477,5	8412,525
P21	2,97	5150	20,1	0,55	15295,5	307439,55	8412,525
P22	2,97	5150	5	15,91	15295,5	76477,5	243351,41
P23	2,97	5150	20,1	15,91	15295,5	307439,55	243351,41
		<b>TOTAL</b>			<b>1492159,6</b>	<b>18583505</b>	<b>11507068</b>

**Xi = 12,454 m**

**Yi = 7,712 m**

### 2-1-2-Plancher terrasse

Panneaux	Si (m <sup>2</sup> )	G (N/m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
P1	12,54	6680	1,825	2,6	83767,2	152875,14	217794,72
P2	11,88	6680	4,9	2,6	79358,4	388856,16	206331,84
P3	15,18	6680	8,275	2,6	101402,4	839104,86	263646,24
P4	15,18	6680	16,625	2,6	101402,4	1685814,9	263646,24
P5	11,88	6680	20	2,6	79358,4	1587168	206331,84
P6	12,54	6680	23,075	2,6	83767,2	1932928,1	217794,72
P7	15,846	6680	1,825	7,88	105851,28	193178,59	834108,09
P8	15,012	6680	4,9	7,88	100280,16	491372,78	790207,66
P9	19,182	6680	8,275	7,88	128135,76	1060323,4	1009709,8
P10	23,908	6680	12,45	7,88	159705,44	1988332,7	1258478,9
P11	19,182	6680	16,625	7,88	128135,76	2130257	1009709,8
P12	15,012	6680	20	7,88	100280,16	2005603,2	790207,66
P13	15,846	6680	23,075	7,88	105851,28	2442518,3	834108,09
P14	11,4	6680	1,825	12,96	76152	138977,4	986929,92
P15	10,8	6680	4,9	12,96	72144	353505,6	934986,24
P16	17,2	6680	12,45	12,96	114896	1430455,2	1489052,2
P17	13,8	6680	8,275	12,96	92184	762822,6	1194704,6
P18	13,8	6680	16,625	12,96	92184	1532559	1194704,6
P19	10,8	6680	20	12,96	72144	1442880	934986,24
P20	11,4	6680	23,075	12,96	76152	1757207,4	986929,92
P21	2,97	7630	5	0,55	22661,1	113305,5	12463,605
P22	2,97	7630	20,1	0,55	22661,1	455488,11	12463,605
P23	2,97	7630	5	15,91	22661,1	113305,5	360538,1
P24	2,97	7630	20,1	15,91	22661,1	455488,11	360538,1
		<b>TOTAL</b>			<b>2043796,2</b>	<b>25454328</b>	<b>16370373</b>

**Xi = 12,454 m**

**Yi = 8.01 m**

## 2-2-Murs des façades

## 2-2-1-Murs des façades

Elément	Hi (m)	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	2,66	2,5	4,9	0,15	18354	89934,6	2753,1
2	2,66	3,25	8,275	0,15	23860,2	197443,16	3579,03
3	2,56	4,2	10,15	2,6	29675,52	301206,53	77156,352
4	2,66	4,1	12,45	4,95	30100,56	374751,97	148997,77
5	2,56	4,2	14,75	2,6	29675,52	437713,92	77156,352
6	2,66	3,25	16,625	0,15	23860,2	396675,83	3579,03
7	2,66	2,5	20	0,15	18354	367080	2753,1
8	2,56	2,7	24,65	3,35	19077,12	470251,01	63908,352
9	2,56	5,36	24,65	7,88	37871,616	933535,33	298428,33
10	2,56	2,3	24,65	12,21	16250,88	400584,19	198423,24
11	2,66	2,5	20	15,11	18354	367080	277328,94
12	2,66	3,25	16,625	15,11	23860,2	396675,83	360527,62
13	2,66	4,2	12,45	15,11	30834,72	383892,26	465912,62
14	2,66	3,25	8,275	15,11	23860,2	197443,16	360527,62
15	2,66	2,5	4,9	15,11	18354	89934,6	277328,94
16	2,56	2,3	0,15	12,21	16250,88	2437,632	198423,24
17	2,56	5,36	0,15	7,88	37871,616	5680,7424	298428,33
18	2,56	2,7	0,15	3,35	19077,12	2861,568	63908,352
19	1,2	1,1	3,4	0,55	3643,2	12386,88	2003,76
20	1,2	2,7	5	1,05	8942,4	44712	9389,52
21	1,2	1,1	6,4	0,55	3643,2	23316,48	2003,76
22	1,2	1,1	18,5	0,55	3643,2	67399,2	2003,76
23	1,2	2,7	20,1	1,05	8942,4	179742,24	9389,52
24	1,2	1,1	21,5	0,55	3643,2	78328,8	2003,76
25	1,2	1,1	21,5	15,91	3643,2	78328,8	57963,312
26	1,2	2,7	5	16,41	8942,4	44712	146744,78
27	1,2	1,1	18,5	15,91	3643,2	67399,2	57963,312
28	1,2	1,1	6,4	15,91	3643,2	23316,48	57963,312
29	1,2	2,7	5	16,41	8942,4	44712	146744,78
30	1,2	1,1	3,4	15,91	3643,2	12386,88	57963,312
		<b>TOTAL</b>			<b>500457,55</b>	<b>6091923,3</b>	<b>3731257,2</b>

**Xi = 12,173 m**

**Yi = 7,456 m**

2-3 -Poutres transversales : (30\*50) cm<sup>2</sup>

Élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	4,2	0,15	2,35	15750	2362,5	37012,5
2	6,36	0,15	7,63	23850	3577,5	181975,5
3	3,8	0,15	12,71	14250	2137,5	181117,5
4	4,2	3,4	2,35	15750	53550	37012,5
5	6,36	3,4	7,63	23850	81090	181975,5
6	3,8	3,4	12,71	14250	48450	181117,5
7	4,2	6,4	2,35	15750	100800	37012,5
8	6,36	6,4	7,63	23850	152640	181975,5
9	3,8	6,4	12,71	14250	91200	181117,5
10	4,2	10,15	2,35	15750	159862,5	37012,5
11	6,36	10,15	7,63	23850	242077,5	181975,5
12	3,8	10,15	12,71	14250	144637,5	181117,5
13	4,2	14,75	2,35	15750	232312,5	37012,5
14	6,36	14,75	7,63	23850	351787,5	181975,5
15	3,8	14,75	12,71	14250	210187,5	181117,5
16	4,2	18,5	2,35	15750	291375	37012,5
17	6,36	18,5	7,63	23850	441225	181975,5
18	3,8	18,5	12,71	14250	263625	181117,5
19	4,2	21,5	2,35	15750	338625	37012,5
20	6,36	21,5	7,63	23850	512775	181975,5
21	3,8	21,5	12,71	14250	306375	181117,5
22	4,2	24,65	2,35	15750	388237,5	37012,5
23	6,36	24,65	7,63	23850	587902,5	181975,5
24	3,8	24,65	12,71	14250	351262,5	181117,5
25	1,1	3,4	0,55	4125	14025	2268,75
26	1,1	6,4	0,55	4125	26400	2268,75
27	1,1	18,5	0,55	4125	76312,5	2268,75
28	1,1	21,5	0,55	4125	88687,5	2268,75
29	1,1	3,4	15,91	4125	14025	65628,75
30	1,1	6,4	15,91	4125	26400	65628,75
31	1,1	18,5	15,91	4125	76312,5	65628,75
32	1,1	21,5	15,91	4125	88687,5	65628,75
		<b>TOTAL</b>		<b>463800</b>	<b>5768925</b>	<b>3472434</b>

**Xi = 12,438 m**

**Yi = 7,487 m**

2-4-Poutres longitudinales : (30\*40) cm<sup>2</sup>

Élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	2,65	1,825	0,15	7950	14508,75	1192,5
2	2,5	4,9	0,15	7500	36750	1125
3	3,25	8,275	0,15	9750	80681,25	1462,5
4	3,25	16,625	0,15	9750	162093,75	1462,5
5	2,5	20	0,15	7500	150000	1125
6	2,65	23,075	0,15	7950	183446,25	1192,5
7	2,65	1,825	2,6	7950	14508,75	20670
8	2,5	4,9	2,6	7500	36750	19500
9	3,25	8,275	2,6	9750	80681,25	25350
10	4,1	12,45	2,6	12300	153135	31980
11	3,25	16,625	2,6	9750	162093,75	25350
12	2,5	20	2,6	7500	150000	19500
13	2,65	23,075	2,6	7950	183446,25	20670
14	2,65	1,825	7,88	7950	14508,75	62646
15	2,5	4,9	7,88	7500	36750	59100
16	3,25	8,275	7,88	9750	80681,25	76830
17	4,1	12,45	7,88	12300	153135	96924
18	3,25	16,625	7,88	9750	162093,75	76830
19	2,5	20	7,88	7500	150000	59100
20	2,65	23,075	7,88	7950	183446,25	62646
21	2,65	1,825	12,96	7950	14508,75	103032
22	2,5	4,9	12,96	7500	36750	97200
23	3,25	8,275	12,96	9750	80681,25	126360
24	4,1	12,45	12,96	12300	153135	159408
25	3,25	16,625	12,96	9750	162093,75	126360
26	2,5	20	12,96	7500	150000	97200
27	2,65	23,075	12,96	7950	183446,25	103032
		<b>TOTAL</b>		<b>238500</b>	<b>2969325</b>	<b>1477248</b>

**Xi = 12,45 m**

**Yi = 6,194 m**

2-4- Poteaux : (50\*50) cm<sup>2</sup>

Élément	Hi (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	3,06	0,25	0,25	19125	4781,25	4781,25
2	3,06	3,4	0,25	19125	65025	4781,25
3	3,06	6,4	0,25	19125	122400	4781,25
4	3,06	10,15	0,25	19125	194118,75	4781,25
5	3,06	14,75	0,25	19125	282093,75	4781,25
6	3,06	18,5	0,25	19125	353812,5	4781,25
7	3,06	21,5	0,25	19125	411187,5	4781,25
8	3,06	24,65	0,25	19125	471431,25	4781,25
9	3,06	0,25	4,95	19125	4781,25	94668,75
10	3,06	3,4	4,95	19125	65025	94668,75
11	3,06	6,4	4,95	19125	122400	94668,75
12	3,06	10,15	4,95	19125	194118,75	94668,75
13	3,06	14,75	4,95	19125	282093,75	94668,75
14	3,06	18,5	4,95	19125	353812,5	94668,75
15	3,06	21,5	4,95	19125	411187,5	94668,75
16	3,06	24,65	4,95	19125	471431,25	94668,75
17	3,06	0,25	10,81	19125	4781,25	206741,25
18	3,06	3,4	10,81	19125	65025	206741,25
19	3,06	6,4	10,81	19125	122400	206741,25
20	3,06	10,15	10,81	19125	194118,75	206741,25
21	3,06	14,75	10,81	19125	282093,75	206741,25
22	3,06	18,5	10,81	19125	353812,5	206741,25
23	3,06	21,5	10,81	19125	411187,5	206741,25
24	3,06	24,65	10,81	19125	471431,25	206741,25
25	3,06	0,25	15,11	19125	4781,25	288978,75
26	3,06	3,4	15,11	19125	65025	288978,75
27	3,06	6,4	15,11	19125	122400	288978,75
28	3,06	10,15	15,11	19125	194118,75	288978,75
29	3,06	14,75	15,11	19125	282093,75	288978,75
30	3,06	18,5	15,11	19125	353812,5	288978,75
31	3,06	21,5	15,11	19125	411187,5	288978,75
32	3,06	24,65	15,11	19125	471431,25	288978,75
		<b>TOTAL</b>		<b>612000</b>	<b>7619400</b>	<b>4761360</b>

**Xi = 12,45 m**

**Yi = 7,78 m**



## 2-5-L'acrotère

Élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	3,15	1,825	0,05	5734,575	10465,5994	286,72875
2	1,1	3,4	0,55	2002,55	6808,67	1101,4025
3	2,7	5	1,05	4915,35	24576,75	5161,1175
4	1,1	6,4	0,55	2002,55	12816,32	1101,4025
5	3,75	8,275	0,05	6826,875	56492,3906	341,34375
6	4,7	10,15	2,6	8556,35	86846,9525	22246,51
7	4,1	12,45	4,95	7464,05	92927,4225	36947,0475
8	4,7	14,75	2,6	8556,35	126206,163	22246,51
9	3,75	16,625	0,05	6826,875	113496,797	341,34375
10	1,1	18,5	0,55	2002,55	37047,175	1101,4025
11	2,7	20,1	1,05	4915,35	98798,535	5161,1175
12	1,1	21,5	0,55	2002,55	43054,825	1101,4025
13	3,15	23,075	0,05	5734,575	132325,318	286,72875
14	15,16	24,65	7,68	27598,78	680309,927	211958,63
15	3,15	23,075	15,31	5734,575	132325,318	87796,3433
16	1,1	21,5	15,91	2002,55	43054,825	31860,5705
17	2,7	20,1	16,41	4915,35	98798,535	80660,8935
18	1,1	18,5	15,91	2002,55	37047,175	31860,5705
19	11,6	12,2	15,31	21117,8	257637,16	323313,518
20	1,1	6,4	15,91	2002,55	12816,32	31860,5705
21	2,7	5	16,41	4915,35	24576,75	80660,8935
22	1,1	3,4	15,91	2002,55	6808,67	31860,5705
23	3,15	1,825	0,05	5734,575	10465,5994	286,72875
24	15,16	0,25	7,68	27598,78	6899,695	211958,63
		<b>TOTAL</b>		<b>173165,96</b>	<b>2152602,89</b>	<b>1221501,98</b>

**Xi = 12,431 m**

**Yi = 7,054 m**

## 2-6-L'escalier

Élément	Si (m²)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
P1	4,8165	11,05	12,26	37631,315	415826,03	461359,92
P2	6,88	12,55	14,46	53753,44	674605,67	777274,74
P3	4,8165	12,65	12,26	37631,315	476036,13	461359,92
		<b>TOTAL</b>		<b>129016,07</b>	<b>1566467,8</b>	<b>1699994,6</b>

**Xi = 12,142 m**

**Yi = 13,177 m**

## 2-7-Voiles terrasse

Elément	Hi (m)	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
V1	3,06	1,5	0,09	1,25	20655	1858,95	25818,75
V2	3,06	2,65	1,825	0,09	36490,5	66595,163	3284,145
V3	3,06	2,65	23,075	0,09	36490,5	842018,29	3284,145
V4	3,06	1,5	24,81	1,25	20655	512450,55	25818,75
V5	3,06	1,5	0,09	14,11	20655	1858,95	291442,05
V6	3,06	2,65	1,825	15,27	36490,5	66595,163	557209,94
V7	3,06	2,65	23,075	15,27	36490,5	842018,29	557209,94
V8	3,06	1,5	24,81	14,11	20655	512450,55	291442,05
		<b>TOTAL</b>			228582	2845845,9	1755509,8

**Xi = 12.45 m**

**Yi = 7.68 m**

## 2-8-Voiles étage courant

Elément	Hi (m)	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
V1	3,06	1,5	0,09	1,25	20655	1858,95	25818,75
V2	3,06	2,65	1,825	0,09	36490,5	66595,163	3284,145
V3	3,06	2,65	23,075	0,09	36490,5	842018,29	3284,145
V4	3,06	1,5	24,81	1,25	20655	512450,55	25818,75
V5	3,06	1,5	0,09	14,11	20655	1858,95	291442,05
V6	3,06	2,65	1,825	15,27	36490,5	66595,163	557209,94
V7	3,06	2,65	23,075	15,27	36490,5	842018,29	557209,94
V8	3,06	1,5	24,81	14,11	20655	512450,55	291442,05
		<b>TOTAL</b>			<b>228582</b>	<b>2845845,9</b>	<b>1755509,8</b>

**Xi = 12.45 m**

**Yi = 7.68 m**

### 3-Tableaux récapitulatifs

#### 3-1-Niveau terrasse

L'élément	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
L'acrotère	12,430866	7,0539382	173165,96	2152602,8	1221502
Voile Terrasse	12,45	7,68	228582	2845845,9	1755509,8
Plancher Terrasse	12,454459	8,01	2043796,2	25454376	16370808
Poutres Transverse	12,438389	7,4869211	463800	5768924,8	3472434
Poutres Longitude	12,45	6,193912	238500	2969325	1477248
Poteaux	12,45	7,78	612000	7619400	4761360
Murs de façades	12,173	7,456	500457,55	6092069,8	3731411,5
	<b>TOTAL</b>		<b>4260301,7</b>	<b>52902544</b>	<b>32790273</b>

$X_G = 12,417$  m.

$Y_G = 7,697$  m.

#### 3-2-Niveau étage

L'élément	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
Plancher	12,4541	7,7116872	1492159,6	18583505,2	11507068,1
Poutres Transverse	12,438389	7,4869211	463800	5768924,82	3472434,01
Poutres Longitude	12,45	6,193912	238500	2969325	1477248,01
Poteaux	12,45	7,78	612000	7619400	4761360
Voile d'étage	12,45	7,68	228582	2845845,9	1755509,8
Murs de façades	12,173	7,456	500457,55	6092069,8	3731411,5
Escalier	12,142	13,177	129016,07	1566513,1	1700044,8
	<b>TOTAL</b>		<b>3664515,2</b>	<b>45445584</b>	<b>28405076</b>

$X_G = 12,401$  m.

$Y_G = 7,751$  m.

## 6.2. Centre de rigidité

### 1-Calcul de la rigidité

Soit C le centre de torsion

$$X_c = \frac{\sum R_j^t \cdot x_i}{\sum R_j^t}, \quad Y_c = \frac{\sum R_j^l \cdot y_i}{\sum R_j^l}$$

$$R_j^t = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_x}{h_j^3}, \quad R_j^l = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{h_j^3}$$

$R_j^{x,y}$  : rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$  : inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

$h_e$  : hauteur d'étage.

E : module de Young longitudinal du béton armé,  $E = 32164.2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ .

#### 1-1- Sens Transversal

Niveau	Élément	$I_{\text{élément}} \text{ (m)}$	$R_{\text{élément}} \text{ (N/m)}$	$R_j \text{ (N/m)}$	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$R_j \cdot X_i \text{ (N)}$	$R_j \cdot Y_i \text{ (N)}$
8	Portique01	0,0052083	70159824	280639296,6	0,25	7,68	70159824	2155309798
7	Portique02	0,0052083	70159824	280639296,6	3,4	7,68	954173608	2155309798
6	Portique03	0,0052083	70159824	280639296,6	6,4	7,68	1,796E+09	2155309798
5	Portique04	0,0052083	70159824	280639296,6	10,15	7,68	2,848E+09	2155309798
4	Portique05	0,0052083	70159824	280639296,6	14,75	7,68	4,139E+09	2155309798
3	Portique06	0,0052083	70159824	280639296,6	18,5	7,68	5,192E+09	2155309798
2	Portique07	0,0052083	70159824	280639296,6	21,5	7,68	6,034E+09	2155309798
1	Portique08	0,0052083	70159824	280639296,6	24,65	7,68	6,918E+09	2155309798
RDC	Voile1	0,000729	9820130,3	9820130,27	0,09	14,11	883811,72	138562038
	Voile2	0,000729	9820130,3	9820130,27	0,09	1,25	883811,72	12275162,8
	Voile3	0,000729	9820130,3	9820130,27	24,81	1,25	243637432	12275162,8
	Voile4	0,000729	9820130,3	9820130,27	24,81	14,11	243637432	138562038
	Voile5	0,2791444	3,76E+09	3760266290	1,825	0,09	6,862E+09	338423966
	Voile6	0,2791444	3,76E+09	3760266290	23,075	0,09	8,677E+10	338423966
	Voile7	0,2791444	3,76E+09	3760266290	1,825	15,27	6,862E+09	5,7419E+10
	Voile8	0,2791444	3,76E+09	3760266290	23,075	15,27	8,677E+10	5,7419E+10
$\Sigma$	TOTAL			17325460054			2,16E+11	1,33E+11

$$X_c = 12,45 \text{ m}$$

$$Y_c = 7,68 \text{ m}$$

## 1-2- Sens Longitudinal

Niveau	Élément	$I_{\text{élément}}$ (m)	$R_{\text{élément}}$ (N/m)	$R_j$ (N/m)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$R_j \cdot X_i$ (N)	$R_j \cdot Y_i$ (N)
8	Portique A	0,0052083	70159824,2	561278593,2	12,45	15,11	6987918485	8480919543
7	Portique B	0,0052083	70159824,2	561278593,2	12,45	10,81	6987918485	6067421592
6	Portique C	0,0052083	70159824,2	561278593,2	12,45	4,95	6987918485	2778329036
5	Portique D1	0,0052083	70159824,2	280639296,6	19,6	0,25	5500530213	70159824,2
4	Portique D2	0,0052083	70159824,2	280639296,6	5,1	0,25	1431260413	70159824,2
3	Voile1	0,0012879	17348896,8	17348896,8	1,825	0,09	31661736,7	1561400,71
2	Voile2	0,0012879	17348896,8	17348896,8	23,075	0,09	400325794	1561400,71
1	Voile3	0,0012879	17348896,8	17348896,8	1,825	15,27	31661736,7	264917654
	Voile4	0,0012879	17348896,8	17348896,8	23,075	15,27	400325794	264917654
	Voile5	0.050625	681953491	681953490,7	0,09	14,11	61375814,2	9622363754
	Voile6	0.050625	681953491	681953490,7	0,09	1,25	61375814,2	852441863
	Voile7	0.050625	681953491	681953490,7	24,81	1,25	1,6919E+10	852441863
	Voile8	0.050625	681953491	681953490,7	24,81	14,11	1,6919E+10	9622363754
$\Sigma$	<b>TOTAL</b>			<b>5042323923</b>			<b>6,27E+10</b>	<b>3,89E+10</b>

$$X_c = 12,44 \text{ m}$$

$$Y_c = 7,720 \text{ m}$$

## 2- Calcul du centre de rigidité du bâtiment

Niveau	Sens	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$R_j$ (N/m)	$R_j \cdot X_i$ (N)	$R_j \cdot Y_i$ (N)
<b>8.7.6.5.4.</b> <b>3.2.1.</b> <b>RDC</b>	Transversal	12.45	7,68	17325460054	2,16E+11	1,3306E+11
	Longitudinal	12,44	7,72	5042323923	6,27E+10	3,8927E+10
$\Sigma$	<b>TOTAL</b>			<b>22367783977</b>	<b>2,78E+11</b>	<b>1,71986E+11</b>

$$X_c = 12,45 \text{ m}$$

$$Y_c = 7,689 \text{ m}$$

### 6.3 .Calcul de l'excentricité

D'après l'article (4.3.7) de le RPA99.Dans le cas ou il procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle.

#### 1- Excentricité Théorique :

$$e_x = |X_C - X_G| \quad , \quad e_y = |Y_C - Y_G|$$

#### 2- Excentricité accidentelle :

$$E_a = 0.05 L$$

Donc l'excentricité adoptée :  $e = \max ( e_{Th} , e_{acc} )$  .

Niveau	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>C</sub> (m)	Y <sub>C</sub> (m)	e <sub>xTh</sub> (m) sens x	e <sub>yTh</sub> (m) sens y	e <sub>xacc</sub> (m) sens x	e <sub>yacc</sub> (m) sens y	e <sub>x</sub> (m) max	e <sub>y</sub> (m) max
Terrasse	12,417	7,697	12,45	7,689	0,033	0,008	1,245	0,768	1,245	0,768
étage	12,401	7,751	12,45	7,689	0,049	0,062	1,245	0,768	1,245	0,768

#### 3-Calcul de la torsion

$$X_C = X_G + e_x$$

$$Y_C = Y_G + e_y$$

Niveau	X <sub>C</sub> (m)	Y <sub>C</sub> (m)
Terrasse	13.662	8.465
étage	13.646	8.519

#### ❖ Comparaison entre le calcul manuel et résultats robot

Calcul manuel							Résultats Robot					
Niveau	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>C</sub> (m)	Y <sub>C</sub> (m)	e <sub>xTh</sub> (m)	e <sub>yTh</sub> (m)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>C</sub> (m)	Y <sub>C</sub> (m)	e <sub>xTh</sub> (m)	e <sub>yTh</sub> (m)
étage	12,401	7,751	12,45	7,689	0,049	0,062	12,20	7,66	12,20	7,49	0,00	0,17
Terrasse	12,417	7,697	12,45	7,689	0,033	0,008	12,20	7,61	12,20	7,43	0,00	0,18

## 6.4 .Modalisation des masses

### 1- Les charges permanentes

Niveau	Terrasse	étage
Acrotère	173165,96	-
Plancher	2043796,2	1492159,6
Poutres	702300	702300
Poteaux	612000	612000
Murs ext	500457,55	500457,55
Escalier	-	129016,07
Voiles	228582	228582
$\Sigma$	<b>4260301,71</b>	<b>3664515,22</b>

### 2- Les surcharges d'exploitation

Niveau		Q (N/m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (N)
Terrasse	Plancher	1000	304,268	304268
étage	Plancher	1500	287,068	430602
	Escalier	2500	16,513	41282,5

### 3- Calcul du poids de la structure a chaque Nivea

D'après le RPA99 :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  .

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 ,  $\beta = 0.20$ .

Niveau	G (N)	0.2Q (N)	W <sub>i</sub> (N)	W <sub>i</sub> (t)
Terrasse	4260301,7	60853,6	4321155,3	432,115
étage	3664515,2	94376,9	3758892,1	375,889

### ❖ Comparaison entre le calcul manuel et résultats robot

	Calcul manuel	Résultats Robot
Niveau	W <sub>i</sub> (t)	W <sub>i</sub> (t)
Terrasse	432,115	418,014
étage	375,889	413,574

## 6.5 .Calcul de l'action sismique

### 1- Méthode dynamique modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de reponse de calcul.

### 2- Calcul des modes propres

Il s'agit de rechercher les modes propres de vibration de la structure supposée non amortie, par la détermination des pulsations ( $w_i$ ), et des vecteurs de déplacement ( $\Phi_i$ ).

- Pour la détermination des pulsations ( $w_i$ ) :  $\det [K - MW_i^2] = 0$ .
- Pour la détermination des vecteurs de déplacement ( $\Phi_i$ ) :  $\det [K - MW_i^2] \Phi_i = 0$ .

K : matrice rigidité.

M: matrice masse.

$$[K] = \begin{pmatrix} K_1+K_2 & -K_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2+K_3 & -K_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3+K_4 & -K_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4+K_5 & -K_5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_5 & K_5+K_6 & -K_6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_6 & K_6+K_7 & -K_7 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_7 & K_7+K_8 & -K_8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_8 & K_8+K_9 & -K_9 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_9 & K_9 \end{pmatrix}$$

$$[M] = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_9 \end{pmatrix}$$



Niveau	$K_{\text{Transversal}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$K_{\text{Longitudinal}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	M (t)
9	17325460054	5042323923	432,11553
8	17325460054	5042323923	375,88921
7	17325460054	5042323923	375,88921
6	17325460054	5042323923	375,88921
5	17325460054	5042323923	375,88921
4	17325460054	5042323923	375,88921
3	17325460054	5042323923	375,88921
2	17325460054	5042323923	375,88921
1	17325460054	5042323923	375,88921

### 2-1- Sens Transversal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 2
W (rad/s)	11. 050	32. 858	53. 862
T (sec)	0.569	0.191	0.117
Niveau	Vecteur normé	Vecteur normé	Vecteur normé
1	0.16284	0.49363	0.83517
2	0.32138	0.87166	1. 1447
3	0.47156	1. 0455	0.73338
4	0.60927	0.97451	-0.13956
5	0.73087	0.67533	-0.92466
6	0.83315	0.21801	-1. 1278
7	0.91341	-0.29036	-0.62113
8	0.96952	-0.73074	0.27642
9	1	-1	1

### 2-2-Sens Longitudinal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 2
W (rad/s)	5. 9629	17. 726	29. 065
T (sec)	1.054	0.354	0.216
Niveau	Vecteur normé	Vecteur normé	Vecteur normé
1	0.16307	0.49362	0.83549
2	0.32183	0.87166	1. 1449
3	0.47192	1. 0455	0.73465
4	0.60954	0.97453	-0.13818
5	0.73106	0.67535	-0.92400
6	0.83327	0.21803	-1. 128
7	0.91347	-0.29034	-0.62173
8	0.96954	-0.73072	0.27604
9	1	-1	1

### 3 -Détermination du coefficient de participation

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum W_k \cdot \sum \Phi_{ki} \right)^2}{\sum W_k \cdot \Phi_{ki}^2 \cdot \sum W_k}$$

$W_k$  : La masse concentrée dans le niveau « k ».

#### 3-1- Sens Transversal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
$\bar{\alpha}_i$	0,851	0,091	0,0304

#### 3-2- Sens Longitudinal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
$\bar{\alpha}_i$	0,851	0,091	0,0306

#### 3-3- Nombre de modes à considérer

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considéré,

avec :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90 \%$  .

- Sens longitudinal :  $\bar{\alpha}_1 + \bar{\alpha}_2 + \bar{\alpha}_3 > 90 \%$ .

- Sens transversal :  $\bar{\alpha}_1 + \bar{\alpha}_2 + \bar{\alpha}_3 > 90 \%$ .

3-4-Présentation des formes propres de vibration

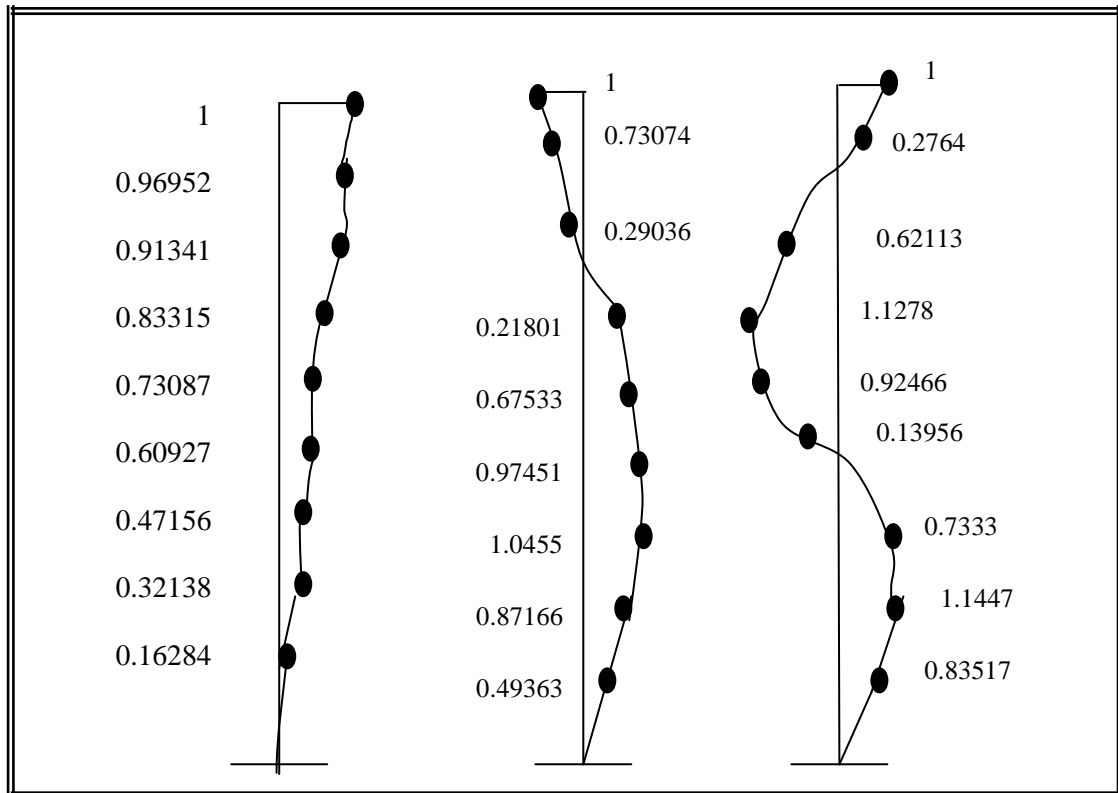


Fig. IV.17. Présentation des formes propres de vibration -Sens Transversal

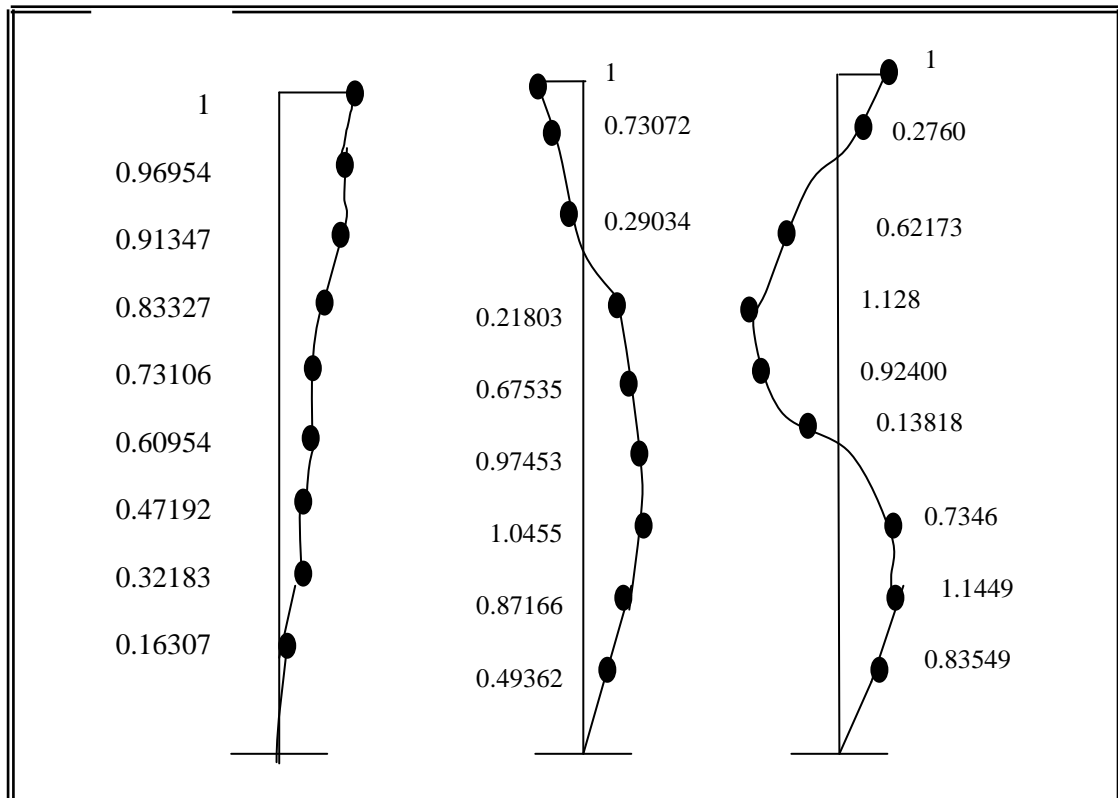


Fig. IV.18. Présentation des formes propres de vibration -Sens Longitudinal

#### 4 -Spectre de réponse de calcul : (RPA99 version 2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

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

A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1), groupe 2, zone IIa → A= 0.15.

$\eta$  : 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 (Tableau 4.2).

$$\xi = 7\% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = \mathbf{0.88}$$

R : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3) .

Système de contreventement mixte portiques /voiles avec intération 4a → R=5.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7).

Site 2 →  $T_1 = 0.15$  s ;  $T_2 = 0.40$  s

Q : Facteur de qualité (Tableau 4.4),  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  .

$$Q_x = Q_y = \mathbf{1.15}.$$

## 4-1- Sens Transversal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
T (sec)	0.569	0.191	0.117
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,40	0,40	0,40
Sa/g	0,0949	0,0949	0,1152

## 4-2- Sens Longitudinal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
T (sec)	1.054	0.354	0.216
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,40	0,40	0,40
Sa/g	0,0497	0,0949	0,0949

## 5- Calcul du force sismique a la base

$$V_i = (Sa/g)_i \cdot \bar{\alpha}_i \cdot W$$

$$V = \sqrt{\sum V_i^2}$$

## 5-1- Sens Transversal

Mode i	Sa/g	$\bar{\alpha}_i$	W (t)	Vi (t)
mode 1	0,0949	0,851	3439,229	277.75
mode 2	0,0949	0,091	3439,229	29.70
mode 3	0,1152	0,0304	3439,229	12.04
				<b>319.49</b>

## 5-2- Sens Longitudinal

Mode i	Sa/g	$\bar{\alpha}_i$	W (t)	Vi (t)
mode 1	0,0497	0,851	3439,229	145.46
mode 2	0,0949	0,091	3439,229	29.70
mode 3	0,0949	0,0306	3439,229	9.99
				<b>185.15</b>

## 6- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99\_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

$F_i$  : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$ .

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $i$ .

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque  $j$ .

$W_i, W_j$  : Poids revenant

### 6-1- Sens Transversal

$$V_{\text{base}} = 319.49 \text{ t}$$

$$0.569 < 0.7 \longrightarrow F_t = 0$$

Niveau	W i	h <sub>i</sub>	V-F <sub>t</sub>	W <sub>i</sub> × h <sub>i</sub>	f <sub>i</sub>
1	375,88921	3,06	319,49	1150,22098	6,893
2	375,88921	6,12	319,49	2300,44197	13,787
3	375,88921	9,18	319,49	3450,66295	20,681
4	375,88921	12,24	319,49	4600,88393	27,574
5	375,88921	15,3	319,49	5751,10491	34,468
6	375,88921	18,36	319,49	6901,3259	41,361
7	375,88921	21,42	319,49	8051,54688	48,255
8	375,88921	24,48	319,49	9201,76786	55,148
9	432,11553	27,54	319,49	11900,4617	71,322
			Σ	<b>53308,41707</b>	

### 6-2- Sens Longitudinal

$$V_{\text{base}} = 185.15 \text{ t}$$

$$1.054 > 0.7 \longrightarrow F_t = 0.07 \times 1.054 \times 185.15 = 13.66 \text{ t}$$

Niveau	W <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	V-F <sub>t</sub>	W <sub>i</sub> × h <sub>i</sub>	f <sub>i</sub>
1	375,88921	3,06	171,49	1150,22098	3,700
2	375,88921	6,12	171,49	2300,44197	7,400
3	375,88921	9,18	171,49	3450,66295	11,100
4	375,88921	12,24	171,49	4600,88393	14,801
5	375,88921	15,3	171,49	5751,10491	18,501
6	375,88921	18,36	171,49	6901,3259	22,201
7	375,88921	21,42	171,49	8051,54688	25,901
8	375,88921	24,48	171,49	9201,76786	29,601
9	432,11553	27,54	171,49	11900,4617	38,283
			Σ	<b>53308,41707</b>	

### - Sens Transversal

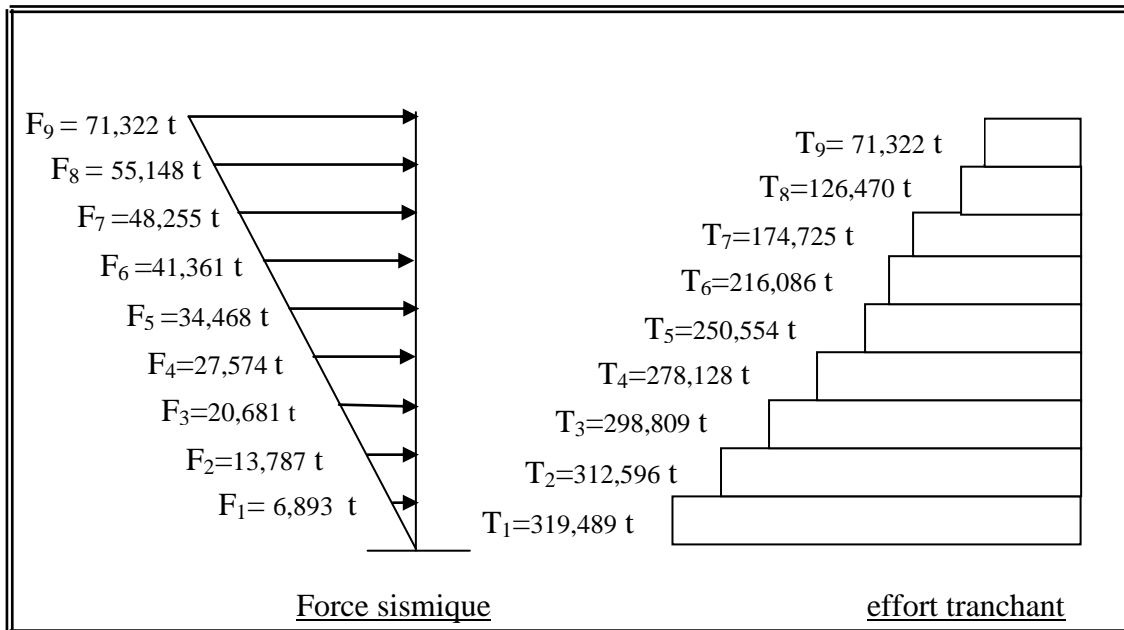


Fig. IV.19. Diagramme des forces sismiques et effort tranchants -Sens Transversal

- Sens Longitudinal

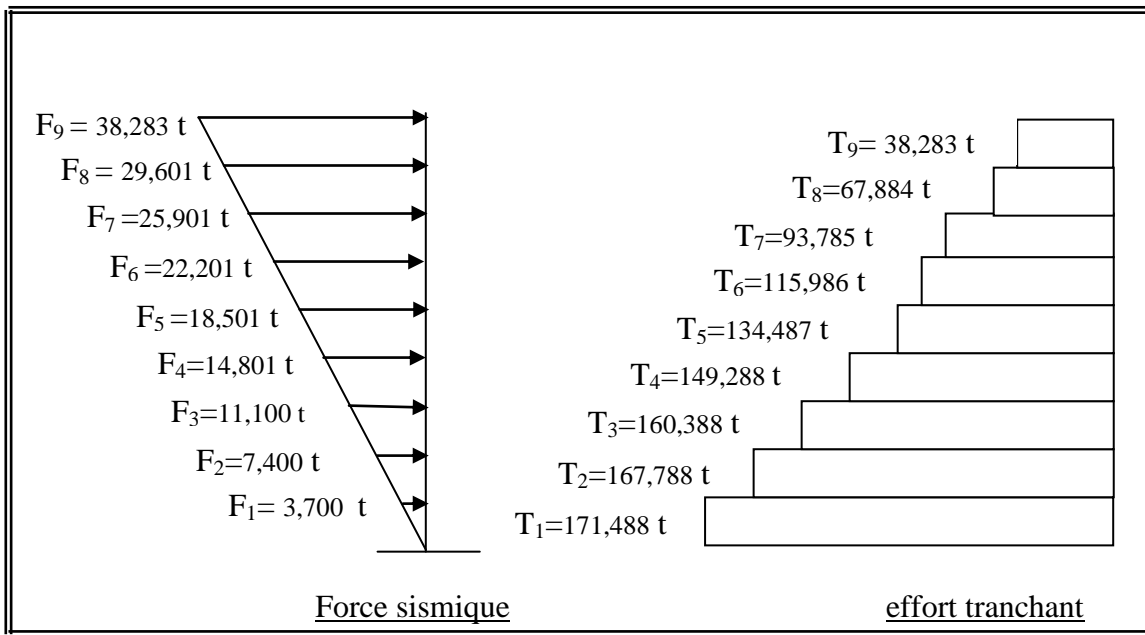


Fig. IV.20. Diagramme des forces sismiques et effort tranchants -Sens Longitudinal



### 6.6 .Stabilité de l'ouvrage au renversement

$$M_{sta} = \sum W_i \cdot b_i.$$

Le moment stabilisant  $M_{sta}$  sera calculé en prenant en compte le poids total équivalant au poids de la construction

$$M_{ren} = \sum F_i \cdot h_i.$$

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

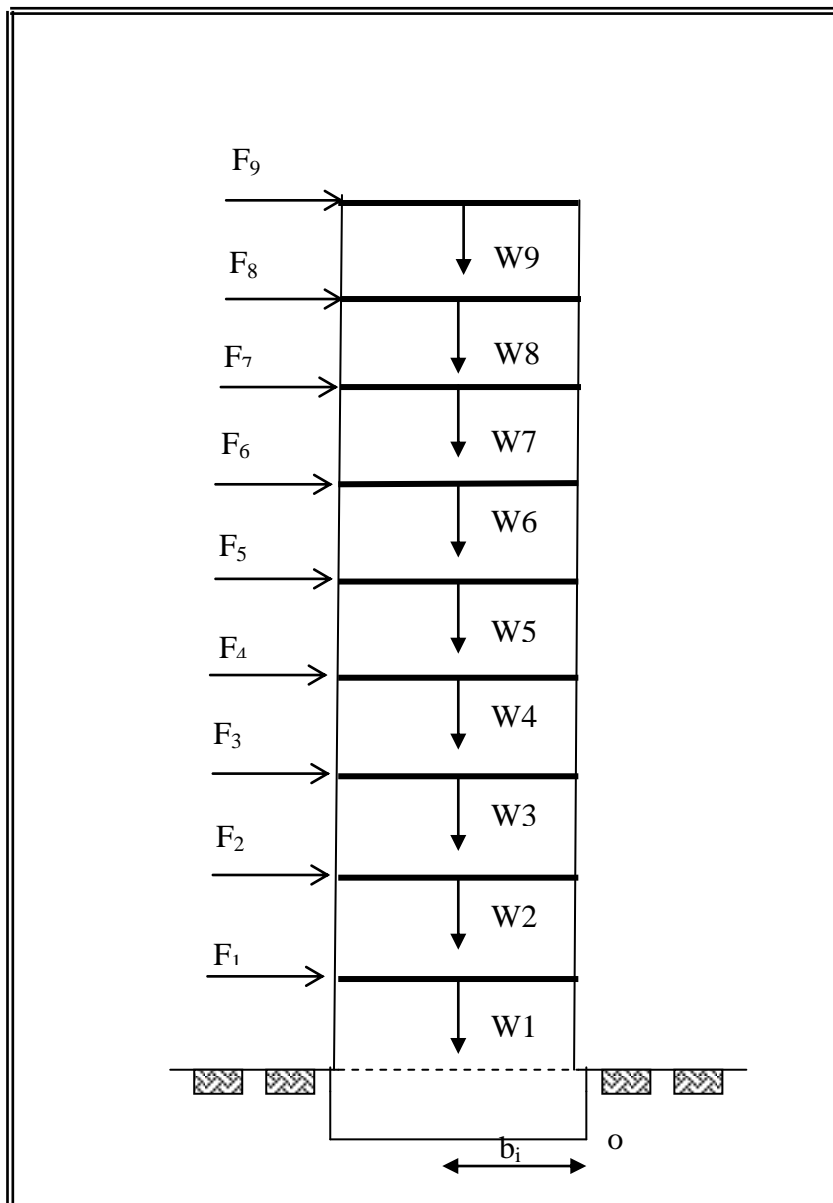


Fig.IV.21. Stabilité de l'ouvrage au renversement

## 1-Sens Transversal

Niveau	$W_i$ (t)	$b_i$ (m)	$M_{sta}$ (t.m)	$F_i$ (t)	$h_i$ (m)	$M_{ren}$ (t.m)
1	375,88921	12,401	4661,4021	6,893	3,06	21,09258
2	375,88921	12,401	4661,4021	13,787	6,12	84,37644
3	375,88921	12,401	4661,4021	20,681	9,18	189,85158
4	375,88921	12,401	4661,4021	27,574	12,24	337,50576
5	375,88921	12,401	4661,4021	34,468	15,3	527,3604
6	375,88921	12,401	4661,4021	41,361	18,36	759,38796
7	375,88921	12,401	4661,4021	48,255	21,42	1033,6221
8	375,88921	12,401	4661,4021	55,148	24,48	1350,023
9	432,11553	12,417	5365,5785	71,322	27,54	1964,2079
$\Sigma$	<b>TOTAL</b>		<b>42656,795</b>			<b>6267,4277</b>

## 2-Sens Longitudinal

Niveau	$W_i$ (t)	$b_i$ (m)	$M_{sta}$ (t.m)	$F_i$ (t)	$h_i$ (m)	$M_{ren}$ (t.m)
1	375,88921	7,751	2913,5173	3,700	3,06	11,322
2	375,88921	7,751	2913,5173	7,400	6,12	45,288
3	375,88921	7,751	2913,5173	11,100	9,18	101,898
4	375,88921	7,751	2913,5173	14,801	12,24	181,16424
5	375,88921	7,751	2913,5173	18,501	15,3	283,0653
6	375,88921	7,751	2913,5173	22,201	18,36	407,61036
7	375,88921	7,751	2913,5173	25,901	21,42	554,79942
8	375,88921	7,751	2913,5173	29,601	24,48	724,63248
9	432,11553	7,697	3325,9932	38,283	27,54	1054,3138
$\Sigma$	<b>TOTAL</b>		<b>26634,131</b>			<b>3364,0936</b>

## 3- Tableau Récapitulatif

$$C_s = M_{sta} / M_{ren} .$$

avec  $C_s$  : coefficient de sécurité .

Sens Longitudinal			Sens Transversal		
$M_{sta}$ (t.m)	$M_{ren}$ (t.m)	$C_s$	$M_{sta}$ (t.m)	$M_{ren}$ (t.m)	$C_s$
42656,795	6267,4277	6,806	26634,131	3364,0936	7,9172

$$C_s > 1,5 .$$

L'ouvrage est donc stable au renversement.

#### 4 -Calcul des déplacements dus aux forces sismiques

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

$$\{F_i\} = [K] \cdot \{\delta_{ek}\} \rightarrow \{\delta_{ek}\} = \{F_i\} \cdot [K]^{-1}$$

$[K]$  : Matrice de rigidité.

$\{F_i\}$  : Vecteur des forces dans le sens considéré.

$R$  : Coefficient de comportement ( $R = 5$ ).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au « k-1 » est égal à :  $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

$$[K] = \begin{pmatrix} K_1+K_2 & -K_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2+K_3 & -K_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3+K_4 & -K_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4+K_5 & -K_5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_5 & K_5+K_6 & -K_6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_6 & K_6+K_7 & -K_7 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_7 & K_7+K_8 & -K_8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_8 & K_8+K_9 & -K_9 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_9 & K_9 \end{pmatrix}$$

$$\{F_{lon}\} = \begin{pmatrix} 3.700 \\ 7.400 \\ 11.100 \\ 14.801 \\ 18.501 \\ 22.201 \\ 25.901 \\ 29.601 \\ 38.283 \end{pmatrix}, \{F_{tran}\} = \begin{pmatrix} 6.893 \\ 13.787 \\ 20.681 \\ 27.574 \\ 34.468 \\ 41.361 \\ 48.255 \\ 55.148 \\ 71.322 \end{pmatrix}, \{\delta_{ek}\} = \begin{pmatrix} \delta_{e1} \\ \delta_{e2} \\ \delta_{e3} \\ \delta_{e4} \\ \delta_{e5} \\ \delta_{e6} \\ \delta_{e7} \\ \delta_{e8} \\ \delta_{e9} \end{pmatrix}$$

Sens	Longitudinal			Transversal		
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)
1	0,00018	0,0009	0,0009	0,00034	0,0017	0,0017
2	0,00036	0,0018	0,0009	0,00067	0,00335	0,00165
3	0,00054	0,0027	0,0009	0,00099	0,00495	0,0016
4	0,00070	0,0035	0,0008	0,00128	0,0064	0,00145
5	0,00084	0,0042	0,0007	0,00155	0,00775	0,00135
6	0,00096	0,0048	0,0006	0,00178	0,0089	0,00115
7	0,00107	0,00535	0,00055	0,00196	0,0098	0,0009
8	0,00114	0,0057	0,00035	0,002	0,01	0,0002
9	0,00118	0,0059	0,0002	0,00217	0,01085	0,00085

### ▪ Déplacement admissible

$$\Delta_{adm} = 1\%h = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m.}$$

Tous les déplacements relatif sont inférieur à  $\Delta_{adm}$ .

$$\Delta_{ki} \leq \Delta_{adm}.$$

### 6.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet p-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$H_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

#### 1-Sens Transversal

Niveau	$P_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)	$\theta_k$ (m)
1	3439,2292	0,0009	319,489	3,06	0,0031
2	3063,34	0,0009	312,596	3,06	0,0029
3	2687,4508	0,0009	298,809	3,06	0,0026
4	2311,5616	0,0008	278,128	3,06	0,0022
5	1935,6724	0,0007	250,554	3,06	0,0018
6	1559,7832	0,0006	216,086	3,06	0,0014
7	1183,894	0,00055	174,725	3,06	0,0012
8	808,00474	0,00035	126,47	3,06	0,0007
9	432,11553	0,0002	71,322	3,06	0,0004

**2-Sens longitudinal**

Niveau	$P_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\theta_k$ (m)
1	3439,2292	0,0017	188,859	3,06	0,0111
2	3063,34	0,00165	178,763	3,06	0,0098
3	2687,4508	0,0016	161,992	3,06	0,0088
4	2311,5616	0,00145	142,731	3,06	0,0073
5	1935,6724	0,00135	122,818	3,06	0,0063
6	1559,7832	0,00115	101,946	3,06	0,0050
7	1183,894	0,0009	80,34	3,06	0,0037
8	808,00474	0,0002	57,913	3,06	0,0008
9	432,11553	0,00085	32,738	3,06	0,0031

# *Chapitre V*

## *Ferraillage des éléments porteurs*

## V. Ferrailage des éléments porteurs

### V.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.

### V.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**

$$1,35G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

#### • 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 :

$$\text{À l'ELU : } 1,35G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99 V2003})$$

$$0,8 G \pm E$$

#### Sachant que :

• La combinaison **(0.8G ± E)** donne un effort normal minimum et un moment correspondant ( $N_{\min}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- Les poutres :

$$\text{À l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99 v2003})$$

$$0,8G \pm E$$

- La combinaison (G + Q ±E) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage 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 ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif.

- Les voiles :

G + Q ± E .....(RPA99v2003)

0.8G ± E

### V.3. Ferrailage des éléments porteurs :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

#### V.3.1. Ferrailage 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 ferrailage :

Une section soumise à la flexion composées 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

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)

(A)



**- Le Moment fictif :**

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

**- Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL :**

-ELU : 1,35G + 1,5 Q

-EL.S : G + Q

- **Selon le RPA99 :**

- G + Q ± E (M<sub>max</sub> → N<sub>corr</sub>)

- 0,8 G ± E (N<sub>min</sub> → M<sub>corr</sub>)

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

**- Recommandation de (RPA 2003)**

1/ Pourcentage minimal (zone II) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 4 % en zone courante.

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 II).

**- Armatures transversales**

➤ **BAEL91 : (art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} )$

3/ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

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)**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_c$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_c = 235\text{MPa}$ ).

$\rho_a$  : 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 :  $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_l$

$\phi_l$  : 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**

-  $G + Q \pm E$  ..... (5-1)

-  $0.8 G \pm E$  ..... (5-2)

D'après le **BAEL 91** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N^{\max}$  :  $M^{\text{correspondant}}$

$N^{\min}$  :  $M^{\text{correspondant}}$

$M^{\max}$  :  $N^{\text{correspondant}}$

**Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC (dimension 50×50) :

$c = c' = 4\text{cm}$ ;  $s = 50 \times 50(\text{cm})$ ; acier  $F_e E400$ ;  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2\text{ Mpa}$ ;  $L = 3.06\text{m}$  : hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q±E		0,8G+E		ELS	
$N_{MAX}$	$M_{COR}$	$M_{MAX}$	$N_{COR}$	$N_{MIN}$	$M_{COR}$	$N_{MAX}$	$M_{COR}$
(KN)	(KN.M)	(KN.M)	(KN)	(KN)	(KN.M)	(KN)	(KN.M)
2477.94	53.41	113.07	1253.48	13.67	33.28	1802.74	38.82

**-Ferrailage longitudinal :****❖ (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

$$e_a = \max \left( 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224\text{cm}$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{53.41}{2477.94} = 0.021\text{m} = 2.12\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 2.12 = 4.12\text{cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si  $l_f / h < \max(15 ; 20.e_1 / h)$

$l$  : hauteur totale du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$h$  : longueur de section de poteau ( $50 \times 50$ )  $\text{cm}^2 \Rightarrow h=b=50\text{cm}$

$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$

$$\frac{2.142}{0.50} = 4.285 < \max(15 ; 0.269)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \phi : \text{généralement on prend } \phi=2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \frac{2.142}{0.50} = 14.82$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{14.82}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} (2 + 2 \times 0.82) = 0.01 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.12 + 1 = 5.12$$

$$e = 5.12 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 2477.94 \times 0.0512 = 126.87 \text{ KN.m.}$$

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 2477.94 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 126.87 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 50 \times 50 \times 14.2 = 483155 \text{ N.m}$$

$$A = 483.155 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 126.87 + 2477.94 \left( 0.46 - \frac{0.50}{2} \right) = 647.24 \text{ KN.m.}$$

$$B = 2477.94 (0.46 - 0.04) - 647.24 = 393.49 \text{ KN.m.}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{647240}{14.2 \times 50 \times 46^2} = 0.422$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.756; \beta = 0.697)$$

$$M_{u1} = 0.8 \times \alpha \times b \times d^2 \times f_{bu} \times \beta = 633.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 13.38 \text{ KN.m}$$

$$A_f = \frac{M_{u1}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} + \frac{M_{u2}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot (d - d')} = \frac{633860}{348 \times 0.697 \times 46} + \frac{13380}{348 \times 0.697 \times 42}$$

$$A_f = 58.12 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 58.12 - \frac{2477940}{100 \times 348} = -13.08 \text{ cm}^2$$

❖ (G + Q ± E):

$$M_{\text{MAX}} = 113.07 \text{ KN.m}; N_{\text{cor}} = 1253.48 \text{ KN}.$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{113.07}{1253.48} = 0.09 \text{ m} = 9 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 9 = 11 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} (2 + 2 \times 0.82) = 0.01 \text{ m}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 11 + 1 = 12$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$M_{\text{max}} = 113.07 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1253.48 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{corr}} \cdot e_t = 1253.48 \times 0.12 = 150.42 \text{ KN.m}.$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 1253.48 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 150.42 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 50 \times 50 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 629.46 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 150.42 + 1253.48 \left( 0.46 - \frac{0.50}{2} \right) = 413.65 \text{ KN.m.}$$

$$B = 1253.48 (0.46 - 0.04) - 413.65 = 112.81 \text{ KN.m.}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b.d^2} = \frac{413650}{18.5 \times 50 \times 46^2} = 0.211$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.300; \beta = 0.880)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{413650}{400 \times 0.880 \times 46} = 25.55 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25.55 - \frac{1253480}{100 \times 400} = -5.79 \text{ cm}^2$$

❖ **(0,8G+E):**

$$N_{\text{min}} = 13.67 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 33.28 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{33.28}{13.67} = 2.43 \text{ m} = 243 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 243 = 245 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} (2 + 2 \times 0.82) = 0.01 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 245 + 1 = 246$$

$$e = 246 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 13.67 \times 2.46 = 33.63 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 13.67 \text{ KN}; M_{\text{corrigé}} = 33.63 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 50 \times 50 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 629.46 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 33.63 + 13.67 \left( 0.46 - \frac{0.50}{2} \right) = 36.50 \text{ KN.m.}$$

$$B = 13.67 (0.46 - 0.04) - 36.50 = -30.76 \text{ KN.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b.d^2} = \frac{36500}{18.5 \times 50 \times 46^2} = 0.0186$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.023; \beta = 0.990)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{36500}{400 \times 0.990 \times 46} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2 - \frac{36500}{100 \times 400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

#### - Vérification des sections : RPA (99ver2003)

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (h \times b) = 0.008(50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}$$

#### - Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23 d.b. \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 46 \times 50 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA20+4HA16=20.60cm

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	-13.08	20	2.78	4HA20+4HA16 =20.60cm <sup>2</sup>
G+Q+E	-5.79			
0.8G+E	-1.09			

### - 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.

$N_{ser}=1802.74 \text{ KN}$ ;  $M_{ser}=38.82 \text{ KN.m}$ .

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{38.82}{1802.74} = 0.021 \text{ m} \quad e_0 = 0.021 < \frac{h}{6} = \frac{0.50}{6} = 0.083$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 50 + 15(20.60) = 2809 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$= \frac{1}{2809} \left[ \frac{50 \times 50^2}{2} + 15(10.30 \times 4 + 10.30 \times 46) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

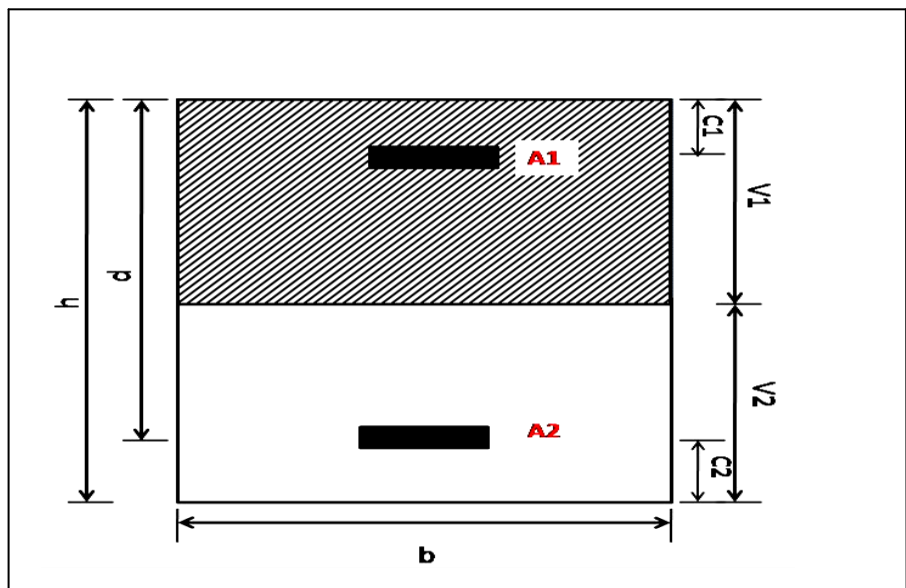


Fig.V.01.section de poteau.



$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3}(25^3 + 25^3) + 15[10.30(25-4)^2 + 10.30(25-4)^2] = 65710233 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 38.82 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1802740}{100 \times 2809} = 6.42 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{38820}{65710233} = 0.059$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.42 + 0.059 \times 25 = 7.897 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 7.897 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.42 + 0.047(25 - 4)] = 111.10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6.42 - 0.047(46 - 25)] = 81.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 111.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 81.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

#### - Armatures transversales

#### - 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 .

$$V_{\max} = 82.61 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{82.61 \times 10^3}{500 \times 460} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,36 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

**-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 effort tranchants.

$\rho_a = 3.75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$\rho_a = 2.5$  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 ( $l_f = 0.7 \times L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right) \lambda_g = (4.284) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ ..... En zone II **RPA99/ver2003.[ Art .7.4.2.2]**

en prend  $t = 10 \text{ cm}$

❖ La zone courante : ( $S_t \leq 15\phi_l$ )..... En zone II **RPA99/ver2003.[ Art .7.4.2.2]**

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

-En prend  $S_t = 12 \text{ cm}$  dans la zone courante.

-Alors :

**en zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 82610 \times 0.10}{50 \times 400} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.55 \text{ cm}^2$$

en zone courant

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 82610 \times 0.12}{50 \times 400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit (2 cadre HA8)} = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Vérification des cadres des armatures minimales :

• **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale  $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.50 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant :  $t = 12 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 50 = 1.80 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  Condition Vérifiée

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$  Condition Vérifier

- 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>mbr</sup> des barres	$A_{adapt}$ (cm <sup>2</sup> )
50x50	20	4HA20+4HA16	20.60

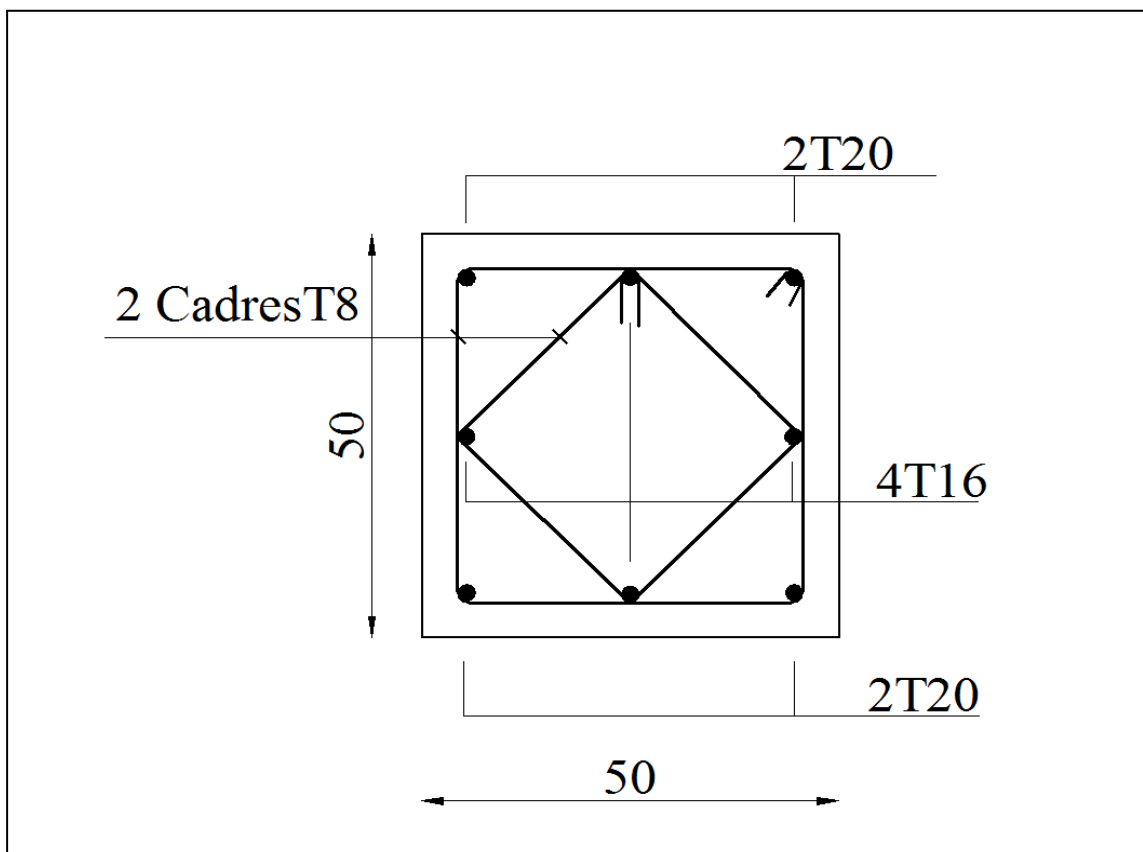


Fig.V.02.Coupe de ferrailage de section de poteau.

### V.3.2. ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrailage 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 :**

$G + Q \pm E$ ..... sur appui

$0.8G \pm E$ .....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 :

-  $40\phi$  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 :**

$S = 30 \times 50 \text{ cm}^2$ .

$\phi \geq \frac{h}{10}$  ,  $\phi \geq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$ ,  $c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$   $c \geq 1 + \frac{5}{2} = 3.5 \text{ cm}$

$C = 3.5 \text{ cm}$

- Pour les poutres secondaires (chinages)

$$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2.$$

$$\emptyset \geq \frac{h}{10}, \emptyset \geq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\emptyset}{2} \quad c \geq 1 + \frac{40}{2} = 3 \text{ cm}$$

$$C = 3.5 \text{ cm}$$

$$f_{su} = f_e E = 400 \text{ Mpa.}$$

- Vérifications nécessaires pour les poutres :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 46,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,68 \text{ cm}^2 \dots \text{ Poutre principale}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 36,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,32 \text{ cm}^2 \dots \text{ Poutre principale}$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

**Selon BAEL91 :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad \text{(BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 50 \times 30 = 1,50 \text{ cm}^2 \dots \text{ poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2 \dots \text{ poutre secondaire}$$

**Selon PPA99/2003 :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times b \times h \quad \text{(art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 50 = 7,50 \text{ cm}^2 \dots \text{ pour la poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2 \dots \text{ pour la poutre secondaire}$$

- calcul le ferrailage:

**-En Travée**

**E.L.U :** Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	M	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$
<b>Poutre principale</b>	79590	0.026	0.392	0.0328	0.987	4.98
<b>Poutre secondaire</b>	28160	0.0496	0.392	0.0636	0.974	2.28

**E.L.S** : Combinaison (G + Q).

	$M_U$	$M_{ser}$ (N.m)	$\alpha$	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>Poutre principale</b>	79590	58180	0.0328	1.37	0.440	vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	28160	20520	0.0388	1.33	0.440	Vérifiée

**Tableau Récapitulatif**

	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPa}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ cm <sup>2</sup>	$A_{max}$	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	4.98	1.68	7.5	1.50	7.5	3T12+3T14=8.01
<b>Poutre secondaire</b>	2.28	1.32	6	1.20	6	3T12+3T12=6.79

### Sur Appuis

**-Combinaison (G + Q + E).**

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	139120	0.151	0.392	0.206	0.918	9.36
<b>Poutre secondaire</b>	88850	0.1156	0.392	0.154	0.938	7.46

**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> )	$A_{max}$	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	9.36	1.50	3.75	1.5	9.36	3T12+3T16= 9.42
<b>Poutre secondaire</b>	7.46	1.32	3	1.20	7.46	3T12+3T14=8.01

**Vérification de la flèche** : BAEL91 (art. B.6.5.1)

**-Les Poutres Principales**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0854 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots cv$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00538 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0854 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots cv$$

**-Les Poutres Secondaires**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0930 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 27} = 0.00743 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0930 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots \text{cv}$$

**• 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.

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

**• Poutre principale :**

$$V_u^{\max} = 174.12 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{174120}{300 \times 465} = 1.25 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

**• Poutre secondaire :**

$$V_u^{\max} = 66.13 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{66130}{300 \times 365} = 0.60 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

**- Disposition constructives :****• En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \rightarrow s_t = 10 \text{ cm}$$

**• En zone courante**

$$s_t \leq \frac{h}{2} \begin{cases} s_{t1} = 50/2 = 25 \text{ cm} \\ s_{t2} = 40/2 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$



$$s_t \leq \min\{0.9d; 40cm\} \begin{cases} s_{t1} \leq \min\{41.8; 40\}cm \\ s_{t2} \leq \min\{32.5; 40\}cm \end{cases}$$

$$\rightarrow s_{t1} = s_{t2} = 12 \text{ cm}$$

### • Les armatures transversales

#### ➤ Les Poutres Principale et Poutres Secondaires

- En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi; 30cm) = 10 \text{ cm.}$$

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

$h$ : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(32.85cm; 40cm) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Section minimale des armatures transversales:** BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 12}{400} = 0.36 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.90 = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

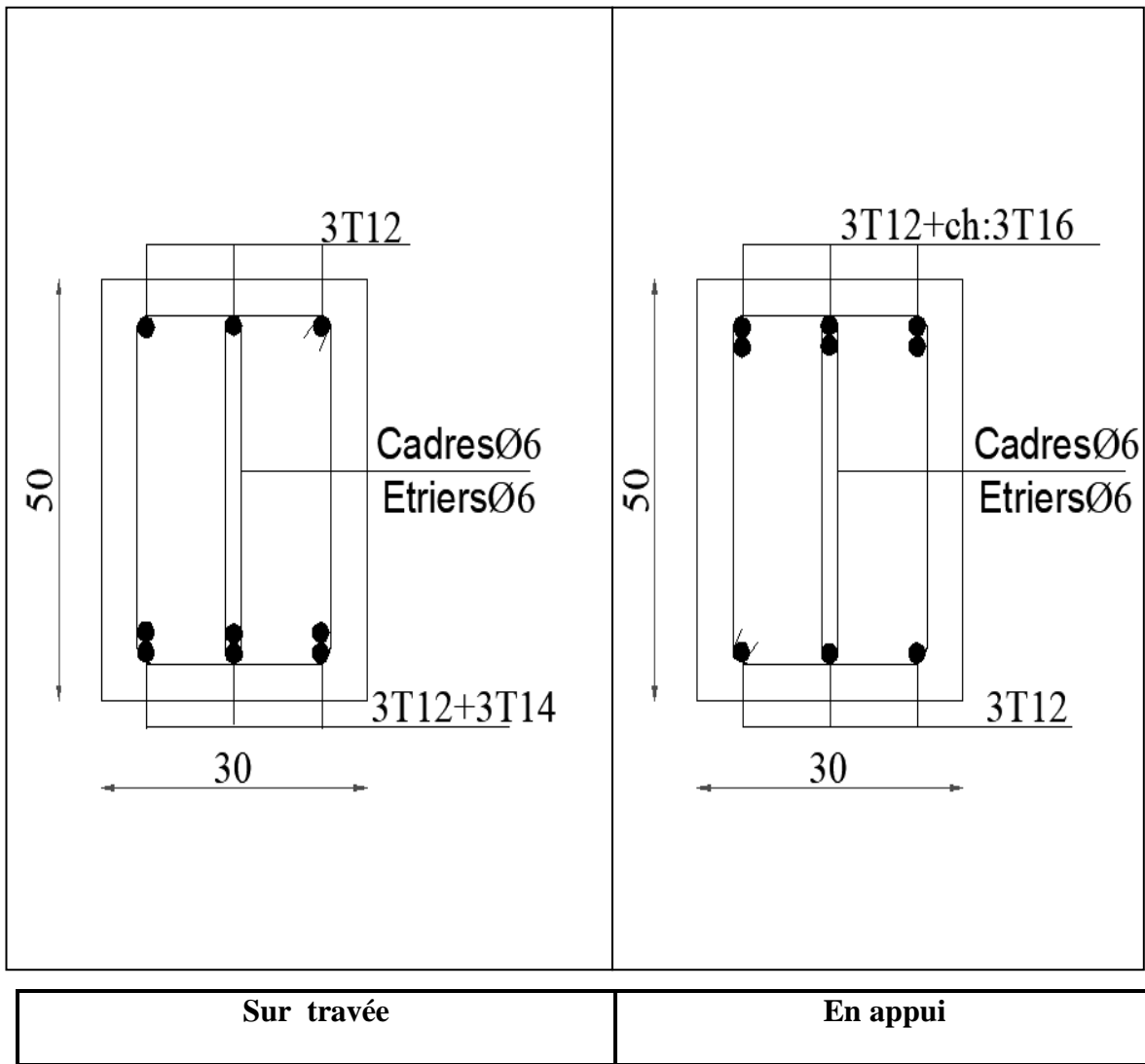


Fig.V.03. Ferraillage de la poutre principale.

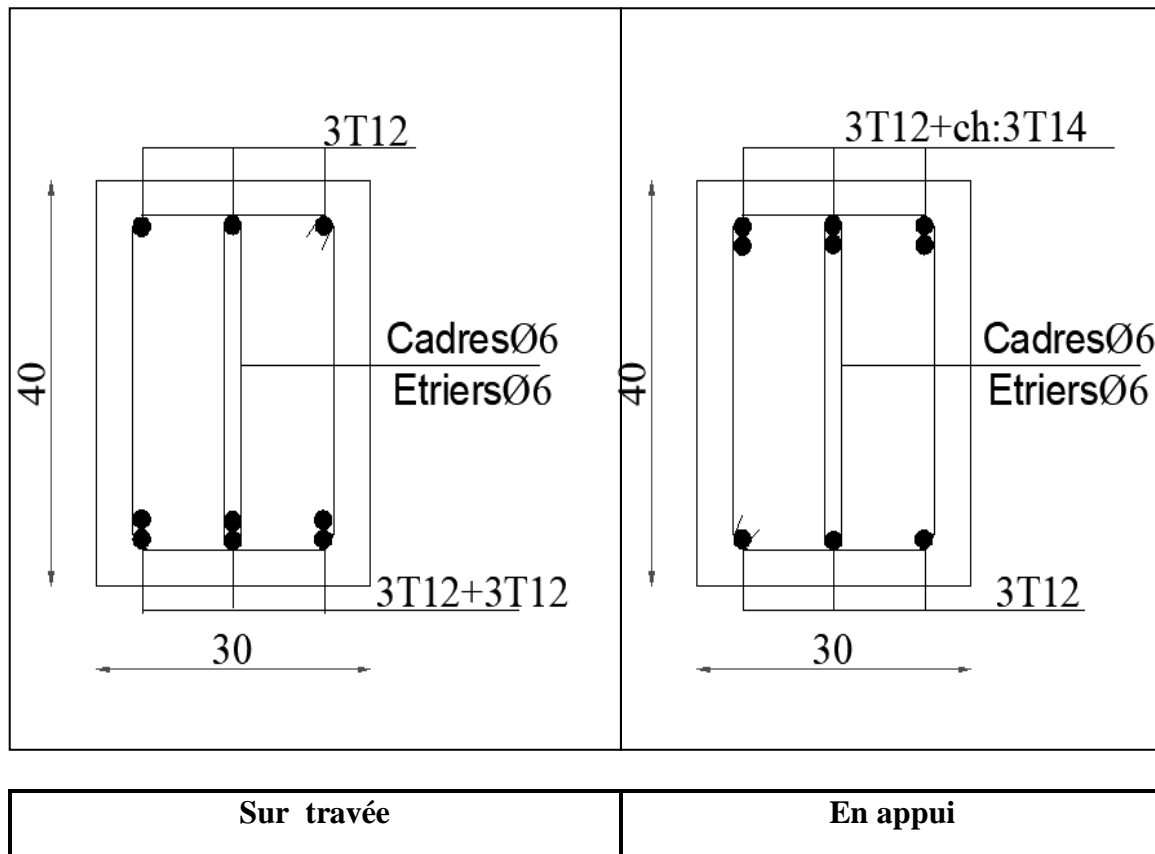


Fig. V.04. Ferrailage de la poutre secondaire.

#### V.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 munis 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 à 0.15%.
- En zone courante égale à 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  $45^\circ$  engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  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 dépassé  $1/10$ 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 transversals

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 :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

### -Etapas de calcul :

#### - Détermination de la nature de la section :

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ ).

-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 :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

**-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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$\text{Avec: } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰} \quad A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec: } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

- faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \circ \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \circ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

$$\diamond 1^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond 2^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h.$$

$$\diamond 3^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \quad (\text{en zone courante})$$

#### 4.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$\bullet \mathbf{N} = \mathbf{0,8 N_G} \pm \mathbf{N_E}$$

$$\bullet \mathbf{M} = \mathbf{0,8 M_G} \pm \mathbf{M_E}$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$\bullet \mathbf{N} = \mathbf{N_G} + \mathbf{N_Q} \pm \mathbf{N_E}$$

$$\bullet \mathbf{M} = \mathbf{M_G} + \mathbf{M_Q} \pm \mathbf{M_E}$$

#### 4.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$\bullet N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$\bullet M = 0,8M_g + M_e$$

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 :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

#### 4.5.exemple de Calcul:

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Fig. V.05.disposition des voiles.

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 ( $L=2.5m$ )

G+Q+ E

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	458,19	837,43	932,66

$$\rightarrow M_{max} = 932,66 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 837,43 \text{ KN}$$



$$h = 3.15 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3.1 \text{ m} ; a = 0.18 \text{ m}$$

Determination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{932,66}{837,43} = 1.11 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 315 - 0.81 \times 5) \times 18 \times 315 \times 14.2$$

$$A = 8474.50 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 932.66 + 837.43 \times (3.1 - \frac{3.15}{2}) = 2209.74 \text{ KN.m}$$

$$B = 837.43(3.1 - 0.05) - 2209.74 = 344.42 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**-Verification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.11}{3.15} = 7.05$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{3.15} = 0.486$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \{15 ; 7.05\} \rightarrow \text{(C.V)}$$

**4.6. Calcul de ferrailage :**

**-Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2209.74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2209.74 \times 10^3}{18.5 \times 18 \times 310^2} = 0.069$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.0895; \beta = 0.9642)$$

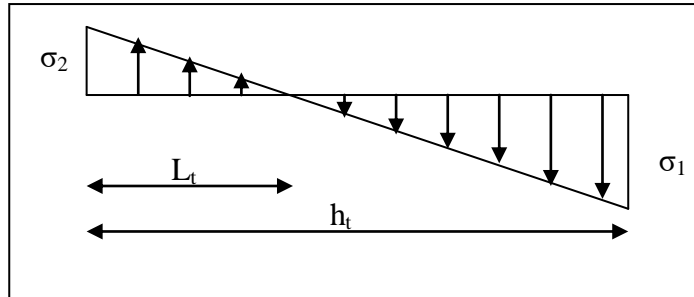
$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{2209.74 \times 10^3}{400 \times 0.9642 \times 310} = 18.48 \text{ cm}^2$$

**-Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{Cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 18.48 - \frac{837,43 \times 10^3}{100 \times 400} = -2.45 \text{ cm}^2$$

**-L'armature verticale minimale:**

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{837,43 \times 10^3}{180 \times 3150} + \frac{6 \times 932.66 \times 10^6}{180 \times (3150)^2} = 4.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{837,43 \times 10^3}{180 \times 3150} - \frac{6 \times 932.66 \times 10^6}{180 \times (3150)^2} = -1.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.834 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 83.4 \times 18 = 3.00 \text{ cm}^2$$

**-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit**

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 18 \times 315 = 8.50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

**Résultats final :**

$$\text{Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend } A = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_{hor} = 4\phi 10 = 4.02 \text{ cm}^2 / ml$$

**En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$h' = 315 - 2 \times 83.4 = 148.2 \text{ cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 b h' = 0.001 \times 18 \times (148.2) = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 3.00 + 2.67 = 8.67 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}^g = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_{\text{hor}} = 10\phi 10 = 7.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**-L'espacement:**

**d'après (RPA99 version 2003).art.7.7.4.1.**

$$S < \min(1.5.a ; 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 18 ; 30\text{cm})$$

On prendre :  $S=20\text{cm}$

**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 :  $D=10 \text{ cm}$

**-Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 458,19 \times 10^3}{180 \times 3100} = 1.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

a : épaisseur du voile ( $a = 18 \text{ cm}$ )

h : longueur totale de la section tout ( $h = 315 \text{ cm}$ )

**-Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

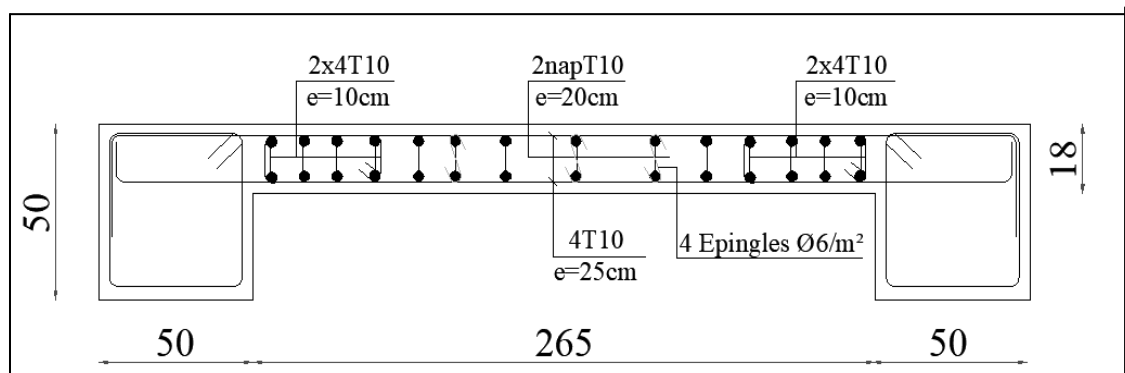
**Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 18 \times 100 = 2.70 \text{ cm}^2$$

**En zone courante:**

$$A_{\text{min}}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 18 \times 100 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_{\text{hor}} = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



**Fig.V.06.** Ferrailage de la voile.

# *Chapitre VI*

## *Etude de l'infrastructure*

## VI. Etude des l'infrastructure

### VI .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 :

#### 1. 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.

#### 2. Fondations profondes

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autre éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

#### 3 .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 effectuées au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à 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 :
  - ☞ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrine.
  - ☞ Jouer le rôle d'Appuis.
  - ☞ Assurer la liaison.
  - ☞ Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

### VI.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.

$$\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bars.}$$

#### 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 :

⇨ (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.

### 3.3.4. Justification

$$\text{Si } \frac{S_{\text{semelle}}^{\text{total}}}{S^{\text{total}}} \geq 50\% \quad (\text{Radier général})$$

$$P_{\text{ser}}(\text{max}) = G+Q = 1802.74 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars.}$$

$$N = \text{Nombre de poteaux au niveau de étage} = 32.$$

**-Surface de semelle ( $S_{\text{semelle}}$ ):**

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}}(\text{max})}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{1802.74 \times 10^{-3}}{0.17} = 10.60 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = A \times B \quad (\text{semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 10.60 \Rightarrow A = 3.25 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} = N \times S = 32 \times 8.65 = 339.20 \text{ m}^2$$

**-Surface du bâtiment total :**

$$S^{\text{total}} = L_x \times L_y = 24.90 \times 15.36 = 382.46 \text{ m}^2$$

$$\frac{339.20}{382.46} \times 100\% = 89\% > 50\% \quad (\text{Radier général})$$

## VI.3 : Calcul le Radier

Un radier est défini 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 :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h_r$  : Épaisseur du radier.

$L_{\max}$  : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 315 \text{ cm} \Rightarrow 39.375 \text{ cm} \leq h_r \leq 63.00 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

##### • Sous poteaux

#### -La dalle

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.36}{20} = 22.75 \text{ cm}$$

Avec :  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

##### • la nervure : $b = 55 \text{ cm}$

#### 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.  $L_{\max} = 5.36 \text{ m}$ .

$L_e$  : Longueur élastique.

$E$  : Le module de Young ;  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

$I$  : Inertie de la section de radier. ( $b = 1 \text{ m}$ )

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MN/m}^3$

$b$  : Largeur du radier (bande de 1 mètre).



$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; K=4000t/m^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.36^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.797 \text{ m}$$

### Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 80 \text{ cm}$  pour les nervure.

$h = 50 \text{ cm}$  pour le radier.

$b = 55 \text{ cm}$

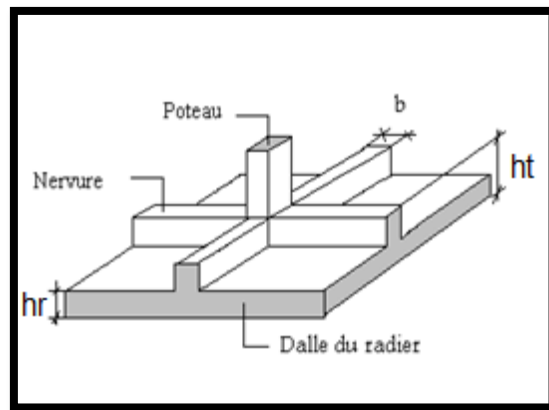


Figure VI.01. Semelle de radier nervuré.

### Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.028}{4000 \times 1}} = 3.42m > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} = 3.41m \dots (cv)$$

### 3.3.3 /Calcul de la surface minimale du radier:

#### Détermination des efforts

ELU:  $N_u = 55359,77 \text{ KN}$

ELS:  $N_s = 40462,04 \text{ KN}$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{40462,04}{170} = 238.01m^2$$

$$S_{bâtiment} = 382.46 \text{ m}^2 > S_{rad} = 238.01 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

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.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_x$ : longueur en plan (24.90 m).

$L_y$ : largeur en plan (15.36 m).

#### Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0.5\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend  $D = 0.4 \text{ m}$  alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 382.46 + 0.4 \times 2 \times (24.90 + 15.36) = 414.67 \text{ m}^2$$

#### -Poids du radier

$$G = (414.67 \times 0.8 \times 25) = 8293.40 \text{ KN}$$

#### -Combinaison d'action

$$N_u = 55359.77 + 1.35 (8293.40) = 66555.86 \text{ KN}$$

$$N_s = 40462.04 + 8293.40 = 48755.44 \text{ KN}$$

### VI.4.Vérifications de radier

#### 4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{66555.86 \times 1}{414.67} \cdot \frac{5.36}{2} = 430.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{430.15 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.95 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 4.2/Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$ : Charge revenant plus chargé.

$\mu_c$ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

**Vérification pour les Voiles :** Le voile et le plus sollicitée et avec  $e=18$  cm.

$$\mu_c = 2 \times (0.18 + 3.15 + (2 \times 0.80)) = 9.86 \text{ m}$$

$$N_u = 1644.80 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 5916.00 \text{ KN} \quad (\text{C.V})$$

**Vérification pour les Poteau :** Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.5 + (2 \times 0.80)) = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u = 2477.94 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3120 \text{ KN} \quad (\text{C.V})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

#### 4.3/Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 414.67 = 11196,09 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = NG + G<sub>radier</sub>

$\alpha$  : 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=1.8 m)

G<sub>T</sub> = Poids total du bâtiment+ Poids des radier+ $\gamma_{sol}$

$$G_T = 35555.26 + 8293,40 = 43848.66 \text{ KN} > 11196,09 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

#### 4.4/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/version 2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultatne des charges verticales.}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	44255,48	42755,92
M(KN.m)	1065,74	1890,56
e(m)	0.024	0.044
L/4(m)	6.32	3.94
Condition	vérifier	vérifier

• Les moments d'inertie suivant les deux directions sont

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 8252.92 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 21268.48 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

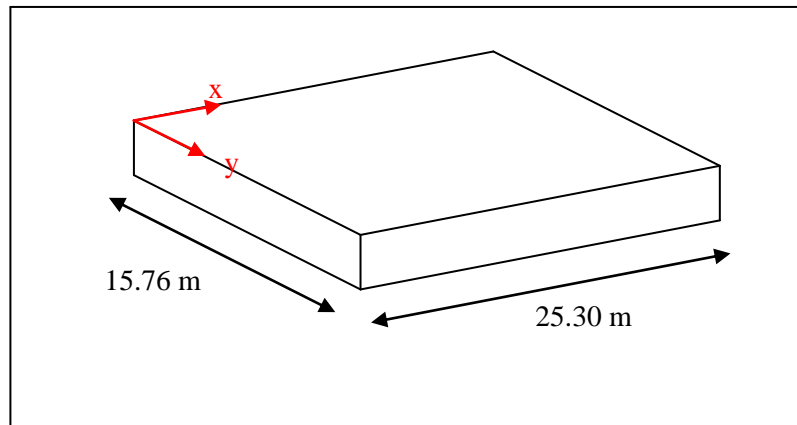


Fig.VI.02.schéma de radier.

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite du bâtiment	ex	ey
$x_g$	12.65	12.40	0.25	
$y_g$	7.88	7.75		0.13

#### 4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} ; \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \times \sigma_{adm} = 1.5 \times 170 = 255 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 12.65 \text{ m}, Y_g = 7.88 \text{ m}$$

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
<b>X-X</b>	8252.92	44255,48	1065,74	414.67
<b>Y-Y</b>	21268.48	42755,92	1890,56	414.67

	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \leq$ $\bar{\sigma}_{sol}$
<b>X-X</b>	108.36	105.09	107.54	255	C.V
<b>Y-Y</b>	103.81	102.41	103.46	255	C.V

#### VI.5. Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage 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 :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- 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	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

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
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$
$q_u = 55359,77/ 414,67$	$q_{ser} = 40462,04/ 414,67$
$q_u = 133.50 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 97.58 \text{ KN/m}^2$

• **Ferrailage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du  $(5.36 \times 4.10) \text{ m}^2$ .

⇒ Panneau de rive.

■ **l'ELU** :  $v = 0$  ;  $q_u = 152.70 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 4.10/5.36 = 0.76 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0610$$

$$\mu_y = 0.525$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0610 \times 133.50 \times 4,10^2 = 136.89 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.525 \times 136.89 = 71.87 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 136.89 = 116.36 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 71.87 = 61.09 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 136.89 = 41.07 \text{ KN.m/ml.}$$

• Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (KN ×m)</b>	41.07	116.36	41.07	61.09
<b>μ</b>	0.0160	0.0454	0.0206	0.0306
<b>μ&lt;μ<sub>L</sub></b>	CV	CV	CV	CV
<b>α</b>	0.020	0.058	0.026	0.039
<b>β</b>	0.992	0.977	0.990	0.984
<b>σ<sub>s</sub></b>	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	2.80	8.05	3.18	4.76
<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.13	5.13	5	5
<b>Choix des barres/ml</b>	6HA12	6HA14	5HA12	5HA12
<b>As<sub>corres</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.79	9.24	5.65	5.65
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	25	25

■ **P'ELS** :  $v = 0.2$  ;  $q_s = 97.58$  KN/m

$\alpha = 4.10/5.36 = 0.76 > 0.4 \Rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91( Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0674$$

$$\mu_y = 0,657$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 110.56 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 72.64 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 93.98 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 61.74 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 33.17 \text{ KN.m/ml.}$$



- Calcul des armatures:

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mser (KN.m)</b>	33.17	93.98	33.17	61.74
<b><math>\mu</math></b>	0.0122	0.0347	0.0157	0.0293
<b><math>\mu &lt; \mu_L</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b><math>\sigma_{bc}</math>(MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\alpha</math></b>	0.015	0.0441	0.0198	0.0371
<b><math>\beta</math></b>	0.994	0.982	0.992	0.985
<b><math>\sigma_{st}</math>(MPa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3.89	11.16	4.42	8.29
<b>As<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.13	5.13	5	5
<b>choix des barres/ml</b>	6HA12	6HA16	6HA12	6HA14
<b>As<sub>corr</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.79	12.06	6.79	9.24
<b>Espacement cm</b>	20	20	20	20

**-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{133.50 \times 5.36 \times 4.10}{2(5.36) + 4.10} = 197.96KN$$

$$\tau_u = \frac{197.96 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0.360Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.360 < [\bar{\tau}_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

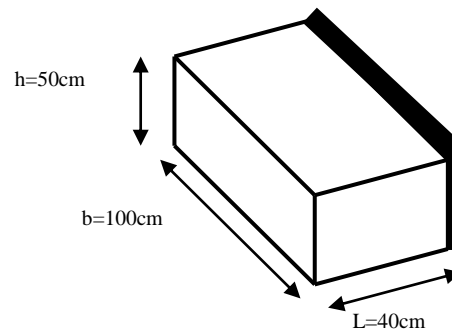
• Etude de débord du radier :

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.

$h = 0.50m$

$b = 1m$

$d = 0.9 h = 0.45m$



• Présentation schématique :

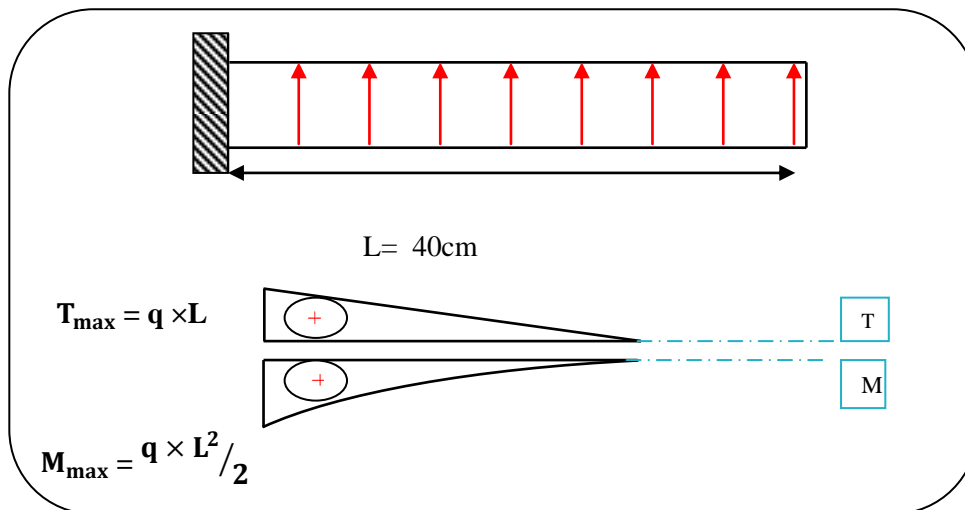


Fig.VI.03.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ L'ELU :

$M_{max} = q_u \times L^2 / 2 = 133.50 \times (0.4)^2 / 2 = 10.68 \text{ KN.m.}$

■ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$M_{max} = q_{ser} \times L^2 / 2 = 97.58 \times (0.4)^2 / 2 = 7.81 \text{ KN.m}$

	$M_{max}$	$M$	$\alpha$	$\beta$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{Adop}$ ( $cm^2$ )	Section adoptée
ELU	10.68	0.004	0.005	0.998	0.72	5.13	5.65	5HA12
ELS	7.81	0.003	0.004	0.999	0.53	5.13	5.65	5HA12

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28}$$

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

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h = 0,45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 133,5 \times 0,4 = 53,40 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{53,40 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,12 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**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 encastrees.

$$h = 80 \text{ cm} \quad , \quad d = 75 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad , \quad c = 5 \text{ cm}$$

-Sens X-X

▪ ELU

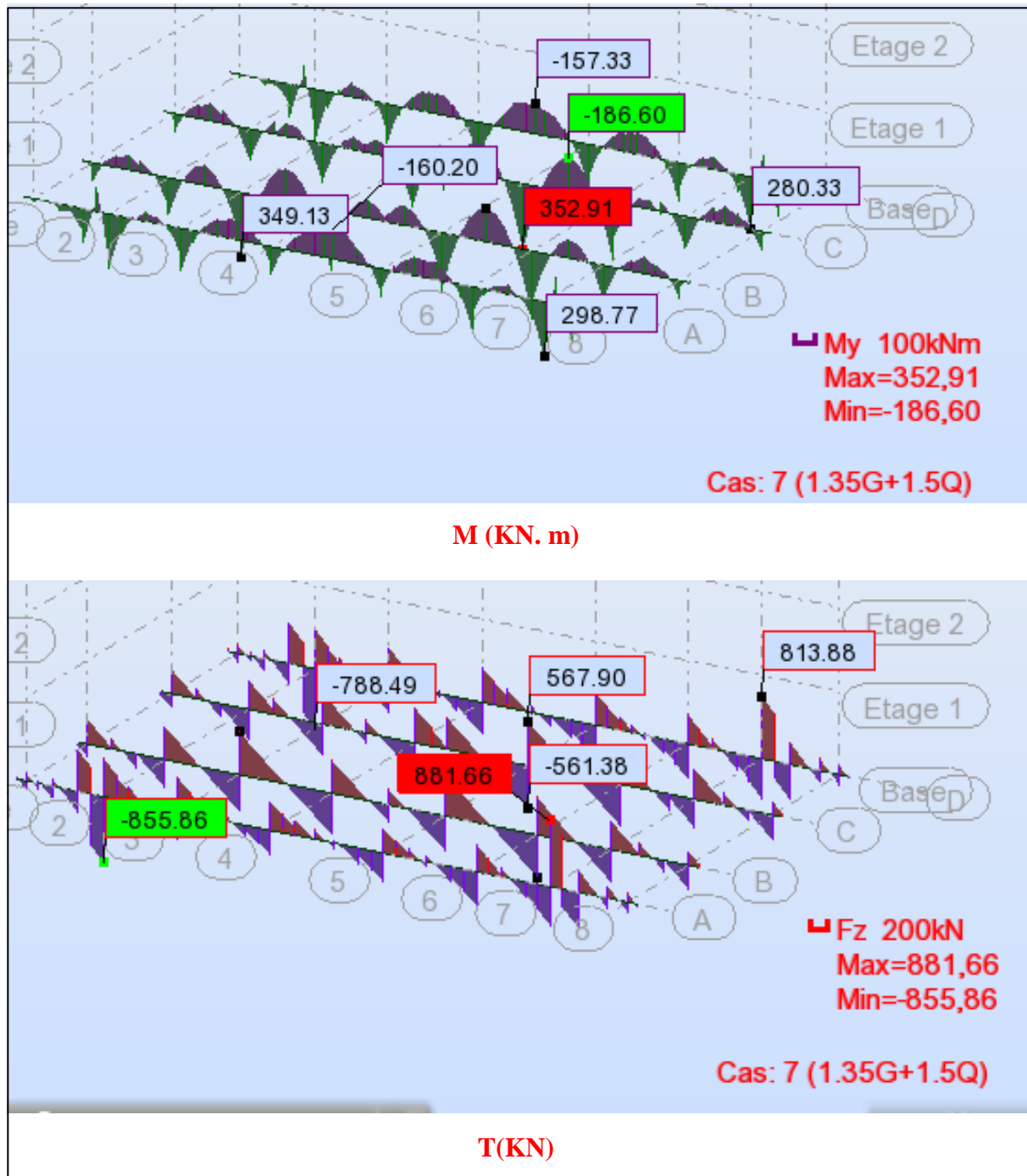


Fig.VI.04.sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).

▪ ELS

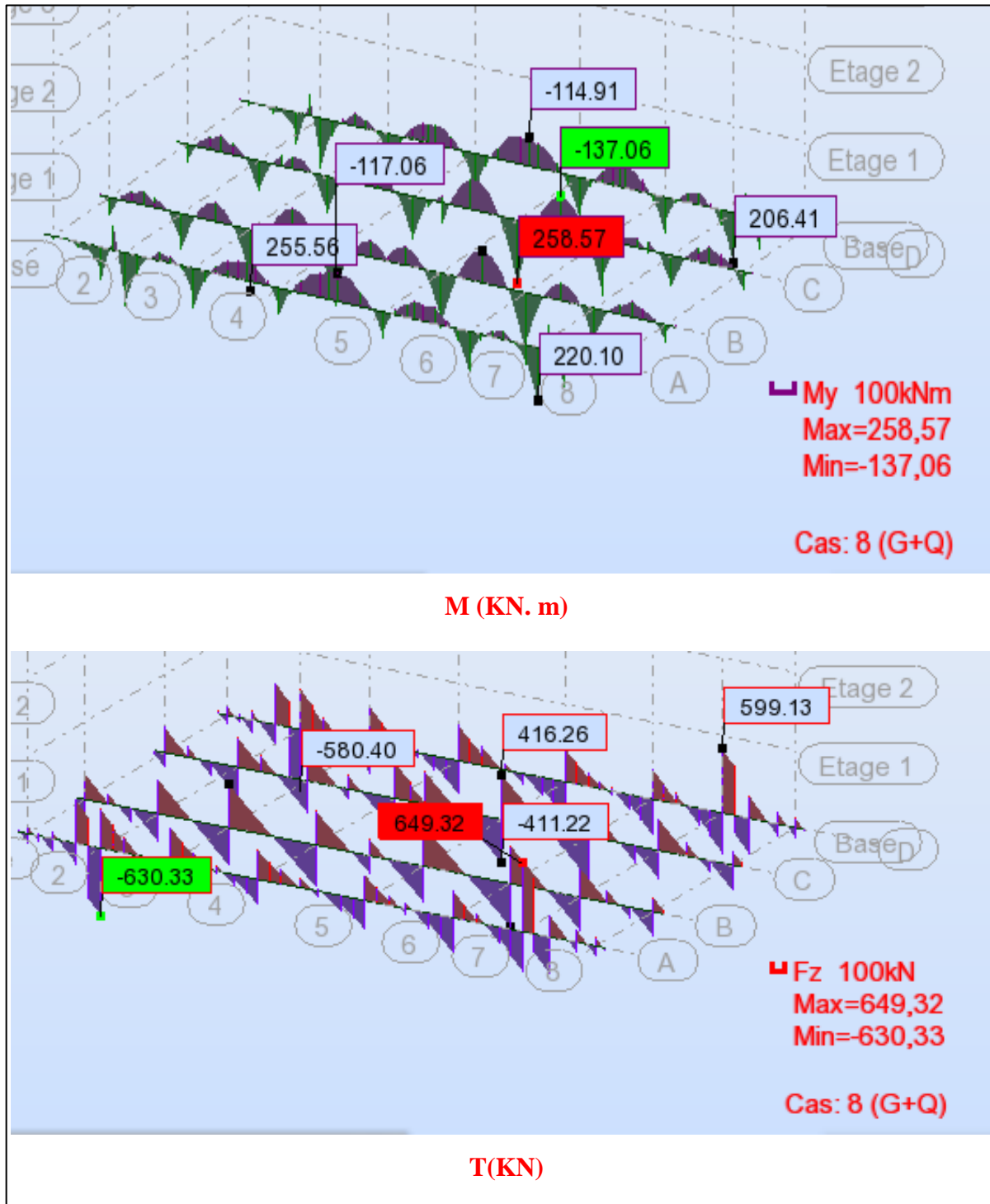


Fig.VI.05.sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).

-Sens Y-Y

▪ ELU

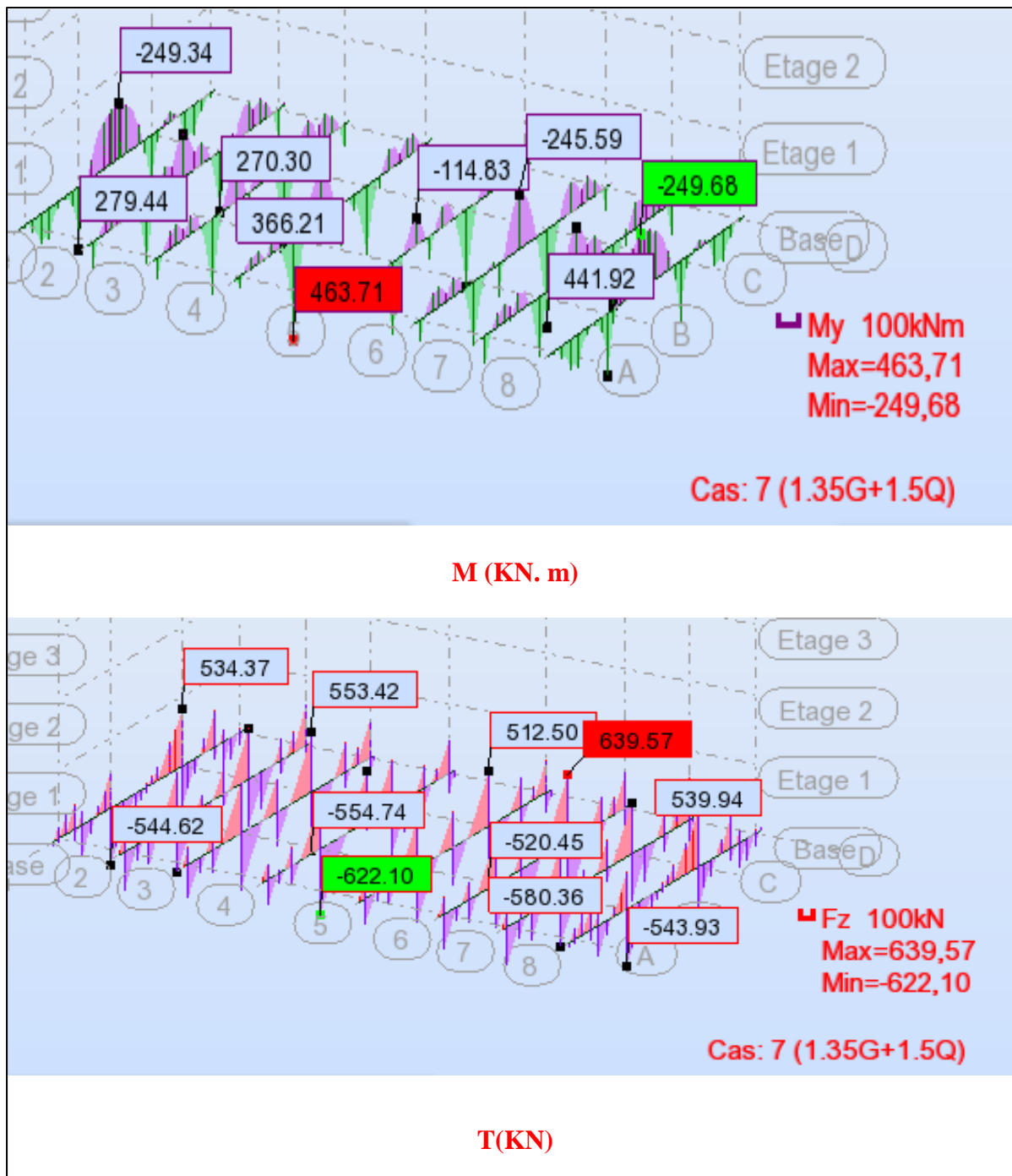


Fig.VI.06.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).

▪ ELS

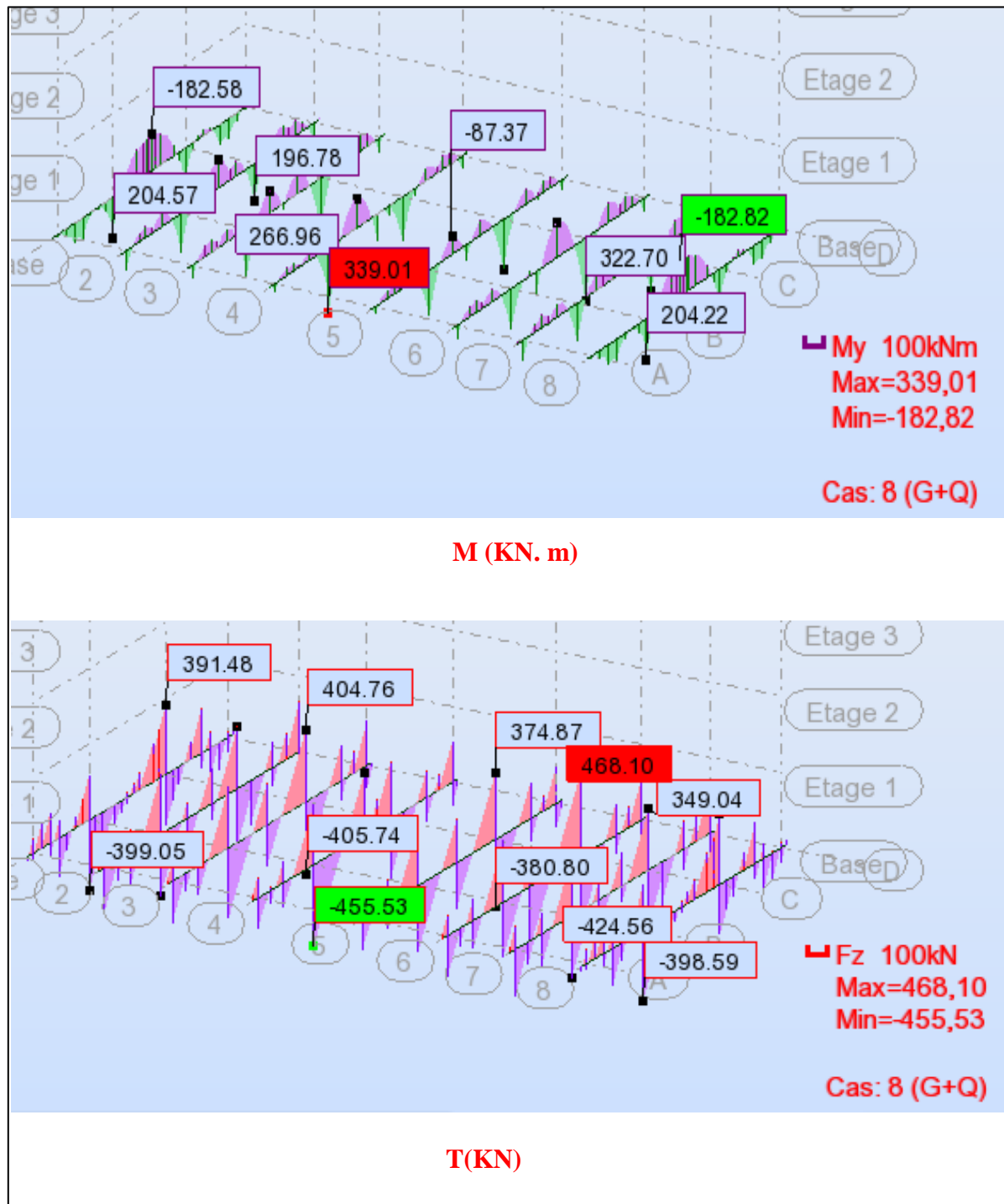


Fig.VI.07.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).

$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 179.36 \text{ KN.m} , M_a = 359.07 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 219.05 \text{ KN.m} , M_a = 448.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 131.59 \text{ KN.m} , M_a = 263.13 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 160.37 \text{ KN.m} , M_a = 328.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Ferrailage de nervure a la ELU:

Sens		$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	351.91	0.0440	0.563	0.9775	13.79	22	22.24	2×4T16+4T14
	Travée	186.60	0.0234	0.029	0.9882	7.23	22	22.24	2×4T16+4T14
Y-Y	Appuis	463.71	0.0580	0.075	0.9701	18.31	22	22.24	2×4T16+4T14
	travée	249.68	0.0312	0.04	0.9841	9.72	22	22.24	2×4T16+4T14

❖ Ferrailage de nervure a la ELS:

Sens		$M_u$ [KN.m]	$\mu_b$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	258.57	0.0306	0.039	0.9844	17.37	22	25.14	4T20+4T20
	Travée	137.06	0.0162	0.020	0.9981	9.14	22	25.14	4T20+4T20
Y-Y	Appuis	339.01	0.0402	0.051	0.9795	22.89	22	25.14	4T20+4T20
	Travée	182.82	0.0217	0.027	0.9890	12.22	22	25.14	4T20+4T20

• Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
X-X	881.66	2.14	C.V
Y-Y	639.57	1.55	C.V



### ✚ Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 55 \times 75 \times \frac{2,1}{400} = 4,98 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

#### Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 55 \times 80 = 4,40 \text{ cm}^2$$

#### Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \times 55 \times 80 = 22,00 \text{ cm}^2$$

#### - Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 8 \text{ mm}$$

#### - Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$

#### - Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

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

-Shémas ferrailage de radier :

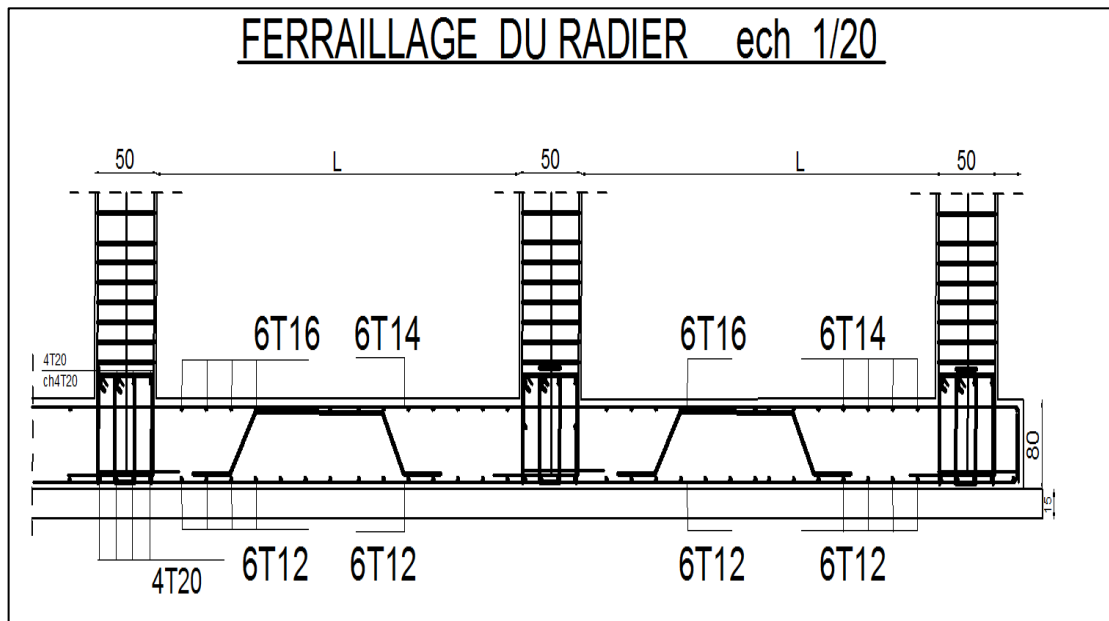


Fig.VI.08.ferrailage globale de radier.

- Ferrailage Nervure sur appuis de sens ( x-x) et sens ( y-y)

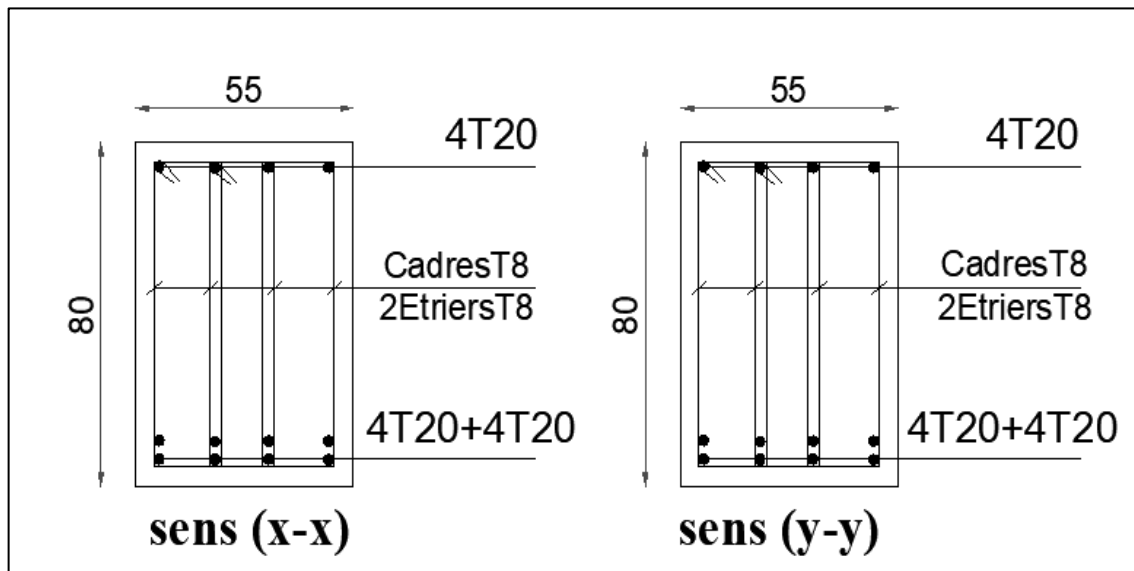
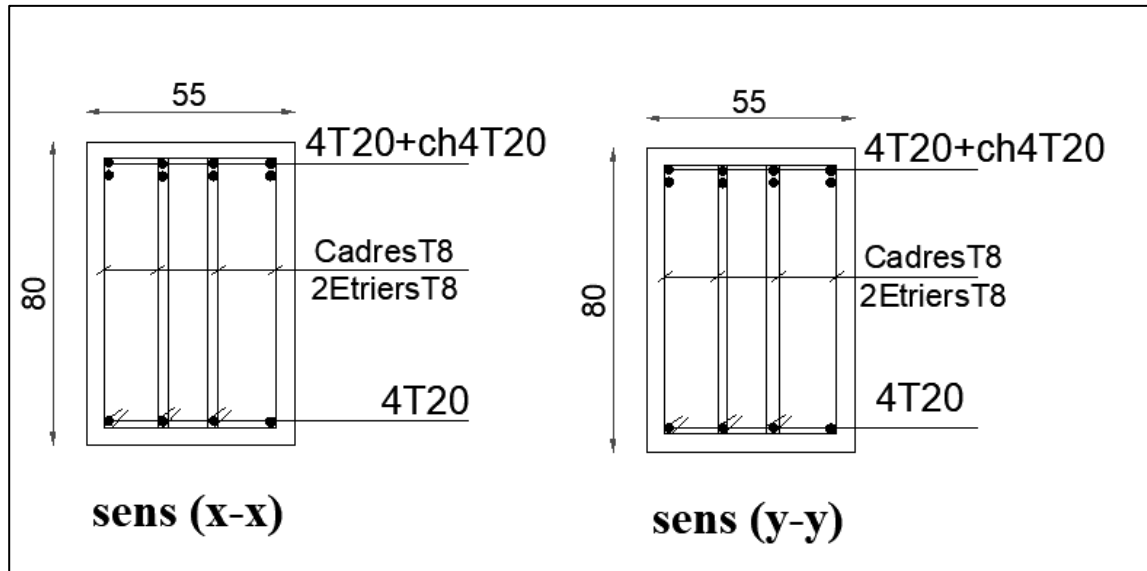


Fig.VI.09. Ferrailage Nervure sur appuis de sens ( x-x) et sens ( y-y).

**- Ferrailage Nervure sur travers de sens ( x-x) et sens ( y-y)****Fig.VI.10.** Ferrailage Nervure sur travers de sens ( x-x) et sens ( y-y).

## VI.6.Longrine

D'après les règlement RPA99 (art 10.1.1)

Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :  $F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN}$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site 3 ; zone II a  $\rightarrow \alpha = 12$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont : 25 cm  $\times$  30 cm (site 3) .Soit : B = (30  $\times$ 30) cm<sup>2</sup>.

### 1-Calcul des armatures longitudinales

#### 1-1- E.L.U :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{2477.94}{12} = 206.49 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \quad (C.V)$$

$$A_s = \frac{206.49}{348 \times 100} = 5.93 \text{ cm}^2$$

#### 1-2- Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min}^{RPA} = 0,6\% B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}^{RPA}) = A_{\min}^{RPA} = 5.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

#### 1-2-Condition de non fragilité : [6]

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des

armatures est A, on doit avoir :  $A \geq B \frac{f_{tj}}{f_e}$

**1-4- Vérification à L'E.L.S :**

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{12} = \frac{1802.74}{12} = 150.23 \text{ KN}$$

La fissuration est préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{150230}{924} = 162.59 \text{ KN}$$

$$\sigma = 169.59 \text{ MPa} < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

**2-Les armatures transversales**

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres  $\Phi 6$  (fissuration est préjudiciable (6))

▪ **L'espacement** : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \phi \ell)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 21)$$

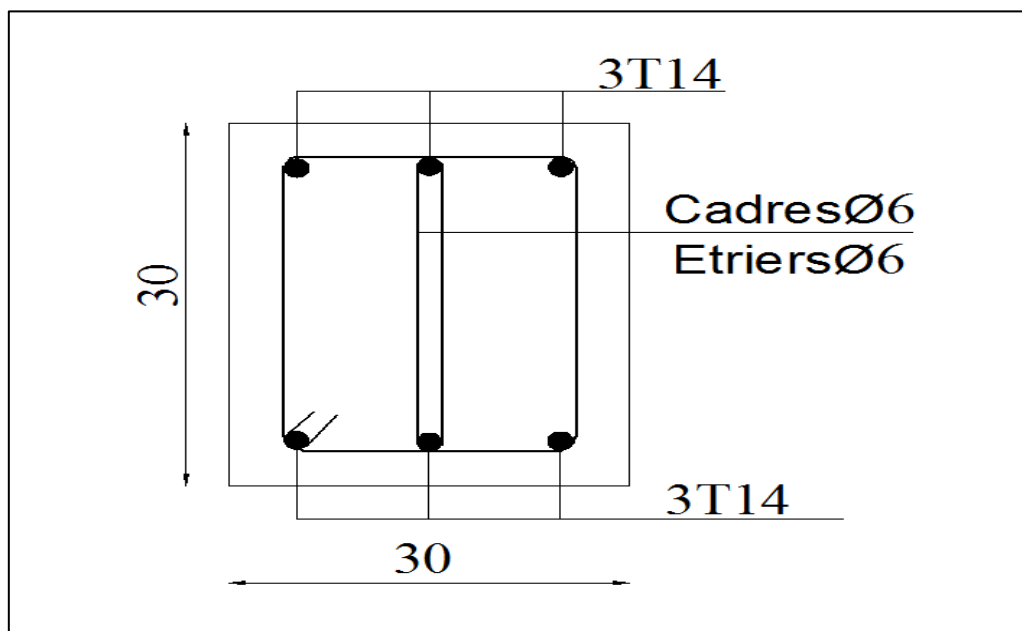
Soit :  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

**-Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

**-Ferrailage de Longrine**

**Fig.VI.11.**ferrailage de longrine.

### VI.7. La dalle flottante

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

#### Mise en œuvre

La mise en oeuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

#### 1- Préparation du sol

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

#### 2- Mise en place de terre pleine

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

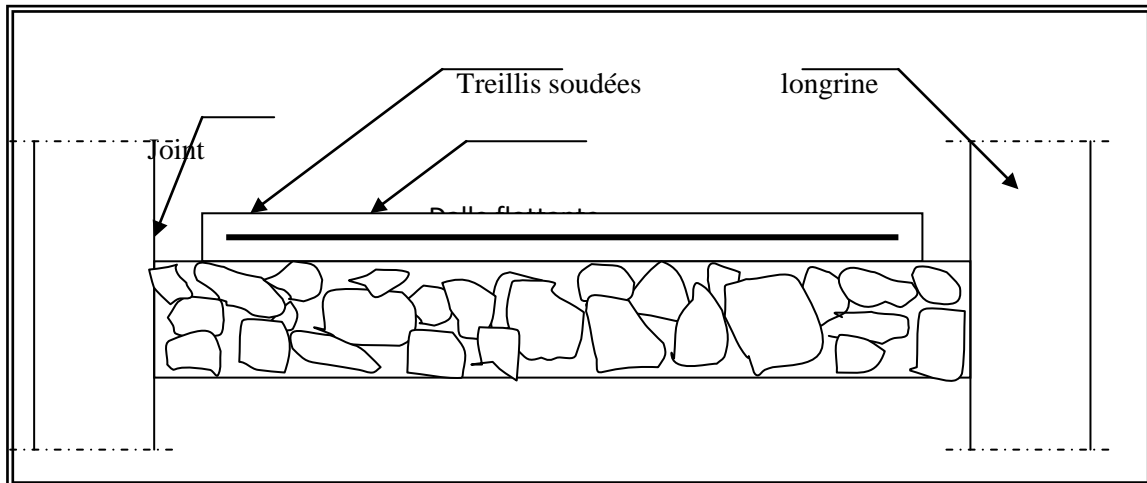
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

#### 3- Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de  $\Phi 6$ , maille de  $(20 \times 20)$  cm<sup>2</sup>, ces armatures placées à la partie supérieure.



**Fig.VI.12.**schéma de la dalle flottante

## Conclusion générale

Ce projet nous a permis de mettre en pratique la somme des connaissances acquises au cours de notre formation à l'université. Ce travail nous a été enrichissant car il nous a permis de comprendre toutes les étapes de l'étude d'une structure parasismique et de prendre conscience du rôle important que joue l'ingénieur dans le domaine de construction et le contrôle technique des constructions.

D'après la partie de modélisation à l'aide du logiciel Robot 2014, on a pu faire analyse de la structure et proposer des solutions adéquates pour avoir un bon comportement de la structure en zone sismique, et d'une stabilité et de sécurité de l'ouvrage et on ne oublie pas la partie économique.

Notons qu'à la fin de ce projet (notre première expérience), que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.



## Références Biographique

### ■ Règlements

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- RNV99 : règlement Neige et vent.

### ■ Livres

- Calcul des ouvrages en béton armé , **M.BELAZOUGUI**, Office des publication universitaires, répression 2004.
- Exercices de béton armé selon les règles BAEL83, **Pierre CHQRON**, Editions EYROLLES, réimpression 1982.

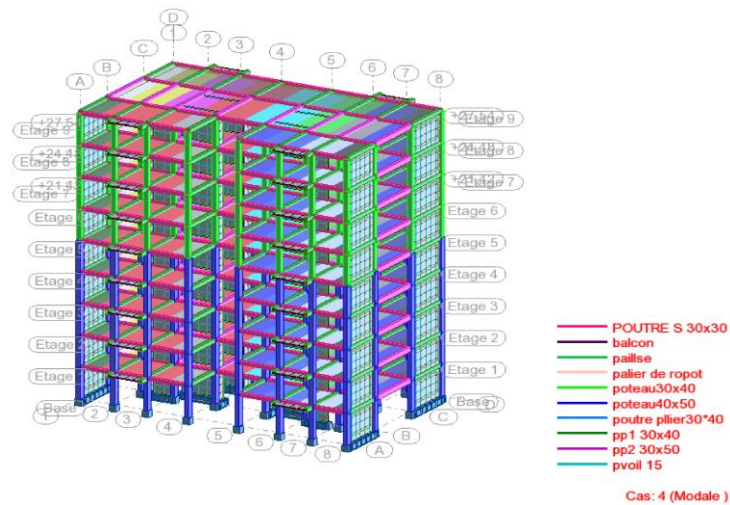
### ■ POLY COPIE

- Dynamique des structures.....Pr.OUNIS Abdelhafid.
- Béton armé (3<sup>ème</sup> Licence en Génie Civil).....Dr.TAALLAH Bachir.

### ■ Logiciels

- ROBOT 2014 .....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2014 .....Dessin.
- WORD 2007 .....Traitement du texte.
- EXCEL 2007 .....Calcul.
- Scientific Work Place version 5.5.....Calcul.

# Annexes



Résultats: dynamique - Cas: 4 ( Modale ) Modes actifs: 1..10, CQC

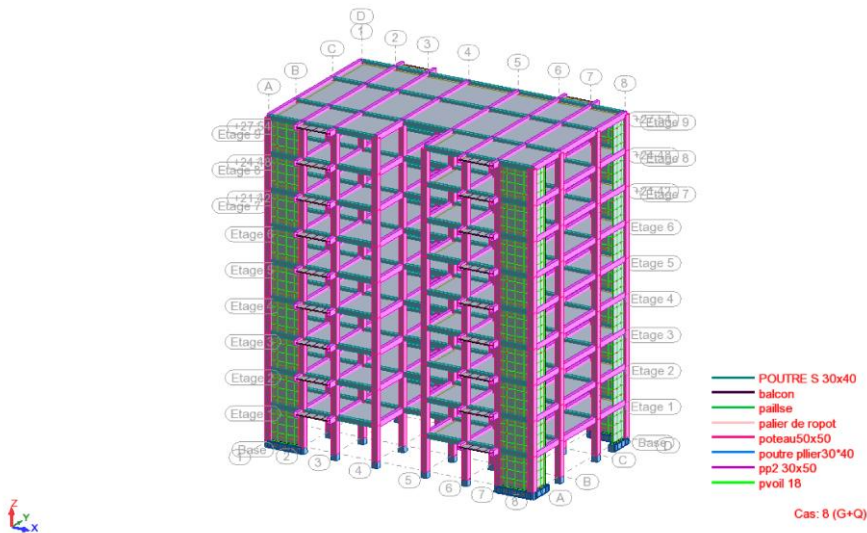
Valeurs

4

Filter	Cas	Mode
Liste complète	1A9	1A10
Sélection	4	1A10 CQC
Nombre total	9	
Nombre sélectionné	1	

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
4/1	1,66	0,60	69,55	0,00	0,0	69,55
4/2	1,99	0,50	70,60	0,00	0,0	1,05
4/3	2,14	0,47	70,60	67,13	0,0	0,00
4/4	5,59	0,18	86,83	67,13	0,0	16,23
4/5	8,52	0,12	86,83	67,13	0,0	0,00
4/6	8,98	0,11	86,83	86,88	0,0	0,00
4/7	9,63	0,10	91,74	86,88	0,0	4,92
4/8	13,41	0,07	94,22	86,88	0,0	2,47
4/9	16,97	0,06	94,96	86,88	0,0	0,74
4/10	17,00	0,06	94,97	86,88	0,0	0,02

Cas/Mode	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/1	0,00	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/2	0,00	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/3	67,13	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/4	0,00	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/5	0,00	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/6	19,75	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/7	0,00	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/8	0,00	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/9	0,00	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0
4/10	0,00	0,0	3713138,69	3713138,69	0,0



Résultats: dynamique - Cas: 4 ( Modale ) Modes actifs: 1..10; CQC  
 Valeurs  
 1

Filter	Cas	Mode
Liste complète	1A13	1A10
Sélection	4	1A10 CQC
Nombre total	13	
Nombre sélectionné	1	

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
4/ 1	1,30	0,77	0,00	74,97	0,0	0,00
4/ 2	1,55	0,64	69,89	74,97	0,0	69,89
4/ 3	1,89	0,53	69,89	74,97	0,0	0,00
4/ 4	4,42	0,23	69,89	88,03	0,0	0,00
4/ 5	6,27	0,16	87,59	88,03	0,0	17,70
4/ 6	7,32	0,14	87,63	88,03	0,0	0,04
4/ 7	8,82	0,11	87,63	93,20	0,0	0,00
4/ 8	13,57	0,07	93,83	93,20	0,0	6,20
4/ 9	14,17	0,07	93,83	96,01	0,0	0,00
4/ 10	15,59	0,06	93,87	96,01	0,0	0,04

Cas/Mode	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	74,97	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 2	0,00	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 3	0,00	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 4	13,06	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 5	0,00	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 6	0,00	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 7	5,17	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 8	0,00	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 9	2,81	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0
4/ 10	0,00	0,0	3697759,14	3697759,14	0,0

Etages  
 Valeurs  
 1

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]
5/ 1	Etage 1	413574,11	12,20 7,66 1,53
5/ 2	Etage 2	413574,11	12,20 7,66 4,59
5/ 3	Etage 3	413574,11	12,20 7,66 7,65
5/ 4	Etage 4	413574,11	12,20 7,66 10,71
5/ 5	Etage 5	413574,11	12,20 7,66 13,77
5/ 6	Etage 6	413574,11	12,20 7,66 16,83
5/ 7	Etage 7	413392,40	12,20 7,66 19,89
5/ 8	Etage 8	412847,26	12,21 7,67 22,95
5/ 9	Etage 9	418013,72	12,20 7,61 26,01

Cas/Etage	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]
5/ 1	12,20 7,49 2,22	12032479,83	28028554,66
5/ 2	12,20 7,49 5,28	12032479,88	28028554,74
5/ 3	12,20 7,49 8,34	12032479,89	28028554,77
5/ 4	12,20 7,49 11,40	12032479,89	28028554,77
5/ 5	12,20 7,49 14,46	12032479,90	28028554,78
5/ 6	12,20 7,49 17,52	12032479,90	28028554,78
5/ 7	12,20 7,49 20,58	12020177,06	28013865,45
5/ 8	12,20 7,49 23,64	11984590,20	27978607,16
5/ 9	12,20 7,43 26,74	11468726,59	26327786,04

Cas/Etage	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
5/ 1	40061034,49	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 2	40061034,62	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 3	40061034,66	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 4	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 5	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 6	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 7	40033842,50	0,01	0,17	0,0	0,0
5/ 8	39963197,36	0,01	0,17	0,0	0,0
5/ 9	37796512,63	0,00	0,18	0,0	0,0

Etages  
Valeurs  
1

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]
6/ 1	Etage 1	413574,11	12,20 7,66 1,53
6/ 2	Etage 2	413574,11	12,20 7,66 4,59
6/ 3	Etage 3	413574,11	12,20 7,66 7,65
6/ 4	Etage 4	413574,11	12,20 7,66 10,71
6/ 5	Etage 5	413574,11	12,20 7,66 13,77
6/ 6	Etage 6	413574,11	12,20 7,66 16,83
6/ 7	Etage 7	413392,40	12,20 7,66 19,89
6/ 8	Etage 8	412847,26	12,21 7,67 22,95
6/ 9	Etage 9	418013,72	12,20 7,61 26,01

Cas/Etage	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]
6/ 1	12,20 7,49 2,22	12032479,83	28028554,66
6/ 2	12,20 7,49 5,28	12032479,88	28028554,74
6/ 3	12,20 7,49 8,34	12032479,89	28028554,77
6/ 4	12,20 7,49 11,40	12032479,89	28028554,77
6/ 5	12,20 7,49 14,46	12032479,90	28028554,78
6/ 6	12,20 7,49 17,52	12032479,90	28028554,78
6/ 7	12,20 7,49 20,58	12020177,06	28013665,45
6/ 8	12,20 7,49 23,64	11984590,20	27978607,16
6/ 9	12,20 7,43 26,74	11468726,59	26327786,04

Cas/Etage	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
6/ 1	40061034,49	0,00	0,17	0,0	0,0
6/ 2	40061034,62	0,00	0,17	0,0	0,0
6/ 3	40061034,66	0,00	0,17	0,0	0,0
6/ 4	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
6/ 5	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
6/ 6	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
6/ 7	40033842,50	0,01	0,17	0,0	0,0
6/ 8	39963197,36	0,01	0,17	0,0	0,0
6/ 9	37796512,63	0,00	0,18	0,0	0,0

Etages  
Valeurs  
1

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]
5/ 1	Etage 1	413574,11	12,20 7,66 1,53
5/ 2	Etage 2	413574,11	12,20 7,66 4,59
5/ 3	Etage 3	413574,11	12,20 7,66 7,65
5/ 4	Etage 4	413574,11	12,20 7,66 10,71
5/ 5	Etage 5	413574,11	12,20 7,66 13,77
5/ 6	Etage 6	413574,11	12,20 7,66 16,83
5/ 7	Etage 7	413392,40	12,20 7,66 19,89
5/ 8	Etage 8	412847,26	12,21 7,67 22,95
5/ 9	Etage 9	418013,72	12,20 7,61 26,01

Cas/Etage	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]
5/ 1	12,20 7,49 2,22	12032479,83	28028554,66
5/ 2	12,20 7,49 5,28	12032479,88	28028554,74
5/ 3	12,20 7,49 8,34	12032479,89	28028554,77
5/ 4	12,20 7,49 11,40	12032479,89	28028554,77
5/ 5	12,20 7,49 14,46	12032479,90	28028554,78
5/ 6	12,20 7,49 17,52	12032479,90	28028554,78
5/ 7	12,20 7,49 20,58	12020177,06	28013665,45
5/ 8	12,20 7,49 23,64	11984590,20	27978607,16
5/ 9	12,20 7,43 26,74	11468726,59	26327786,04

Cas/Etage	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
5/ 1	40061034,49	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 2	40061034,62	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 3	40061034,66	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 4	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 5	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 6	40061034,67	0,00	0,17	0,0	0,0
5/ 7	40033842,50	0,01	0,17	0,0	0,0
5/ 8	39963197,36	0,01	0,17	0,0	0,0
5/ 9	37796512,63	0,00	0,18	0,0	0,0

Etages  
Efforts réduits  
1

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]
9 (C)/ 1	12,20 7,69 2,22	0,00	0,00	-0,00
9 (C)/ 2	12,20 7,69 5,28	0,00	0,00	-0,00
9 (C)/ 3	12,20 7,69 8,34	0,00	0,00	-0,00
9 (C)/ 4	12,20 7,69 11,40	0,00	0,00	-0,00
9 (C)/ 5	12,20 7,69 14,46	0,00	0,00	-0,00
9 (C)/ 6	12,20 7,69 17,52	0,00	0,00	-0,00
9 (C)/ 7	12,20 7,69 20,58	0,00	0,00	-0,00
9 (C)/ 8	12,20 7,69 23,64	0,00	0,00	-0,00
9 (C)/ 9	12,20 7,44 26,74	0,00	0,00	-0,00

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
9 (C)/ 1	9,48	-9,48	37,40	-37,40
9 (C)/ 2	14,45	-14,45	29,75	-29,75
9 (C)/ 3	13,50	-13,50	28,31	-28,31
9 (C)/ 4	12,82	-12,82	25,81	-25,81
9 (C)/ 5	12,20	-12,20	22,70	-22,70
9 (C)/ 6	11,73	-11,73	19,51	-19,51
9 (C)/ 7	10,86	-10,86	15,65	-15,65
9 (C)/ 8	12,54	-12,54	14,39	-14,39
9 (C)/ 9	2,17	-2,17	-2,19	2,19

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
9 (C)/ 1	-36536,62	-29483,37	-7053,25
9 (C)/ 2	-32206,85	-26122,78	-6084,08
9 (C)/ 3	-28151,08	-22795,89	-5355,19
9 (C)/ 4	-24095,30	-19500,47	-4594,83
9 (C)/ 5	-20039,52	-16228,26	-3811,26
9 (C)/ 6	-15983,75	-12974,28	-3009,46
9 (C)/ 7	-11927,97	-9735,45	-2192,52
9 (C)/ 8	-7873,98	-6507,54	-1366,44
9 (C)/ 9	-3820,57	-3334,19	-486,38

Etages  
Déplacements  
1

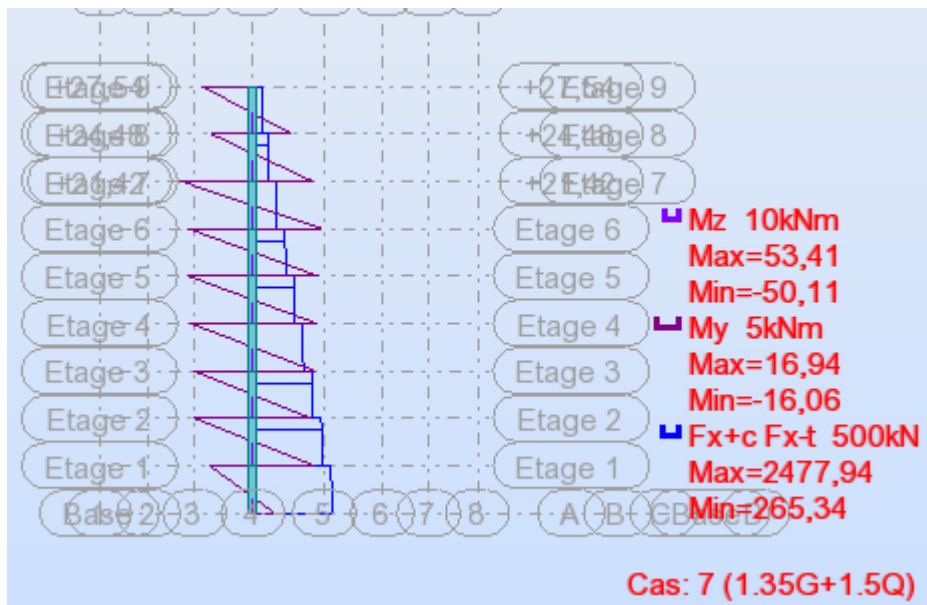
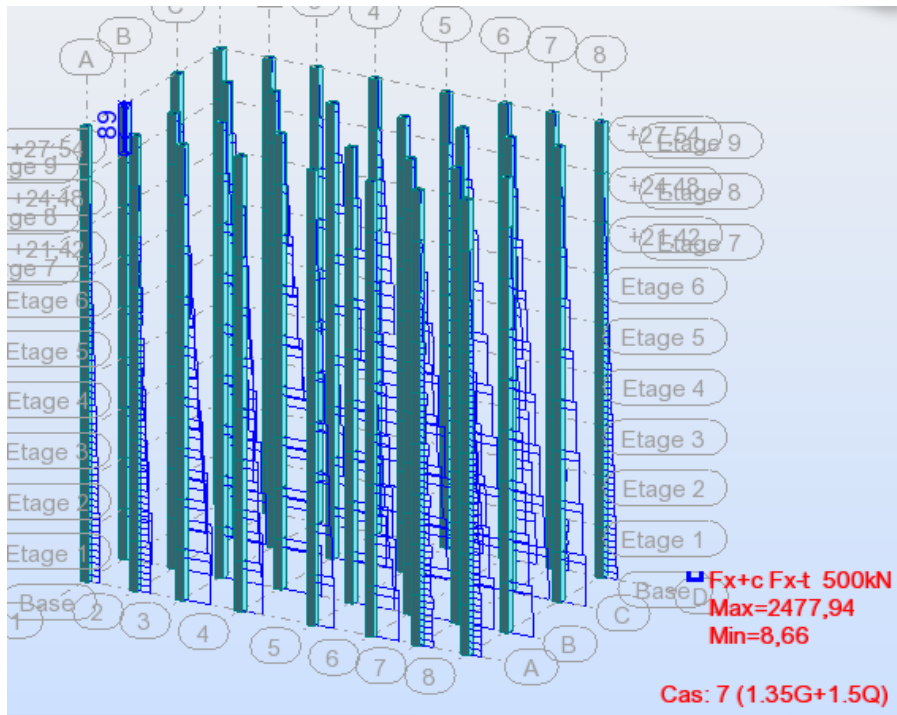
Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,2	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,2	0,0	0,0	0,0
5/ 2	0,6	0,0	0,4	0,0	0,00	0,00	0,7	0,1	0,2	0,0
5/ 3	1,2	0,0	0,6	0,0	0,00	0,00	1,2	0,1	0,6	0,0
5/ 4	1,9	0,0	0,7	0,0	0,00	0,00	1,9	0,1	1,2	0,0
5/ 5	2,6	0,0	0,7	-0,0	0,00	-0,00	2,6	0,1	1,9	0,0
5/ 6	3,3	0,0	0,7	-0,0	0,00	-0,00	3,4	0,1	2,6	0,0
5/ 7	4,1	0,0	0,7	-0,0	0,00	-0,00	4,1	0,1	3,3	0,0
5/ 8	4,7	0,0	0,7	-0,0	0,00	-0,00	4,8	0,1	4,0	0,0
5/ 9	5,4	0,0	0,6	0,0	0,00	0,00	5,4	0,0	4,7	0,0

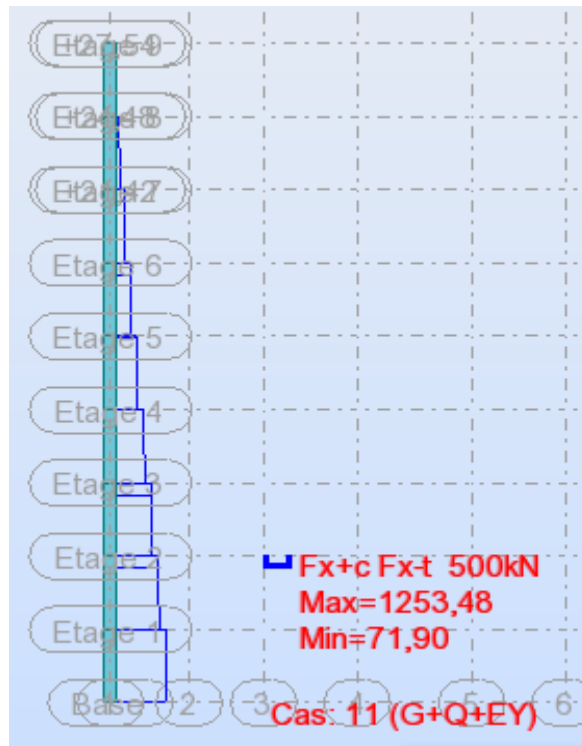
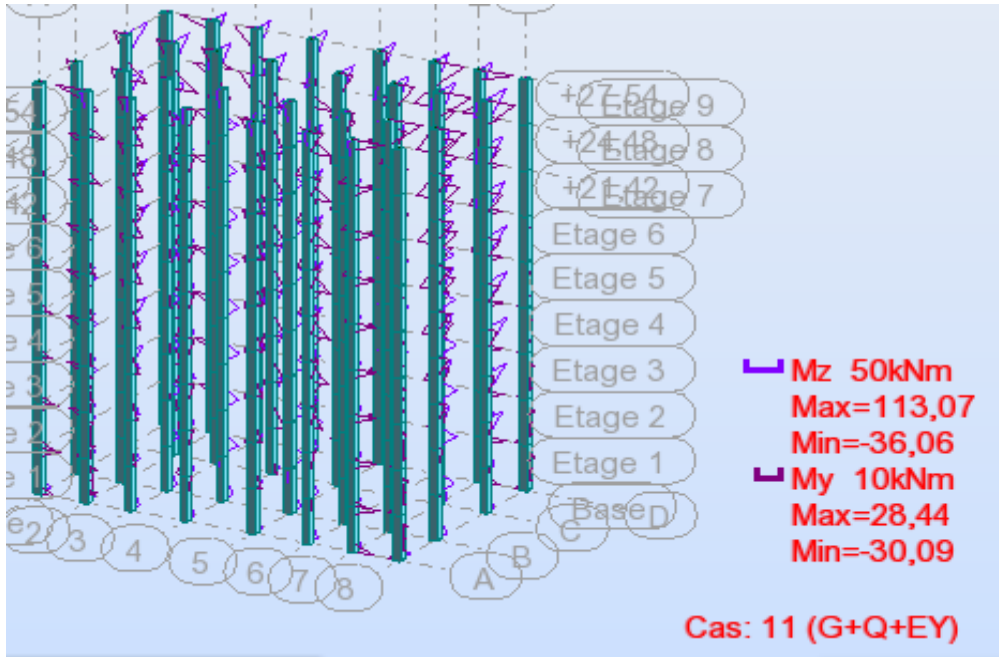
Etages  
Déplacements  
1

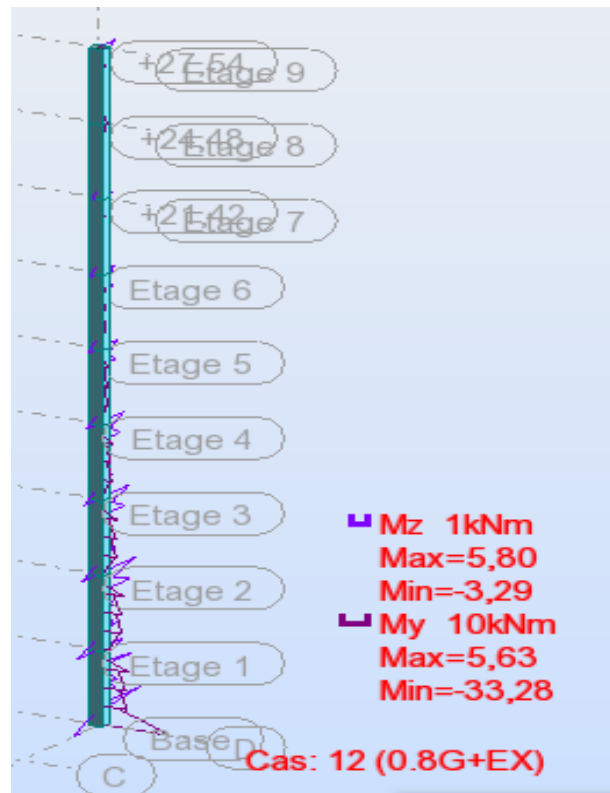
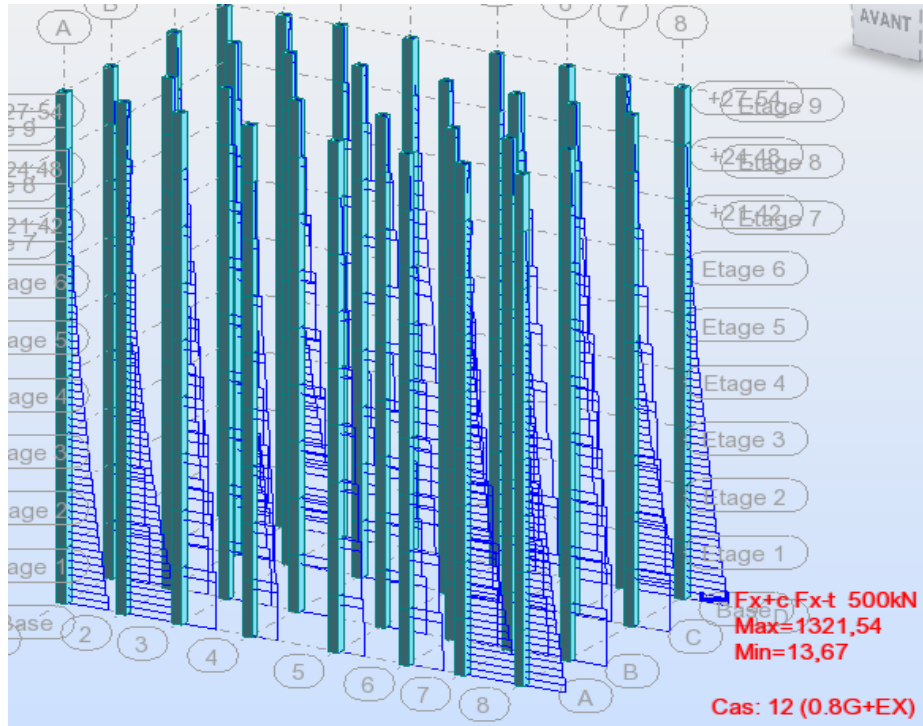
Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
6/ 1	0,0	0,4	0,0	0,4	0,00	0,00	0,0	0,4	0,0	0,0
6/ 2	0,0	1,1	0,0	0,7	0,00	0,00	0,0	1,1	0,0	0,4
6/ 3	0,0	1,9	0,0	0,8	0,00	0,00	0,0	1,9	0,0	1,1
6/ 4	0,0	2,8	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	2,8	0,0	1,9
6/ 5	0,0	3,6	0,0	0,9	0,00	0,00	0,0	3,6	0,0	2,8
6/ 6	0,0	4,4	0,0	0,8	0,00	0,00	0,0	4,4	0,0	3,6
6/ 7	0,0	5,1	0,0	0,7	0,00	0,00	0,0	5,1	0,0	4,4
6/ 8	0,0	5,7	0,0	0,6	0,00	0,00	0,0	5,7	0,0	5,1
6/ 9	0,0	6,2	0,0	0,5	0,00	0,00	0,0	6,2	0,0	5,7

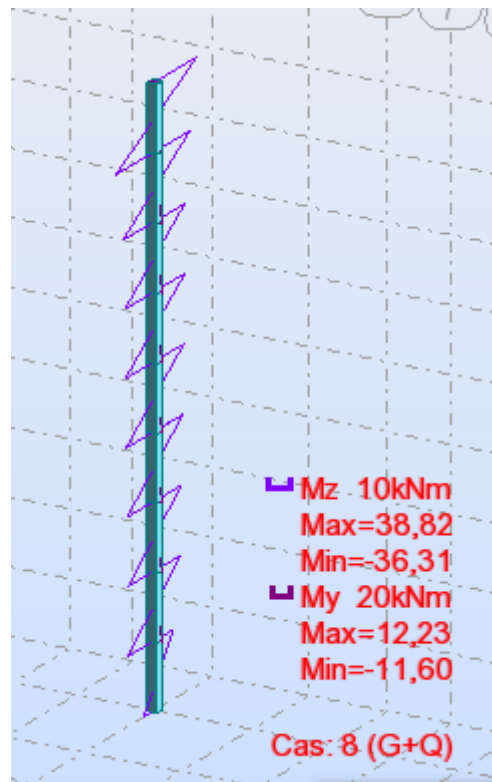
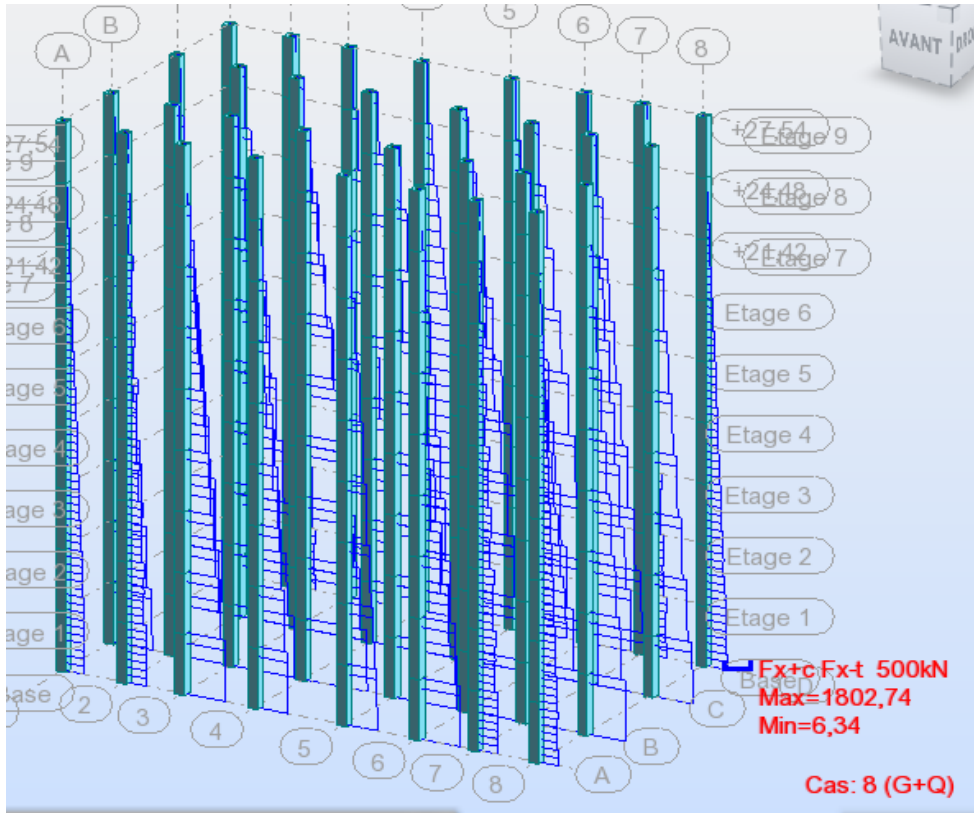


ferraillage de section de poteau

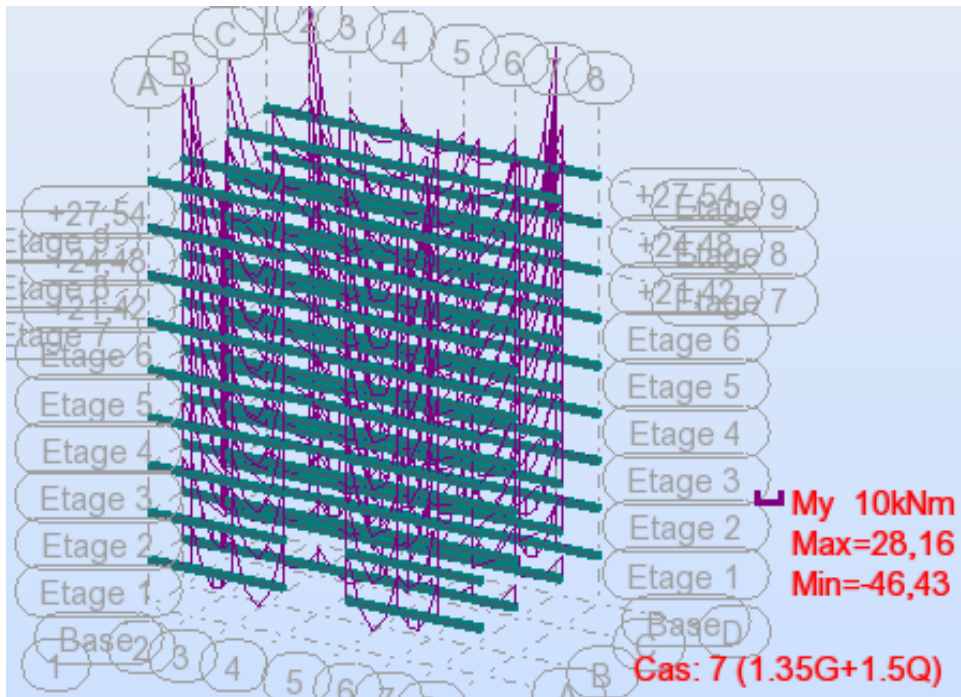
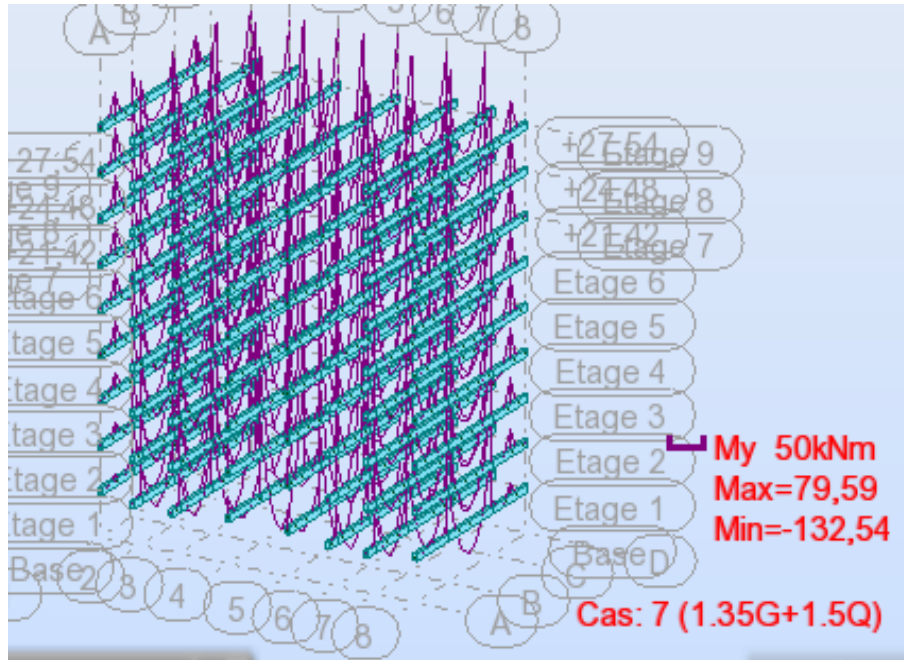


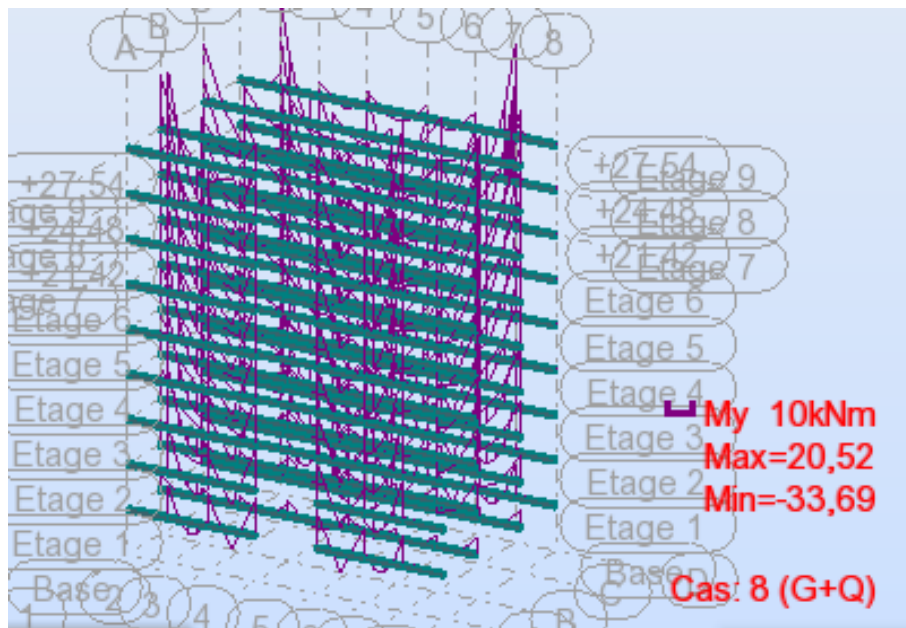
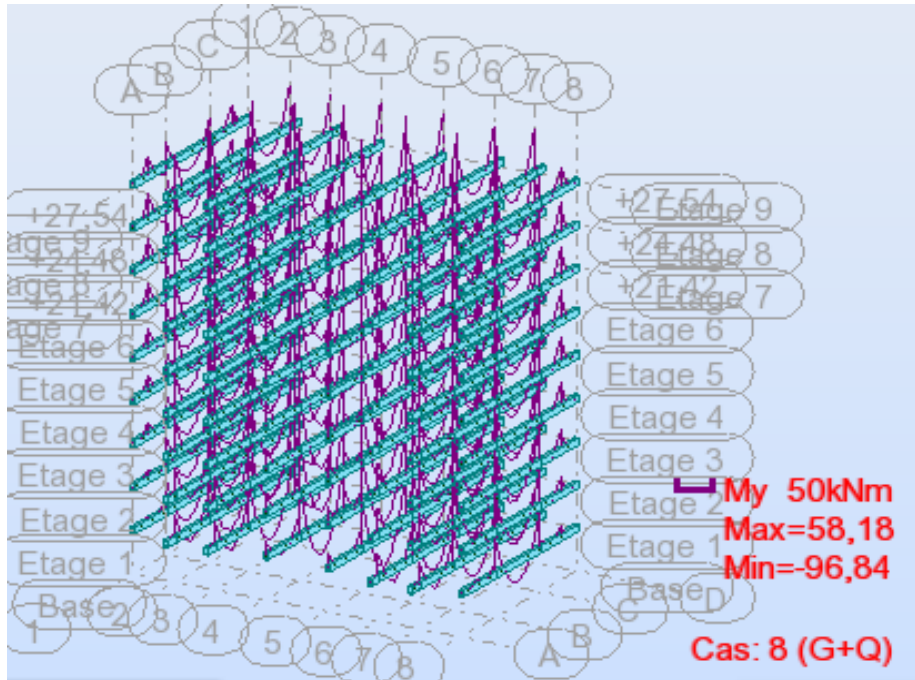


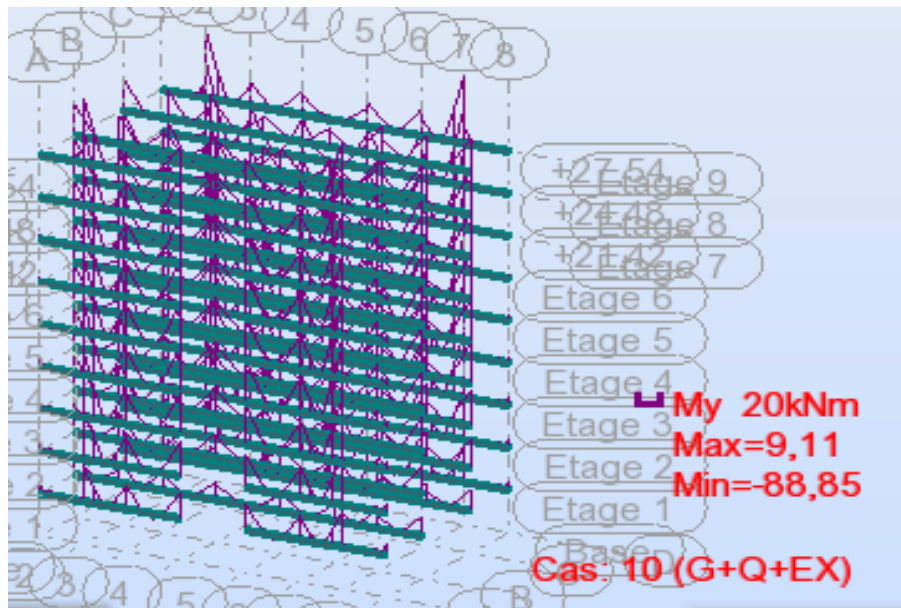
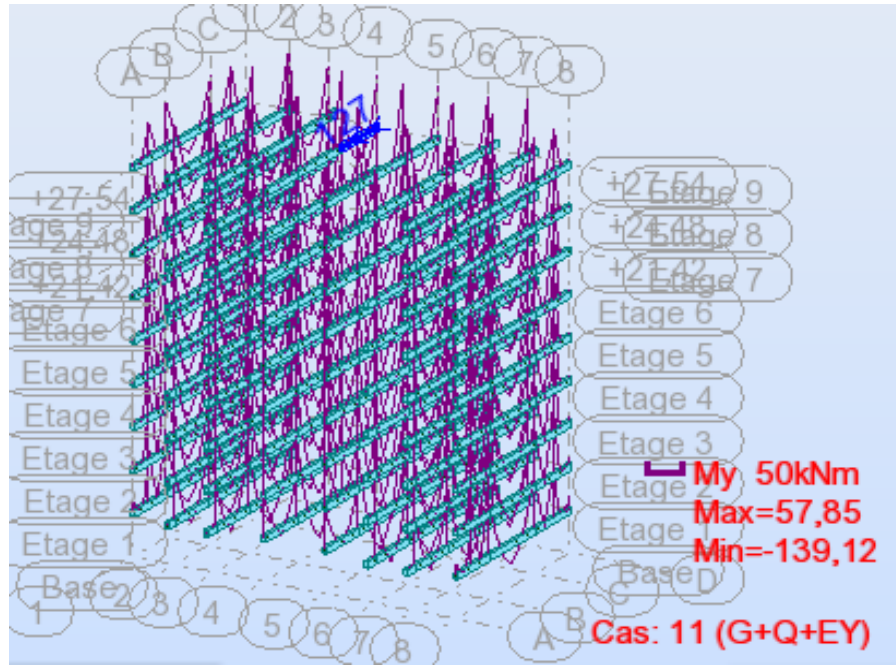




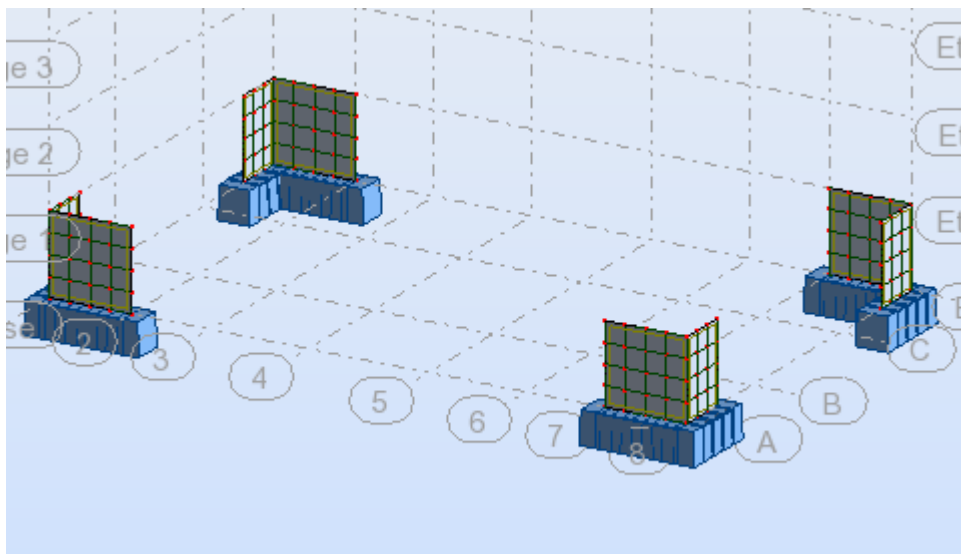
### Ferraillage de la poutre







## Ferrailage de la voile



	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]
<b>MAX</b>	932,66	458,19	0,47	1,66
<b>Panneau</b>	1118	1159	906	1118
<b>Coupe</b>	50-58	56~55-64~63	766-8	50-58
<b>Cas</b>	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (-CQC)	10 (C) (CQC)



## Ferrailage de la dalle de radier

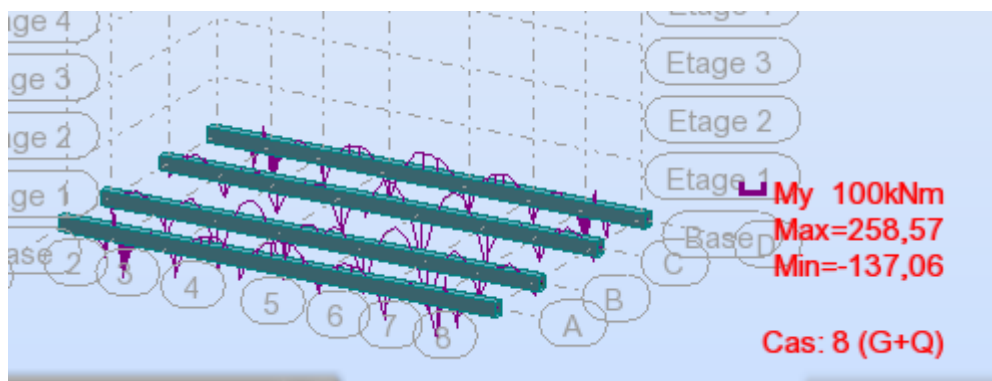
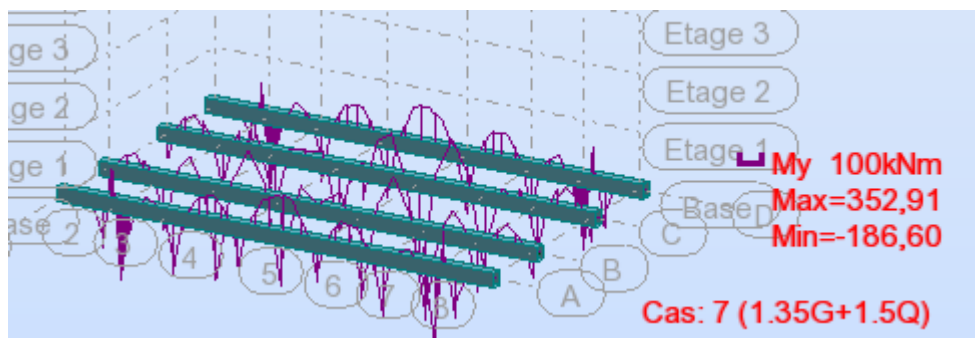
Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
2/ 7 (C)	76,67	53,41	1006,73
4/ 7 (C)	1,42	10,65	1234,72
6/ 7 (C)	1,48	-13,02	1266,37
8/ 7 (C)	80,72	-65,85	1111,47
10/ 7 (C)	-68,32	5,98	887,03
12/ 7 (C)	1,06	7,33	1722,42
14/ 7 (C)	1,15	-7,97	1790,03
16/ 7 (C)	-75,16	-9,44	955,07
18/ 7 (C)	1,62	6,62	1295,01
20/ 7 (C)	0,63	7,26	1933,98
22/ 7 (C)	1,00	-7,69	2034,57
24/ 7 (C)	2,13	-10,48	1415,58
26/ 7 (C)	-3,42	5,52	985,95
28/ 7 (C)	0,40	14,99	1932,12
30/ 7 (C)	17,94	31,85	2508,40
32/ 7 (C)	2,76	-46,81	1606,22
34/ 7 (C)	3,46	5,52	986,12
36/ 7 (C)	-0,36	14,98	1932,45
38/ 7 (C)	-4,43	-12,48	2458,10
40/ 7 (C)	-20,41	-1,07	1658,04
42/ 7 (C)	-1,58	6,62	1296,28
44/ 7 (C)	-0,60	7,27	1934,16
46/ 7 (C)	-0,98	-7,68	2035,99
48/ 7 (C)	-2,25	-10,44	1418,19
50/ 7 (C)	68,66	5,99	887,03
52/ 7 (C)	-1,03	7,35	1722,32
54/ 7 (C)	-1,13	-7,96	1790,30
56/ 7 (C)	74,99	-9,43	949,90
58/ 7 (C)	-76,37	53,51	1007,70
60/ 7 (C)	-1,38	10,69	1234,12
62/ 7 (C)	-1,45	-12,98	1267,68
64/ 7 (C)	-80,72	-66,00	1114,92
525/ 7 (C)	-1,63	18,55	17,72
528/ 7 (C)	3,47	56,19	46,02
766/ 7 (C)	-0,13	32,67	161,93
773/ 7 (C)	0,25	11,13	297,96
774/ 7 (C)	1,03	-2,98	316,19
806/ 7 (C)	0,13	33,01	163,53
813/ 7 (C)	-0,25	11,25	300,27

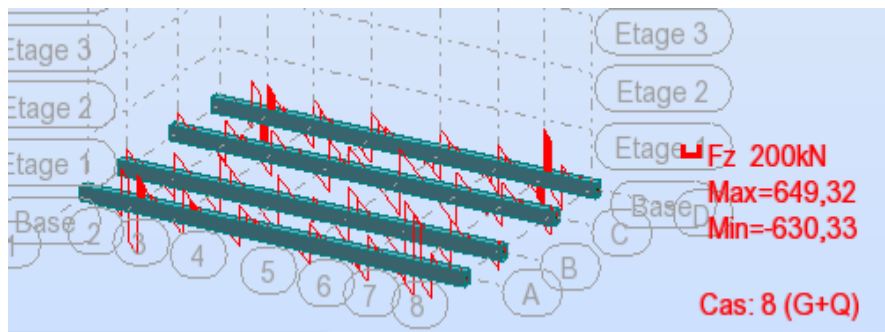
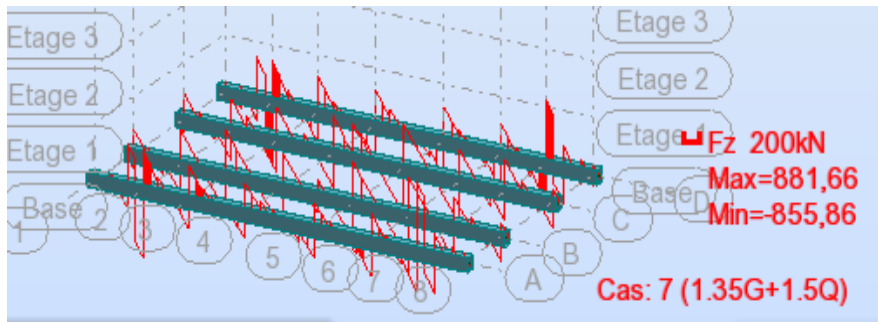
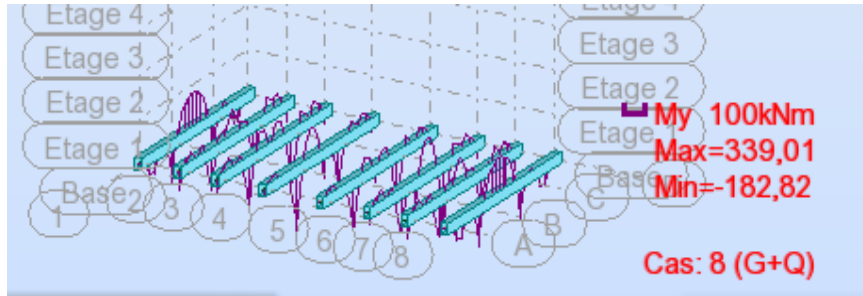
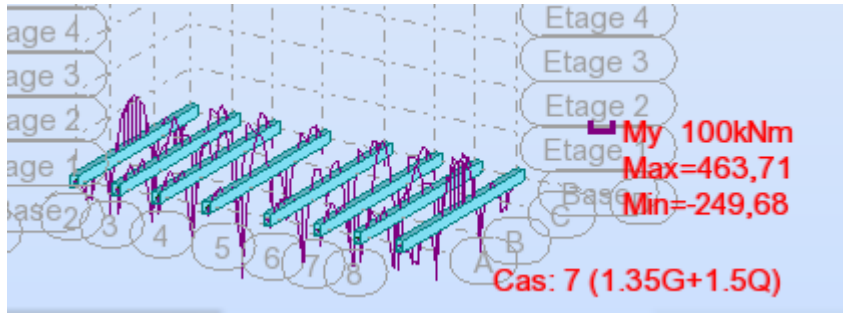
814/ 7 (C)	-1,03	-2,94	317,86
846/ 7 (C)	-0,12	-43,22	206,68
853/ 7 (C)	0,25	-16,02	343,34
854/ 7 (C)	0,99	-1,80	320,33
886/ 7 (C)	0,12	-43,09	206,03
893/ 7 (C)	-0,24	-16,00	342,62
894/ 7 (C)	-0,98	-1,77	320,18
1851/ 7 (C)	18,99	0,62	364,37
1852/ 7 (C)	6,10	0,22	368,90
1853/ 7 (C)	-8,40	0,33	375,00
1876/ 7 (C)	8,74	0,33	375,01
1877/ 7 (C)	-5,72	0,22	369,04
1878/ 7 (C)	-18,64	0,63	364,66
1901/ 7 (C)	-17,31	-0,85	398,62
1902/ 7 (C)	-4,01	-0,38	399,15
1903/ 7 (C)	10,93	-0,56	403,09
1926/ 7 (C)	17,50	-0,85	398,20
1927/ 7 (C)	4,24	-0,38	399,62
1928/ 7 (C)	-10,76	-0,56	404,47
<b>Cas 7 (C)</b>	1.35G+1.5Q		
<b>Somme totale</b>	0,00	0,00	55359,77

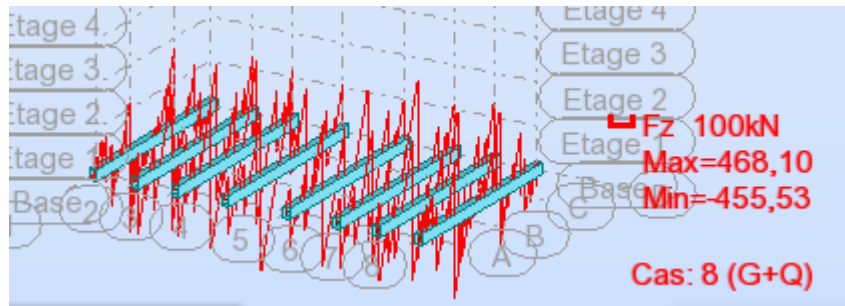
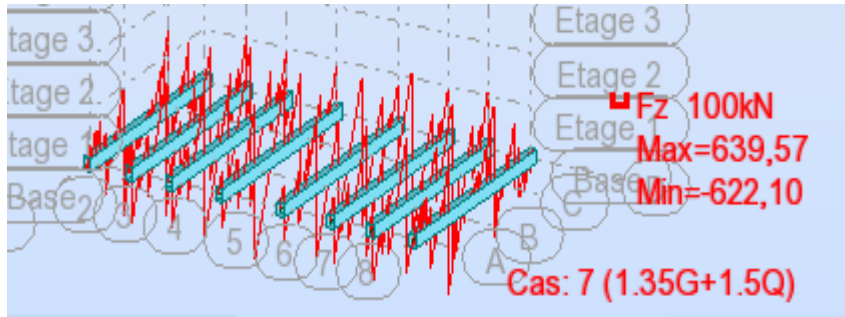
Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
2/ 8 (C)	56,22	39,26	739,27
4/ 8 (C)	1,03	7,81	904,76
6/ 8 (C)	1,08	-9,51	928,37
8/ 8 (C)	59,15	-48,23	814,89
10/ 8 (C)	-50,20	4,36	650,78
12/ 8 (C)	0,76	5,33	1256,05
14/ 8 (C)	0,83	-5,77	1305,23
16/ 8 (C)	-55,14	-6,86	700,01
18/ 8 (C)	1,24	4,82	945,86
20/ 8 (C)	0,46	5,27	1409,32
22/ 8 (C)	0,73	-5,57	1482,29
24/ 8 (C)	1,61	-7,61	1033,44
26/ 8 (C)	-2,53	4,02	722,79
28/ 8 (C)	0,30	10,86	1408,39
30/ 8 (C)	12,93	22,91	1824,68
32/ 8 (C)	2,02	-33,79	1175,20
34/ 8 (C)	2,56	4,02	722,92
36/ 8 (C)	-0,27	10,85	1408,61
38/ 8 (C)	-3,19	-9,03	1787,97
40/ 8 (C)	-14,72	-0,92	1212,83
42/ 8 (C)	-1,21	4,83	946,79
44/ 8 (C)	-0,44	5,28	1409,44
46/ 8 (C)	-0,71	-5,56	1483,29
48/ 8 (C)	-1,70	-7,58	1035,33
50/ 8 (C)	50,44	4,37	650,77
52/ 8 (C)	-0,74	5,34	1255,97
54/ 8 (C)	-0,81	-5,77	1305,42
56/ 8 (C)	55,01	-6,86	696,24
58/ 8 (C)	-56,00	39,34	739,99
60/ 8 (C)	-1,01	7,84	904,32
62/ 8 (C)	-1,05	-9,48	929,33
64/ 8 (C)	-59,15	-48,34	817,42
525/ 8 (C)	-1,18	13,37	12,78
528/ 8 (C)	2,50	40,49	33,17
766/ 8 (C)	-0,09	24,05	119,13
773/ 8 (C)	0,19	8,21	218,95
774/ 8 (C)	0,75	-2,14	232,06
806/ 8 (C)	0,10	24,29	120,29
813/ 8 (C)	-0,18	8,30	220,64

814/ 8 (C)	-0,75	-2,12	233,28
846/ 8 (C)	-0,09	-31,64	151,35
853/ 8 (C)	0,18	-11,72	251,62
854/ 8 (C)	0,72	-1,29	235,00
886/ 8 (C)	0,09	-31,55	150,88
893/ 8 (C)	-0,18	-11,71	251,09
894/ 8 (C)	-0,72	-1,27	234,89
1851/ 8 (C)	13,86	0,46	267,51
1852/ 8 (C)	4,40	0,16	270,76
1853/ 8 (C)	-6,24	0,24	275,16
1876/ 8 (C)	6,48	0,24	275,17
1877/ 8 (C)	-4,12	0,16	270,86
1878/ 8 (C)	-13,61	0,46	267,72
1901/ 8 (C)	-12,66	-0,62	292,26
1902/ 8 (C)	-2,90	-0,28	292,63
1903/ 8 (C)	8,06	-0,41	295,48
1926/ 8 (C)	12,80	-0,62	291,95
1927/ 8 (C)	3,06	-0,28	292,97
1928/ 8 (C)	-7,94	-0,41	296,49
<b>Cas 8 (C)</b>	<b>G+Q</b>		
<b>Somme totale</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>40462,04</b>

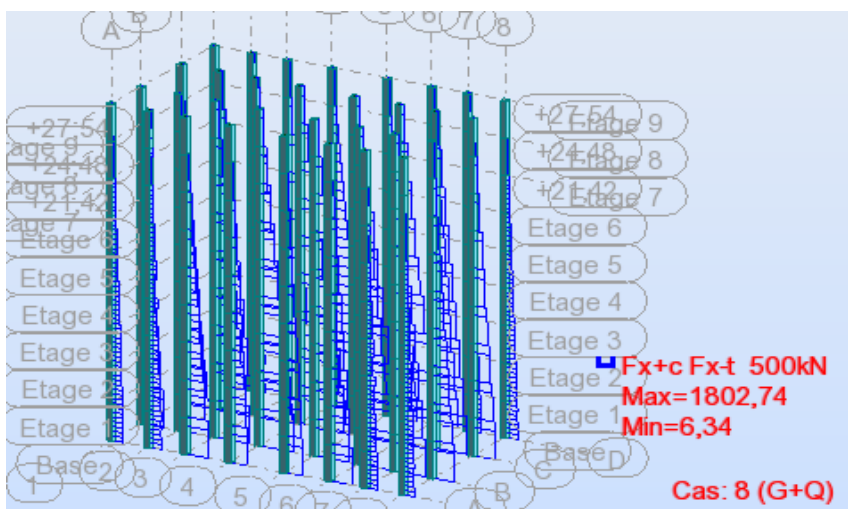
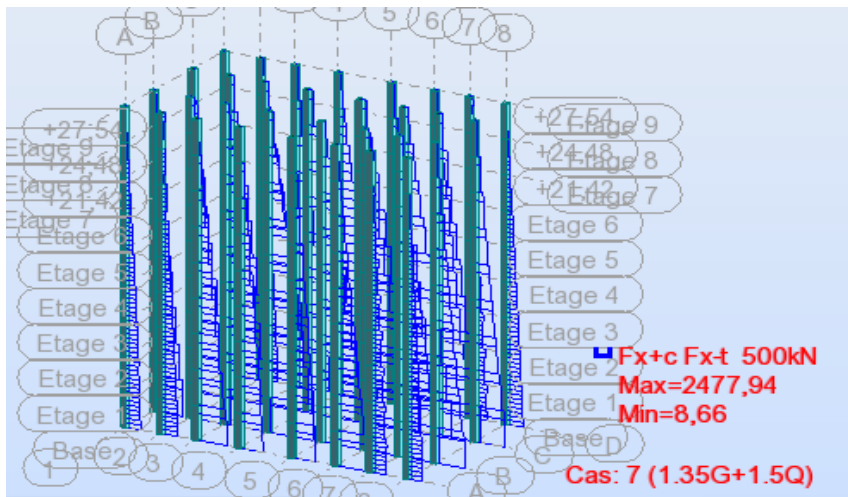
## Ferrailage de nervure







ferraillage de longrine



# RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté à la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99).

Ou nous prenons 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).

Ou nous menons des études dynamique de la structure afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

## الملخص

بصدد إعداد مذكرة التخرج , قمنا بد راسة معمقة لبناية موجهة الى الاستعمال السكني, مكونة من ثمانية طوابق + طابق ارضي و التي ستنشأ في ولاية سطيف المصنفة ضمن المناطق المتوسطة زلزاليا تبعاً للنظام الجزائري RPA99.V2003 و BAEL91 .

حيث نتناول وصفا عاما 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 من (أعمدة , روافد, جدران خراسانية) مستخدمة في صد الزلازل و الرياح) وثانوية من (أعصاب السقف المجوف, البلكونات, السلالم, الأسقف...).

وفي الأخير نقوم بالدراسة الديناميكية للبناية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية . و نتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.