



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ «ABBÈS LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



**Département de Génie Civil**

N° de série :.....

## **Mémoire de fin d'études**

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil  
Option : Structures**

**Etude d'un bâtiment en béton armé (R+6) à usage  
multiple**

**Réalisé par :** AIMECHE Khaled

**Membres de jury :**

KHELFAOUI M. Kamel (MAA) *Président*

**Dirigé par :** MASMOUDI.Mouira (MAA)

SEKKIOU Soumia (MCB) *Examineur*

*Présenté le : 15/07/2021*



# Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un travail que  
je dédie du fond du cœur à ceux que j'aime et que je remercie en  
exprimant la gratitude et la reconnaissance au durant toute  
notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A, *Ma mère, mon père, ma chère femme et mes enfants Ishak, Farah et  
Sirine*

à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les  
combler.

A ma famille et mes proches.

A mes frères, et à tous mes amis (es). A ceux qui se sont  
sacrifiés et qui se sont donnés pour les

études et dont je rends un vibrant hommage.

**Khaled**



# Remerciements

*Tout d'abord, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et le courage d'avoir fait ce travail.*

*A nos professeurs:*

*Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de notre profond respect de votre attention à notre égard et l'assistance que vous n'avez pas cessé de nous apporter durant notre formation.*

*A notre encadreur madame : MASMUDI.M.*

*Nous remercions également, le chef de département Mr : MASSAS Tidjani et tous mes amis, qui nous ont aidés à faire ce travail.*

# SOMMAIRE

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

- *Présentation l'ouvrage* ..... 1
- *Caractéristique des matériaux* ..... 4

## *Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge*

- *Pré dimensionnement de plancher* ..... 8
- *Pré dimensionnement des voiles* ..... 10
- *Pré dimensionnement des d'escalier* ..... 11
- *Descente de charges* ..... 15
- *Pré dimensionnement poutre* ..... 19
- *Pré dimensionnement poteaux* ..... 21

## *Chapitre III : Calcul des éléments secondaires*

- *Acrotère* ..... 30
- *Escalier* ..... 36
- *plancher* ..... 45
- *balcon* ..... 60

## *Chapitre IV : Etude dynamique*

- *présentation du programme SAP2000* ..... 67
- *Modélisation de la structure* ..... 68

## *Chapitre V: Etude sismique*

- *Choix de la méthode de calcul* ..... 77
- *Calcul force sismique* ..... 79
- *calcul de l'effort tranchant modale de la base* ..... 83
- *vérification des déplacements* ..... 85
- *vérification de l'effet P-A* ..... 86

• vérification au renversement.....	87
-------------------------------------	----

## *Chapitre VI : Ferrailage des éléments de Contreventements*

• ferrailage des poteaux.....	89
• ferrailage des poutres .....	106
• ferrailage des voiles.....	112

## *Chapitre VII : Etude géotechnique*

• situation du site du projet.....	120
• travaux de prospection .....	120
• conclusions .....	123

## *Chapitre VIII : Etude de fondation*

• choix de type des fondations.....	124
• semelles isolées .....	137
• semelles filants sous voile .....	142

*Conclusion*

*Bibliographie*

# Chapitre I

Présentation de l'ouvrage  
et caractéristiques des matériaux

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation, comportant 10 logements de type F4, F3. Le 1<sup>er</sup> étage est à usage de bureaux et le RDC à usage commerciale. L'ouvrage est classé dans le « groupe d'usage 2 » et implanté à Oum el bouaghi, ville située en zone 1, de sismicité faible, selon le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003.

- Le site est considéré comme ferme ( $S_2$ ).
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bar}$

I.1.1 caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, qui a les dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants ..... 3.06m.
- Hauteur du rez-de-chaussée ..... 3.00 m.
- Hauteur Etage administratif..... 3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère ..... 21.30 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan ..... 20.00m.
- Largeur totale du bâtiment en plan..... 11.40 m.

I-1-2 description de l'ossature :

➤ Plancher:

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

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'action sismique.
- Raison économique.

➤ Conception structurale:

L'ouvrage considéré est en ossature mixte composé de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

➤ Escaliers:

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

➤ Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

➤ L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est ceinturé d'un acrotère conçu en béton armé de 50 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

➤ Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible, sauf en cas d'entretien.

## I.2 HYPOTHESES DE CALCUL :

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

I-2-1 Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme

➤ Hypothèses :

- ◆ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ◆ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ◆ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

◆ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

b. Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ Hypothèses:

- ◆ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ◆ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ◆ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ◆ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ◆ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15E_b$  ;  $n = 15$ ).

Le RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) : étant le code de calcul utilisé pour le dimensionnement de la structure.

### I.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

#### I-3-1- Béton :

➤ Matières constitutives du béton:

La composition courante d' 1m<sup>3</sup> de béton est la suivante :

- ◆ 350 kg de ciment de CPA 325
- ◆ 400 L de sable  $D_s < 5 \text{ mm}$
- ◆ 800 L de gravillon  $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$
- ◆ 175 L d'eau de gâchage

➤ Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

◆ Masse volumique : pour le béton non armé, elle est prise dans notre présente étude égale à  $2.5 \text{ t/m}^3$ .

◆ Résistances caractéristiques : compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite  $f_{t28}$  et à la compression notée  $f_{c28}$  par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour  $f_{c28}$ , et par conséquent :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

Contraintes limites :

1. à l'ELU : est notée  $f_{bu}$  tel que :  $f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec :  $\gamma_b = 1,15$  en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$  en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

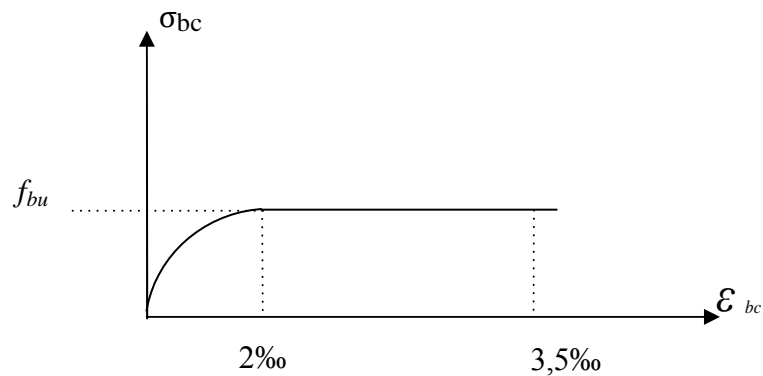


Figure (I.1) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

2. à ELS : est donné par  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

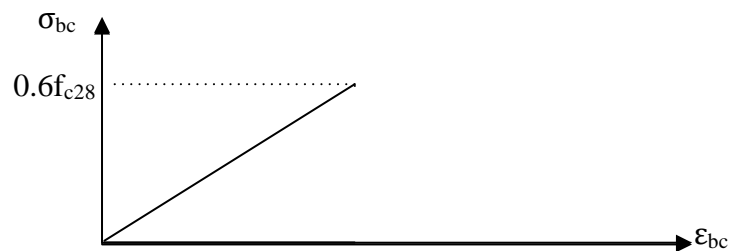


Figure (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100\sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2\text{MPa}$$

2. Le module de déformation différé : Pour des charges de longue durée d'application on a :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  d'ou :  $E_{v28} = 10721,4\text{MPa}$

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement BAEL 91:

À l'ELU :  $\nu=0 \Rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS :  $\nu=0,2 \Rightarrow$  calcul des déformations (béton non fissuré).

### I-3-2 Acier:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ◆ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ◆ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique  $f_e$ . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique $f_e$ (MPa)	$\varepsilon_{es}^0$ ‰	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Épingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\varphi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\varphi > 6\text{mm}$	441	1.917	

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

### Contrainte limite de l'acier :

- ◆ Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

$f_e$  : contrainte limite élastique.

$\varepsilon_s$  : déformation (allongement) relative de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$  en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$  en cas de situations accidentelles.

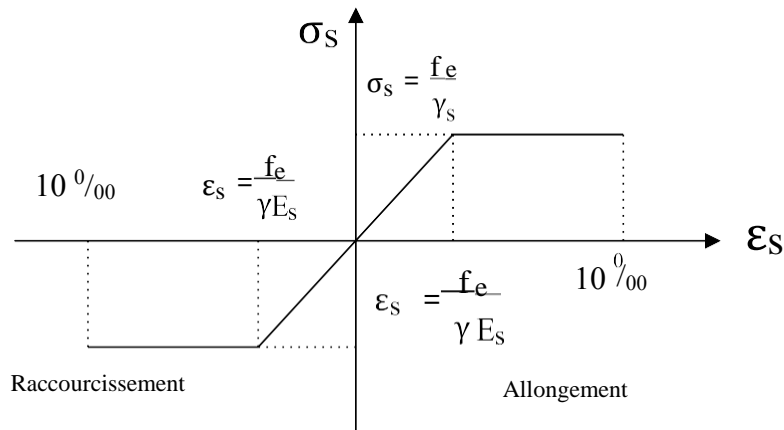


Figure I.3 diagramme contraintes déformations

◆ Contrainte à ELS:

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$  (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$  (MPa)

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est le rapport suivant :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

$n$  : coefficient d'équivalence.

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton.

# Chapitre II

## PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

**PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :****II.1 INTRODUCTION :**

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer les dimensions les plus économiques afin d'éviter un surplus de matériaux (béton et acier).

**II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation.
- les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.10 m)
- diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

**1- Résistance au feu:**

D'après BEAL 91:

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$  pour un coupe feu de quatre heures
- On admet que :  $e = 16 \text{ cm}$

**2- Résistance à la flexion :**

- Dalles reposant sur deux cotés :  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ .
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle repose sur quatre cotés et a une portée égale à :  $L_x = 3,40 \text{ m}$

Ceci engendre donc  $340 / 50 \leq e \leq 340 / 40 \Rightarrow 6.8 \text{ cm} \leq e \leq 8.5 \text{ cm}$

On prend  $e = 16 \text{ cm}$

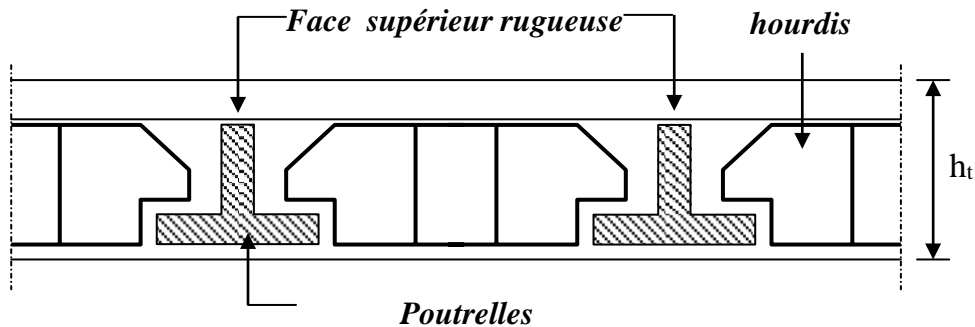
**3- Condition de flèche:**

Figure (II.1) : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

$L$  : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a:  $L = 340 - 30 = 310\text{cm}$  d'ou  $12.4 < h_t < 15.5$

Donc on adopte une épaisseur de:  $h_t = 20\text{cm}$

Tel que  $h_t = d + e$   $\begin{cases} d = 16\text{cm} \\ e = 4\text{cm} \end{cases}$

**4- Isolation phonique:**

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à:

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

**Conclusion :**

$e = \max \{16; 10; 16; 16\} (\text{cm})$

$e = (16+4) \text{ cm}$   $e = 20\text{cm}$

**Remarque :**

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur:

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

**II.3 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES**

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 du **RPA 99 ver 2003** Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation sont négligés de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ( $L \geq 4e$ ). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- $L$  : longueur de voile.
- $e$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.3).

**c.a.d:**

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de **RPA99** :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3,06$  m et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12,24\text{cm}$$

$$e \geq h/22 \Rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 15,3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 12,24; 13,91; 15,3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm}$$

on adopte que :

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

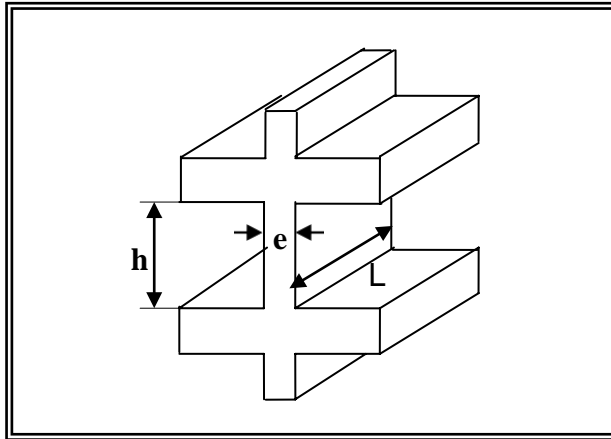


Figure (II.2) : Coupée voile en élévation.

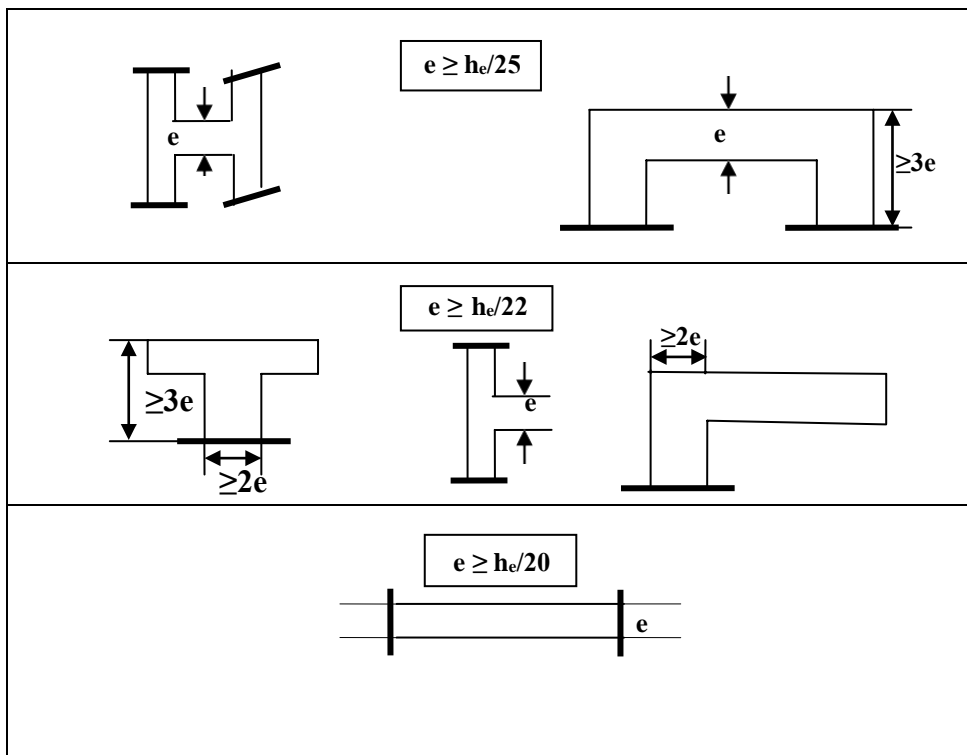


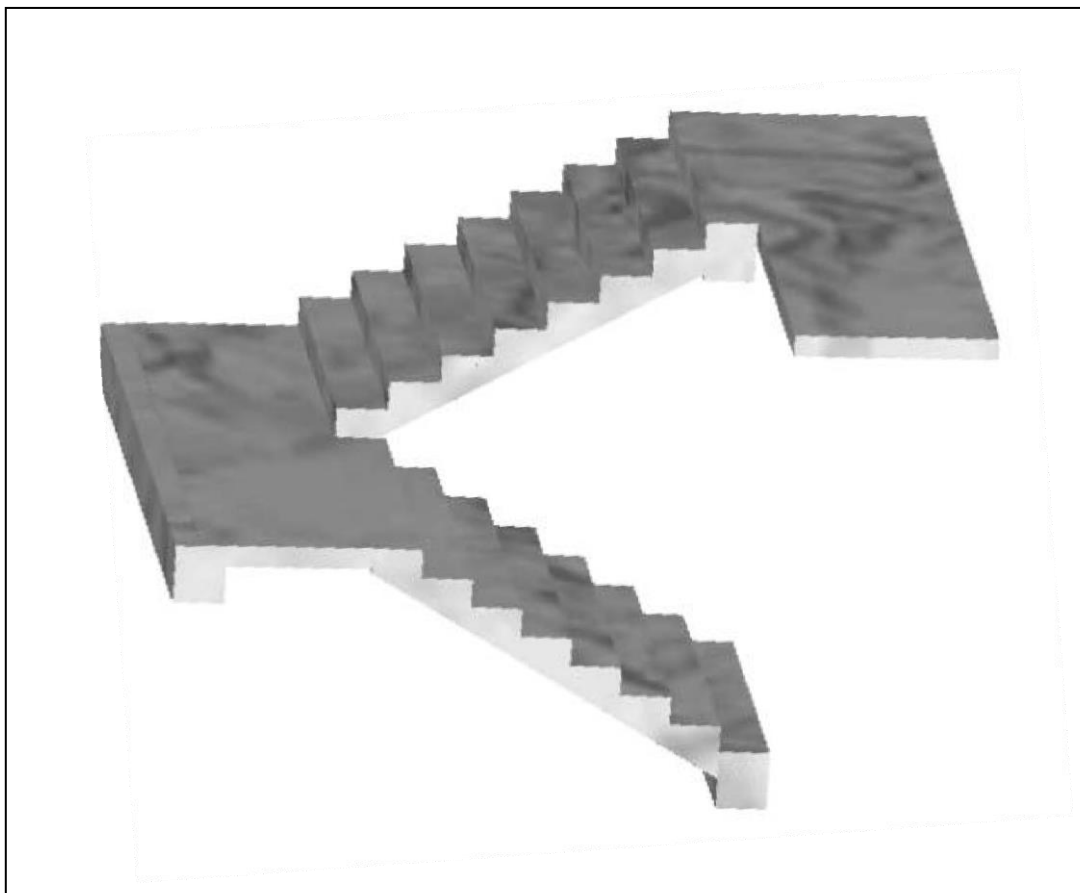
Figure (II.3) : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

**II-4) pré dimensionnement des escaliers :**

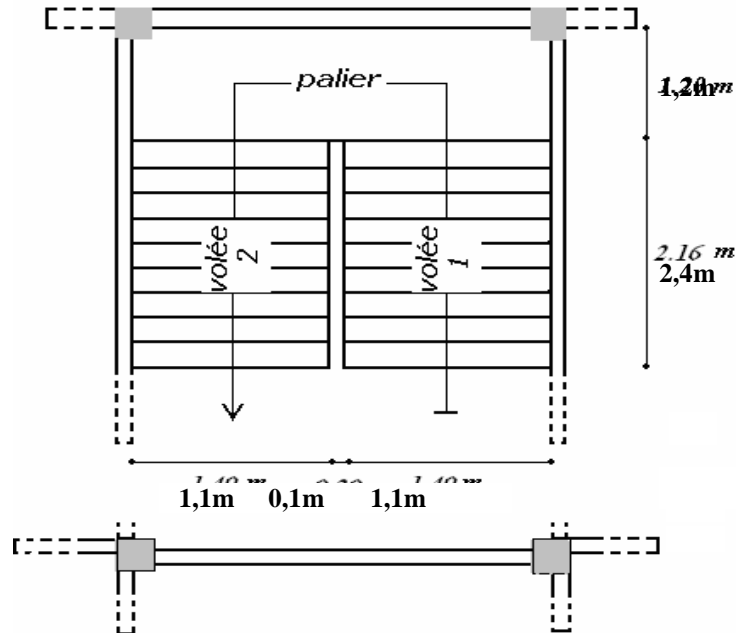
Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.



**Figure (II.4) : schéma de escalier**



Fig(II.5) . Vue en plan

**Caractéristiques techniques :**

➤ **Pour étage courant et RDC:**

Hauteur :  $H=3,06m$ .

Giron :  $g = 30 \text{ cm}$ .

La hauteur de la marche est obtenue a partir de la formule de **BLONDEL** :

On a:  $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$ .

$h$  : varie de 14 cm à 20 cm.

$g$  : varie de 22 cm à 33 cm.

Pour:  $h=17 \text{ cm}$

$N_c = H/h$

$= 306/17$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

9 contre marche par volée d'escalier

$n = N_C - 1 = 8$  marche

➤ **Inclinaison de la paillasse:**

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 17 \Rightarrow H' = 1.53\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (9-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.4\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.53/2.4 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L = 1.53 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.85\text{m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } L/30 < e < L/20 \Rightarrow 2.85/30 < e < 2.85/20$$

$$\Rightarrow e = 14\text{cm.}$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse

**II-5) DESCENTE DE CHARGE :**

**Introduction :**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (G).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (Q).

**Les planchers :**

**Plancher terrasse (inaccessible)**

La terrasse est inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	$d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$G$ (kg/m <sup>2</sup> )
1- Protection en gravillon	5	1500	75
2- Etanchéité multicouche	2	750	15
3- Forme de pente	6	2200	132
4- Isolation liège	1	550	5.5
5- Dalle en corps creux	16+4	1400	256
6- Enduit plâtre	2	1400	28

$$G = 535.5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

Tableau (II.6) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

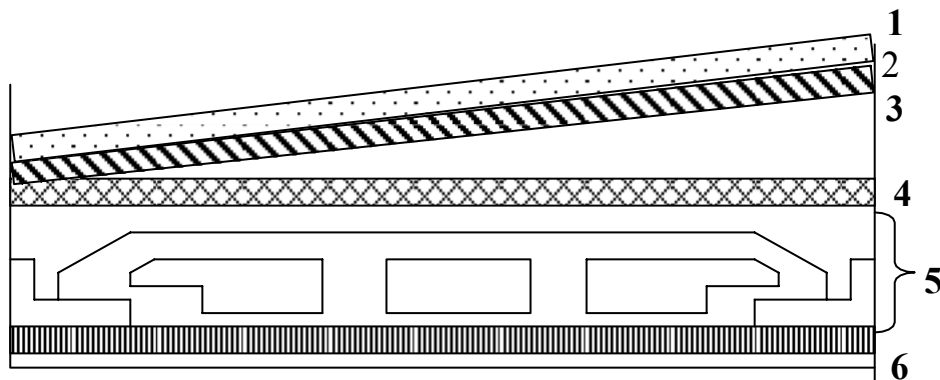


Fig. (II.7) : coupe plancher terrasse

**Planchers étages courant+RDC** : les planchers des étages courant sont en corps creux.

Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	$d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$G$ (kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2200	44
3-Lit de sable	4	800	32
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	256
5-Enduit plâtre	2	1400	28
6-cloison de séparation	/	/	75

$$G = 479 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

Tableau (II.8) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

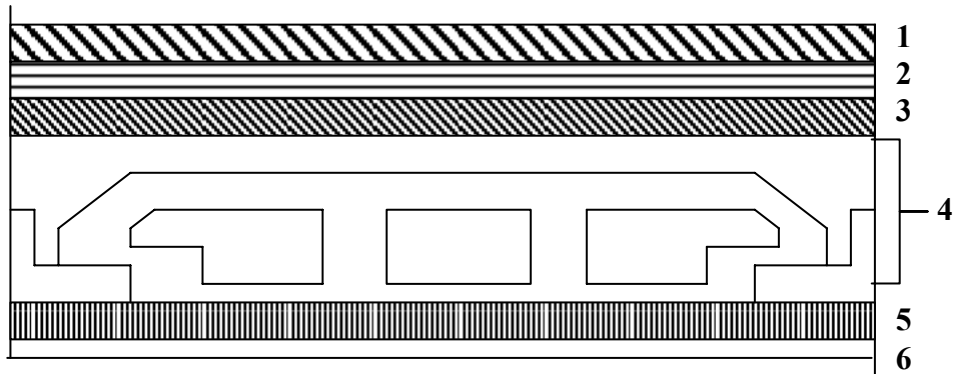


Fig. (II.9) : coupe plancher étage courant

**Balcons** : les balcons sont en dalle pleine

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M <sup>3</sup> )	G (KG/M <sup>2</sup> )
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2200	44
Lit de sable	4	800	32
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	2	2200	44

$$G = 5640 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

Tableau (II.10) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

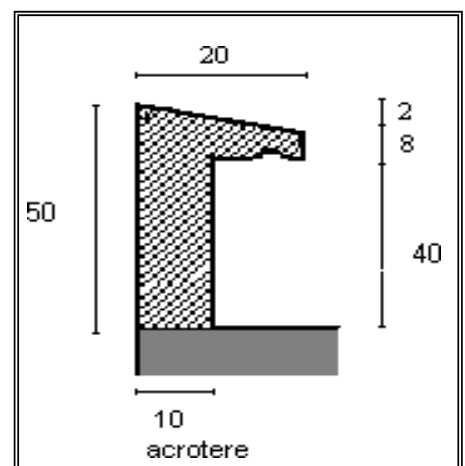
**L'acrotère**

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.4) = 0,058 \text{ m}^2$$

$$P = (0.058 \times 2500) = 145 \text{ Kg/ml}$$

Charge permanente :  $G = 145 \text{ kg/m}^2$

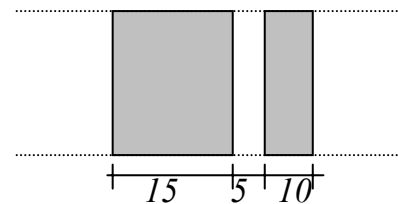
Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg/m}^2$



Mur extérieur:

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M <sup>3</sup> )	G (KG/M <sup>2</sup> )
Brique creux	25	1400	350
Enduit plâtre	2	1400	28
Enduit ciment	2	2200	44
<b>G = 422kg/m<sup>2</sup></b>			

Tableau (II.11) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.



L'escalier: Palier

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M <sup>3</sup> )	G (KG/M <sup>2</sup> )
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2200	44
Lit de sable	4	800	32
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	2	2200	44

**G = 564kg/m<sup>2</sup>**

**Q = 250 kg/m<sup>2</sup>**

Tableau (II.12) : Evaluation des charges permanentes sur le palier

Volée:

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2200	44
Lit de sable	4	800	32
Marche	17	2200	2200×0,17/2=187
Paillasse	14	2500	(2500×0,14)/cos32 ,52=416.666
Enduit ciment	2	2200	44
Gardes corps	/	/	90

**G =857.666 kg/m<sup>2</sup>**

**Q =250kg/m<sup>2</sup>**

Tableau (II.13) : Evaluation des charges permanentes de la volée

**II-6) PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**

**Poutres principales (porteuses):**

**D** après le **BAEL91:**

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{hauteur de la poutre.}$$

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

Avec :  $L$  : portée maximale de la poutre.

Nous avons :  $L = 5,00 \text{ m}$ .

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm.}$$

On prend  $h = 50 \text{ cm}$ .

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad ;$$

$$\Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm.}$$

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

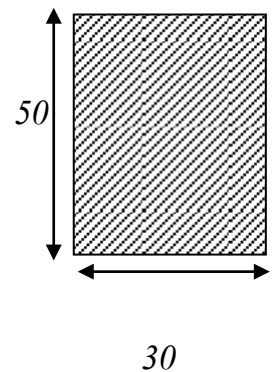
Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 du RPA 99(2003)

suivant :

$$\diamond b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{vérifié.}$$

$$\diamond h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié.}$$

$$\diamond h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1.66 < 4 \quad \text{vérifié.}$$



Poutres secondaires (non porteuses) :

D après le BAEL91:

- ♦  $L/15 \leq h_t \leq L/10$        $h_t$  : hauteur de la poutre.
- ♦  $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$        $b$  : largeur de la poutre.

Avec :  $L$  : portée maximale de poutre.Nous avons :  $L = 5,10$  m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 34 \text{ cm} \leq h_t \leq 51 \text{ cm.}$$

On prend  $h = 35$  cm.

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad ; \quad \Rightarrow \quad 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

On prend  $b = 30$  cm.

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

$$b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\bullet h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\bullet h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1.16 < 4 \quad \text{vérifie.}$$

$$\text{Poutres principales : } (b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

Vérification de la flèche :Nous devons vérifier que :  $F_{max} \leq \bar{F}$ 

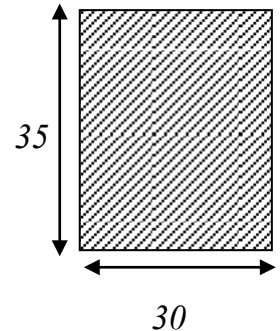
$$F_{max} \leq L/500 \quad \text{Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m.}$$

$$F_{max} \leq (L/1000) + 0.5 \quad \text{Si la portée } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{max} = (5 q L^4 / 384 E I)$$

Avec :

 $F_{max}$  : Flèche maximale de la poutre. $L$  : portée de la poutre. $h$  : hauteur de la section de la poutre. $q$  : charge uniformément répartie déterminé à L ELS. $E$  : module d'élasticité différée du béton. $I$  : moment d'inertie de la section  $I = b h^3 / 12$ 

**Poutre principale :**

$$L = 5.10m$$

$$F_{max} \leq (L/500) = 1.02 \text{ cm.} \quad E=321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I=160000\text{cm}^4$$

Charge permanent  $G=633\text{kg/m}^2$ .

Charge d exploitation  $Q=100 \text{ kg/m}^2$ .

$$q=G+Q = (633 \times 5.1 + 2500 \times 0.3 \times 0.45) + (100 \times 5.1) = 3738.3 \text{ kg/ml.}$$

$F_{max}=0.63 \text{ cm.}$  Donc la condition vérifie

**Poutre secondaire:**

$$L=3.4m$$

$$F=L/500 = 0.68 \text{ cm.} \quad E=321642 \text{ kg/cm}^2 \quad I=107187.5 \text{ cm}^4$$

$$q=G+Q = (633 \times 3.4 + 2500 \times 0.3 \times 0.35) + (100 \times 3.4) = 2754.7 \text{ kg/ml.}$$

$F_{max}=0.23 \text{ cm.}$  Donc la condition vérifie

## **II.6 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :**

*Les étapes de pré dimensionnement*

*Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation*

*Pour cela on suit les étapes suivantes :*

- ♦ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ♦ Calcul de la surface afférente à chaque poteau
- ♦ Vérification de la section a l'ELS
- ♦ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91**.

*La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** (Article : 7.4.1)*

En zone I les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ♦  $Min (a , b) \geq 25cm$
- ♦  $Min (a , b) \geq h_e / 20$
- ♦  $1/4 < a / b < 4$

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

$h_e$  : hauteur d'étage.

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

**Les charges permanentes** : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres

**Les charges d'exploitation** : comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques a chaque étage de 10% jusqu'a 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$Avec \quad N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

$B_r$  : section réduite du poteau (en  $cm^2$ ).

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

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

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

$\gamma_b = 1,5$  coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : coefficient dépendant de l'élanacement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 & \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda/35)^2)} & \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases} \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

On se fixe l'élançement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'où :

$$\alpha = 0,85/(1+0,2 \times 1) = 0,708.$$

On suppose que  $A=0$  (cas le plus défavorable)

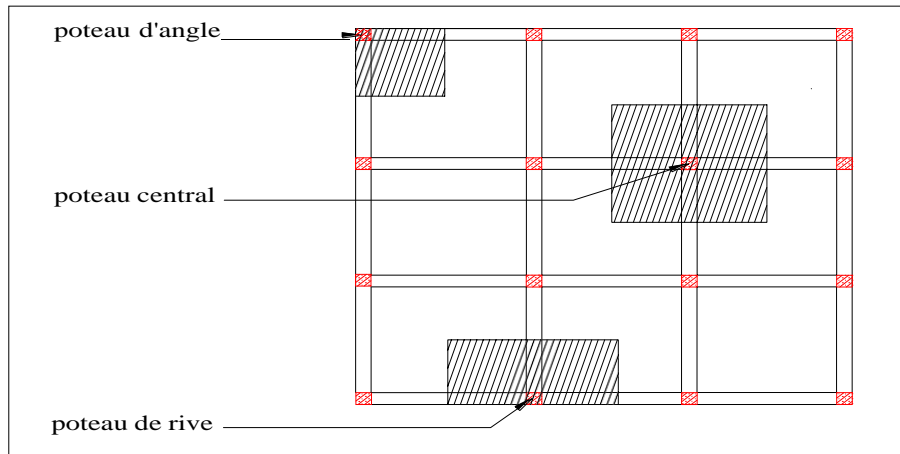
Donc:

$$N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

**AN :**

$$B_r \geq 7.63 N_u$$

( $N_u$  en tonnes et  $B_r$  en  $cm^2$ )



Nous avons trois types de poteaux

**A. Poteau de rive :**

Le poteau le plus sollicité est à une surface afférente

$$S = 9.14 m^2$$

**Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

**a-Niveau terrasse :**

Plancher :  $0.535 \times 9.14 = 4.889t$

Poutres transversales  $(5.3/2 \times 0.3 \times 0.45 \times 2.5) = 0.894t$

Poutres longitudinales  $(3.3/2 + 3.6/2) \times (0.35 \times 0.3 \times 2.5) = 0.96t$

Surcharges :

$$0.1 * 9.14 = 0.914t$$

$$N_G = 6.743t$$

$$N_Q = 0.914t$$

**b - Niveau étage courant +RDC :**

Plancher :

$$0.479 * 9.14 = 4.378t$$

Poutres transversales

$$(5.3/2 * 0.3 * 0.45 * 2.5) = 0.894t$$

Poutres longitudinales

$$(3.3/2 + 3.6/2) * (0.35 * 0.3 * 2.5) = 0.96t$$

Surcharges :

$$0.150 * 9.14 = 1.371 t$$

$$N_G = 6.232t$$

$$N_Q = 1.371t$$

**-Calcul des Efforts normaux:**

Les Charges permanentes due au poids propre : NG

Les charges d'exploitations :(lois de dégression)

**-Charges différentes:**

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \quad \sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \quad \sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

**-Charges identiques:**

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q$$

$$\sum_2 = Q_0 + 1.9Q$$

$$\sum_3 = Q_0 + 2.7Q$$

$$\sum_4 = Q_0 + 3.4Q$$

$$Q_t = Q_0 + \left[ \binom{3+n}{2} Q \right] \quad \text{Pour } n \geq 5$$

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ$$

<b>terrasse</b>	<b>G (t)</b>	<b>6.743</b>
	<b>Q (t)</b>	<b>0.914</b>

<b>courant</b>	<b>G (t)</b>	<b>6.232</b>
	<b>Q (t)</b>	<b>1.371</b>

Pour une section carrée  $Br = (a-0,02)^2$  d'où :  $a = (Br)^{1/2} + 0,02$  (en m)  
 D'après le RPA 99 : On prend une majoration dynamique de 1,2

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=( (Br) <sup>1/2</sup> +2)*1.2)	B
6	6.743	6.743	0.914	0.914	11.521	87.905	13.650	30x30
5	6.232	12.975	1.371	2.285	23.038	175.777	18.309	30x30
4	6.232	19.207	1.371	3.656	30.784	274.602	22.285	30x30
3	6.232	25.439	1.371	5.027	46.071	363.425	25.276	35x35
2	6.232	31.671	1.371	6.398	57.588	452.248	27.919	35x35
1	6.232	37.903	1.371	7.769	69.104	541.071	30.313	40x40
RDC	6.232	44.135	1.371	9.14	80.621	629.886	32.517	40x40

**B. Poteau central :**

Le poteau le plus sollicité est à une surface afférente

$$S=15.275 \text{ m}^2$$

**-Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

**a-Niveau terrasse :**

Plancher :

$$0.6743 * 15.275 = 10.295t$$

Poutres transversale:

$$((5.3/2 + 4.1/2) * 0.3 * 0.45 * 2.5) = 1.58t$$

Poutres longitudinales :

$$((3.2/2 + 3.3/2) * 0.35 * 0.3 * 2.5) = 0.853t$$

Surcharges :

$$0.1 * 15.275 = 1.527t$$

$$N_G = 12.728t$$

$$N_Q = 1.527t$$

**b -Niveau étage courant +RDC:**

Plancher :  $0.499*15.275=7.622t$

Poutres transversales:  $((5.3/2+4.1/2)*0.3*0.4*2.5)=1.41t$

Poutres longitudinales:  $((3.2.2+3.3/2) 0.35*0.3*2.5)=0.853t$

Surcharges :  $0.15*15.275=2.291 t$

$$N_G=9.885t$$

$$N_Q=2.29t$$

<i>terrasse</i>	<i>G (t)</i>	<b>11.932</b>
	<i>Q (t)</i>	<b>1.527</b>

<i>courant</i>	<i>G (t)</i>	<b>9.885</b>
	<i>Q (t)</i>	<b>2.291</b>

<i>niveaux</i>	<i>G (t)</i>	<i>NG (t)</i>	<i>Q (t)</i>	<i>NQ (t)</i>	<i>1.15NU (t)</i>	<i>Br (Cm<sup>2</sup>)</i>	<i>a= ((Br)<sup>1/2</sup>+2)*1.2)</i>	<i>B</i>
<b>6</b>	<b>11.932</b>	<b>11.932</b>	<b>1.527</b>	<b>1.527</b>	<b>21.159</b>	<b>155.730</b>	<b>17.375</b>	<b>35x35</b>
<b>5</b>	<b>9.885</b>	<b>21.817</b>	<b>2.291</b>	<b>3.818</b>	<b>40.457</b>	<b>297.764</b>	<b>23.107</b>	<b>35x35</b>
<b>4</b>	<b>9.885</b>	<b>31.702</b>	<b>2.291</b>	<b>6.108</b>	<b>59.754</b>	<b>439.789</b>	<b>27.565</b>	<b>35x35</b>
<b>3</b>	<b>9.885</b>	<b>41.587</b>	<b>2.291</b>	<b>8.400</b>	<b>79.054</b>	<b>581.837</b>	<b>31.346</b>	<b>45x45</b>
<b>2</b>	<b>9.885</b>	<b>51.472</b>	<b>2.291</b>	<b>10.691</b>	<b>98.352</b>	<b>723.871</b>	<b>34.686</b>	<b>45x45</b>
<b>1</b>	<b>9.885</b>	<b>61.357</b>	<b>2.291</b>	<b>12.982</b>	<b>117.651</b>	<b>865.911</b>	<b>37.712</b>	<b>55x55</b>
<b>RDC</b>	<b>9.885</b>	<b>71.242</b>	<b>2.291</b>	<b>15.273</b>	<b>136.949</b>	<b>1007.945</b>	<b>40.498</b>	<b>55x55</b>

**C.Poteau d'angle :**

*Le poteau le plus sollicité est à une surface afférente*

$$S= 3.383m^2$$

**-Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

**a- Niveau terrasse :**

Plancher :  $0.633 \times 3.383 = 2.141t$   
 Poutres transversales:  $4.1/2 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.615t$   
 Poutres longitudinales:  $3.3/2 \times 0.35 \times 0.3 \times 2.5 = 0.433t$   
 Surcharges :  $0.1 \times 3.383 = 0.338 t$

$N_G = 3.189t$   
 $N_Q = 0.338t$

**b -Niveau étage courant +RDC:**

Plancher :  $0.499 \times 3.383 = 1.688t$   
 Poutres transversales:  $4.1/2 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.615t$   
 Poutres longitudinales:  $3.3/2 \times 0.35 \times 0.3 \times 2.5 = 0.433t$   
 Surcharges :  $0.150 \times 3.383 = 0.507 t$

$N_G = 2.736t$   
 $N_Q = 0.507t$

<b>terrasse</b>	<b>G (t)</b>	<b>3.189</b>
	<b>Q (t)</b>	<b>0.338</b>
<b>courant</b>	<b>G (t)</b>	<b>2.736</b>
	<b>Q (t)</b>	<b>0.507</b>

<b>Niveaux</b>	<b>G (t)</b>	<b>NG (t)</b>	<b>Q (t)</b>	<b>NQ (t)</b>	<b>1.1NU (t)</b>	<b>Br (Cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a= ((Br)<sup>1/2</sup>+2)*1.2)</b>	<b>B</b>
<b>6</b>	<b>3.189</b>	<b>3.189</b>	<b>0.338</b>	<b>0.338</b>	<b>4.922</b>	<b>37.555</b>	<b>9.754</b>	<b>30x30</b>
<b>5</b>	<b>2.736</b>	<b>5.925</b>	<b>0.507</b>	<b>0.845</b>	<b>10.193</b>	<b>77.773</b>	<b>12.983</b>	<b>30x30</b>
<b>4</b>	<b>2.736</b>	<b>8.661</b>	<b>0.507</b>	<b>1.352</b>	<b>15.092</b>	<b>115.152</b>	<b>15.277</b>	<b>30x30</b>
<b>3</b>	<b>2.736</b>	<b>11.397</b>	<b>0.507</b>	<b>1.859</b>	<b>19.992</b>	<b>152.539</b>	<b>17.221</b>	<b>30x30</b>
<b>2</b>	<b>2.736</b>	<b>14.133</b>	<b>0.507</b>	<b>2.366</b>	<b>24.891</b>	<b>189.918</b>	<b>18.373</b>	<b>30x30</b>
<b>1</b>	<b>2.736</b>	<b>16.869</b>	<b>0.507</b>	<b>2.873</b>	<b>29.791</b>	<b>227.305</b>	<b>20.492</b>	<b>30x30</b>
<b>RDC</b>	<b>2.736</b>	<b>19.605</b>	<b>0.507</b>	<b>3.380</b>	<b>34.690</b>	<b>264.685</b>	<b>21.923</b>	<b>30x30</b>

**Vérification de la section :****Par le RPA**

L'article 7.4.1 de RPA99 exige :

Pour la zone I on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées.

D'après le **RPA99** les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

Finalement on adopte les sections suivantes:

<b>Etage</b>	<b>Section (a×b)</b>
<b>6</b>	<b>40×30</b>
<b>5</b>	<b>40×30</b>
<b>4</b>	<b>40×30</b>
<b>3</b>	<b>40×30</b>
<b>2</b>	<b>40x40</b>
<b>1</b>	<b>40x40</b>
<b>RDC</b>	<b>40×40</b>

**Tableau (II.10) : Section des poteaux.**

# Chapitre III

CALC JL DES ELEMENTS  
SECONDAIRES

### CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

#### III.1- INTRODUCTION :

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

#### III.2- ACROTÈRE :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

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

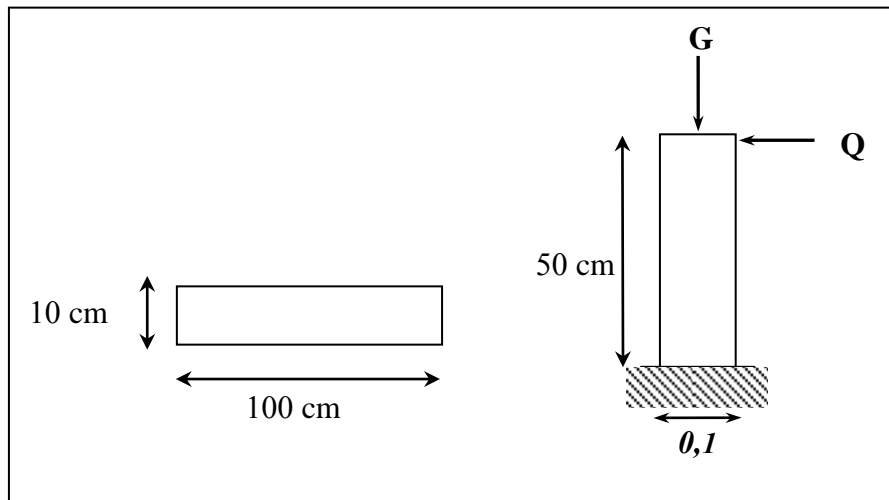


Figure (III.1) : Schéma de l'acrotère.

### III-2-1-Vérification de l'effort due au séisme:

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

$$F_p = 4AC_p W_p$$

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol  $C_p = 0.8$

$W_p$ : Poids de l'élément.  $W_p = 1,875 \text{ KN/ml}$

$A$  : coefficient d'accélération (zone I, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A = 0,08$

D'ou :

$$F_p = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 1,875 = 0,48 \text{ KN/ml}$$

Soit  $F = 0,48 \text{ Q} = 0,48 \text{ KN/m} \Rightarrow$  donc  $F_p = F$

$F$  : la force due à la main courante majorée.

**Remarque :** les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit  $A_s' = A_s$ ).

**Surface de l'acrotère:**

$$S = 0.058 \text{ m}^2.$$

Le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

$$G = \gamma_b \times S \times 1 \text{ m} = 2500 \times 0.058 = 145 \text{ kg/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend une bande de 1m de longueur:

$$G = 145 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

**III-2-2-Évaluation et combinaison des charges :**

$$N_u = 1,35 G = 1,958 \text{ KN.} \quad N_{ser} = G = 1,45 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 Q h = 1,125 \text{ KN.m.} \quad M_{ser} = Q h = 0,75 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1,5 Q = 2,25 \text{ KN.} \quad T_{ser} = Q = 1,5 \text{ KN.}$$

La section du béton (bxh) est (100x10) cm<sup>2</sup>

$$d = 0.9h = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

$f_{c28}$ (MPa)	$d$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$c=c'$ (cm)
25	9	14,17	348	400	2

**Tableau (III.2) :** Caractéristiques géométriques et mécaniques

**III-2-3-Ferrailage de l'acrotère :**

Fissuration est préjudiciable par ce que l'acrotère expose aux intempéries.

Dans le calcul se fait sur une section rectangulaire au ELU et ELS :

**a) Calcul de la section à ELU:**

Selon l'article (chapitre 12 BEAL) :

L'excentricité  $e$ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

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

$$e = \frac{1,125}{1,958} = 0,575 \text{ m}$$

$$\psi_1 = \frac{M_u}{bh\sigma_{bc}} = \frac{1.125 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1 \times 14,17} = 0,93910^{-3} \quad ; \quad \xi = f(\psi_1) = 0,1667$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.083m \Rightarrow e_0 > e_{NC} \quad \text{Avec: } h=50 \text{ cm}$$

$e > e_{NC}$  ; donc la section est partiellement comprimée.

L'excentricité additionnelle :  $e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; 50/250) = 2\text{cm}$

$$e_1 = e + e_a = 59.2\text{cm}$$

$$\text{On a } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left( 15, \frac{20.e_1}{h} \right) \Rightarrow 10 \leq \text{Max} (15; 118.4) \text{ et } l = 2l_0 = 1,0 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  Calcul en flexion composée en tenant compte, de façon forfaitaire, de l'excentricité de second ordre ( $e_2$ ).

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} \cdot (2 + \alpha\phi) \quad \text{t.q. } \alpha = 10 \left[ 1 - \frac{M_U}{1,5M_{ser}} \right] = 0$$

$$\text{Donc: } e_2 = \frac{3.1,0^2}{10^4.0,1} (2) = 6,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_{uG} = N_u(e_1 + e_2) \Rightarrow M_{uG} = 1,17 \text{ KN.m.}$$

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 1,248 \text{ KN.}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ferrailage :

$M_{uA}$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$z$ (m)	$\epsilon_s$ (‰)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_{s,U}$ (cm <sup>2</sup> )
1,248	0,0109	0,0137	0,089	0,01	348	0,41

Tableau (III.3) : Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

**b) Calcul à l'ELS :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.75/1.45 = 0,517$$

$$e_1 = h_t/6 = 0,1/6 = 0,016$$

$e_1 < e_0$  la section partiellement comprimé (S P C)

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

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

Après le calcul on a :  $N_{ser} = 1,45 \text{ KN}$  ;  $M_{serA} = 0,75 \text{ KN.m}$ .

La contrainte du béton a L'ELS est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier a L'ELS est :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre :  $x = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,047 \text{ m}$

Moment de service limite :  $\underline{M}_1 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\sigma}_{st} \times x}{2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \times \left( d - \frac{x}{3} \right)} \Rightarrow M_1 = 26,2 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$

$M_{serA} = 0.921 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$

$M_{serA} < \bar{M}_1 \Rightarrow$  La section est sans aciers comprimés

D'ou  $A_{s,ser} = \frac{M_{serA}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0,921 \cdot 10^{-3}}{0,089 \times 201,63} - \frac{1,45 \cdot 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_{s,ser} = 0,553 \text{ cm}^2$ .

### III-2-4-Vérification:

#### Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement  $A_s = \max(A_{s,u} ; A_{s,ser} ; A_s^{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est : **5HA6** = 1,41 cm<sup>2</sup>, avec un espacement  $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$ .

Pour les armatures de répartition, nous avons :

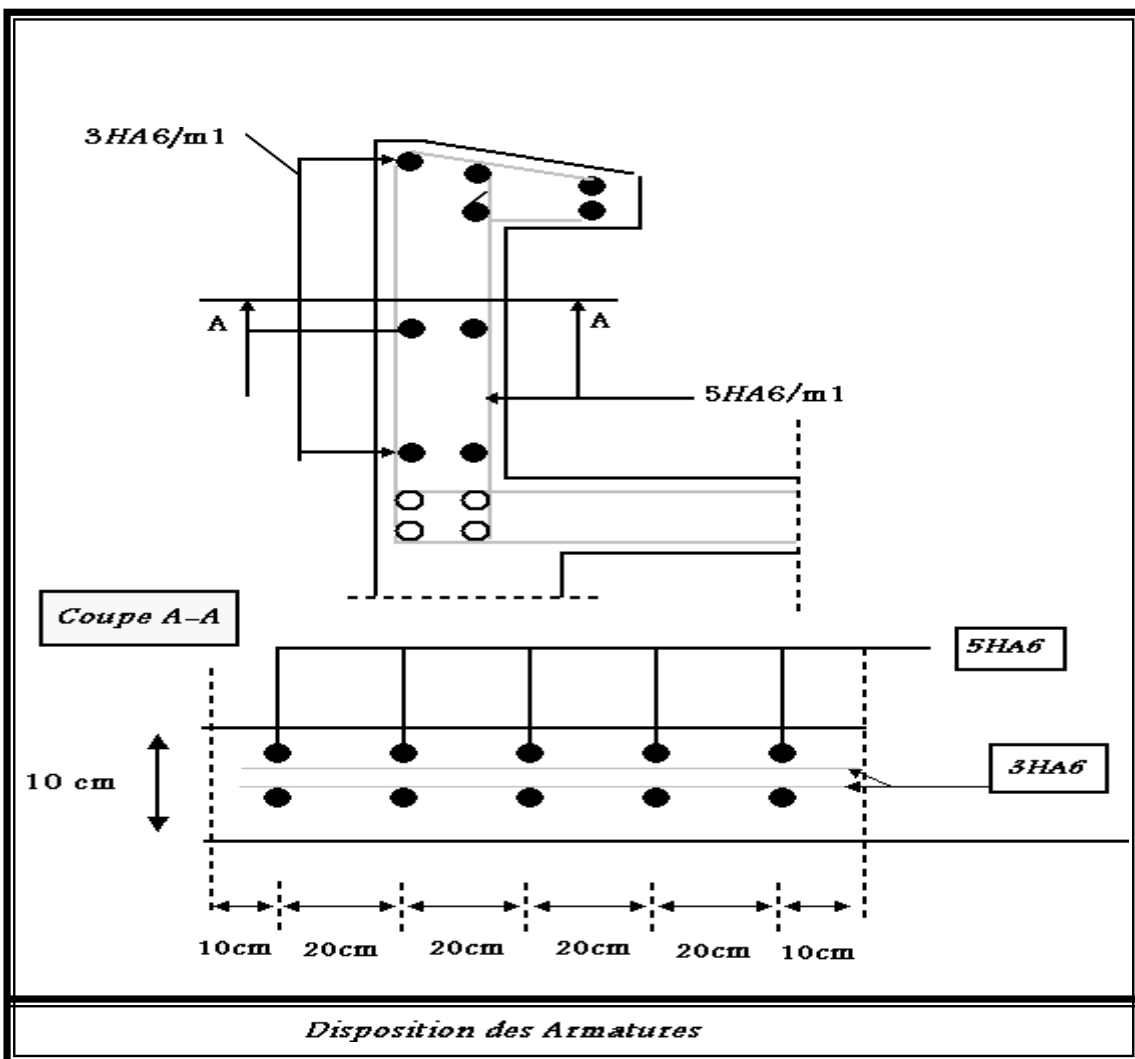
$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,35$  ; on choisit **3HA6** = 0,85, avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$ , tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,025MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \text{vérifiée.}$$



III--4- Schéma de ferrailage d'acrotère

**III.3- L'ESCALIER**

**III-3-1Définition** : Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

**III-3-2- Evaluation des sollicitations****Charges et surcharges****Volée:**

- Charge permanente :  $G=7,93 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

**Palier:**

- Charge permanente :  $G=5,60 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

**Combinaison des charges :**

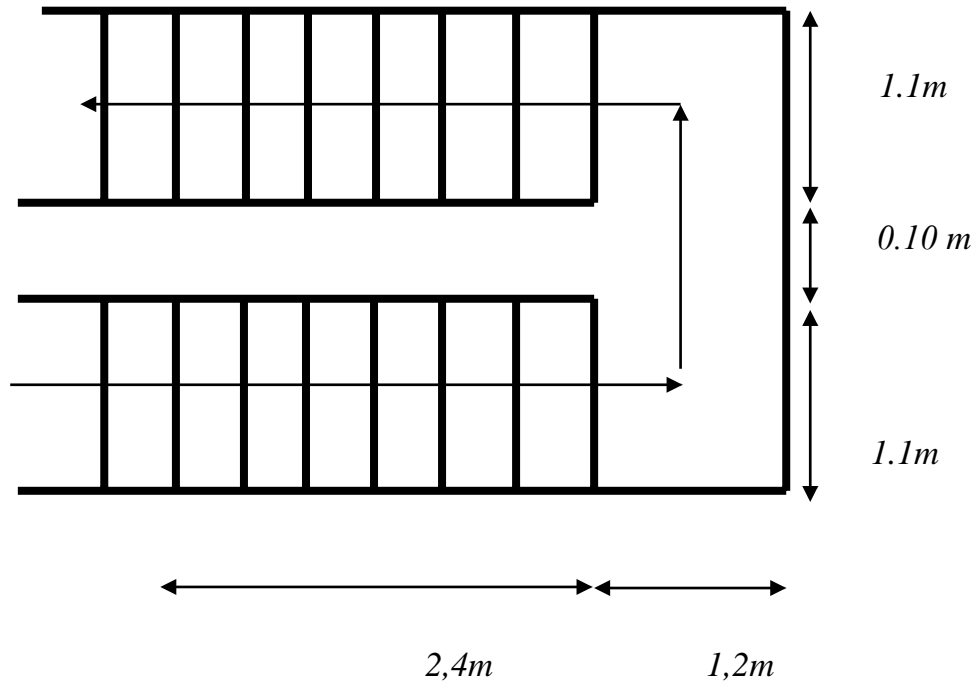
Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

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

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

	$G \text{ (KN/M}^2\text{)}$	$Q \text{ (KN/M}^2\text{)}$	$Q_U \text{ (KN/M}^2\text{)}$	$Q_{SER} \text{ (KN/M}^2\text{)}$
Palier	5,6	2,5	11,31	8,1
Paillasse	7,93	2,5	14,45	10,43

(Tableau III.5): combinaison des charges de l'escalier.



III-6- Vue en plan d'escalier

Sollicitations de calcul de la volée: pour le calcul en prend la charge

$$q_u \text{ max} = 14.45 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} \text{ max} = 10.43 \text{ KN/m}^2$$

**ELU:**

$$M_u = q_u L^2 / 8 = 23.40 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L / 2 = 26.01 \text{ KN}$$

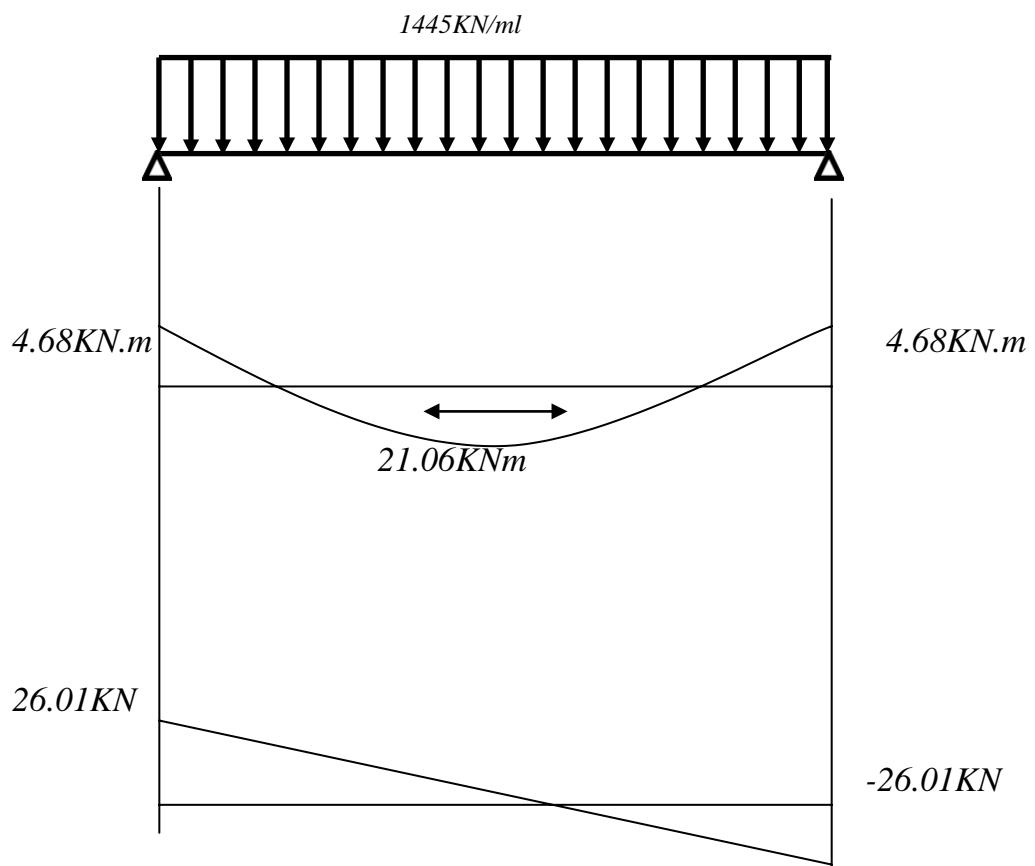
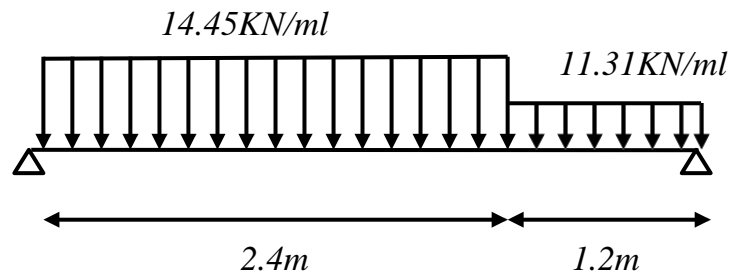
On travée :

$$M_{\text{travée}} = 0,9 M \quad \longrightarrow \quad M_{\text{travée}} = 0,9 \times 23.40 = 21.06 \text{ KN.m}$$

On appui :

$$M_{\text{appui}} = 0,2 M \quad \longrightarrow \quad M_{\text{appui}} = 0,2 \times 23.40 = 4.68 \text{ KN.m}$$

Schema statique:



**ELS:**

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 8 = 16.89 \text{KN.m}$$

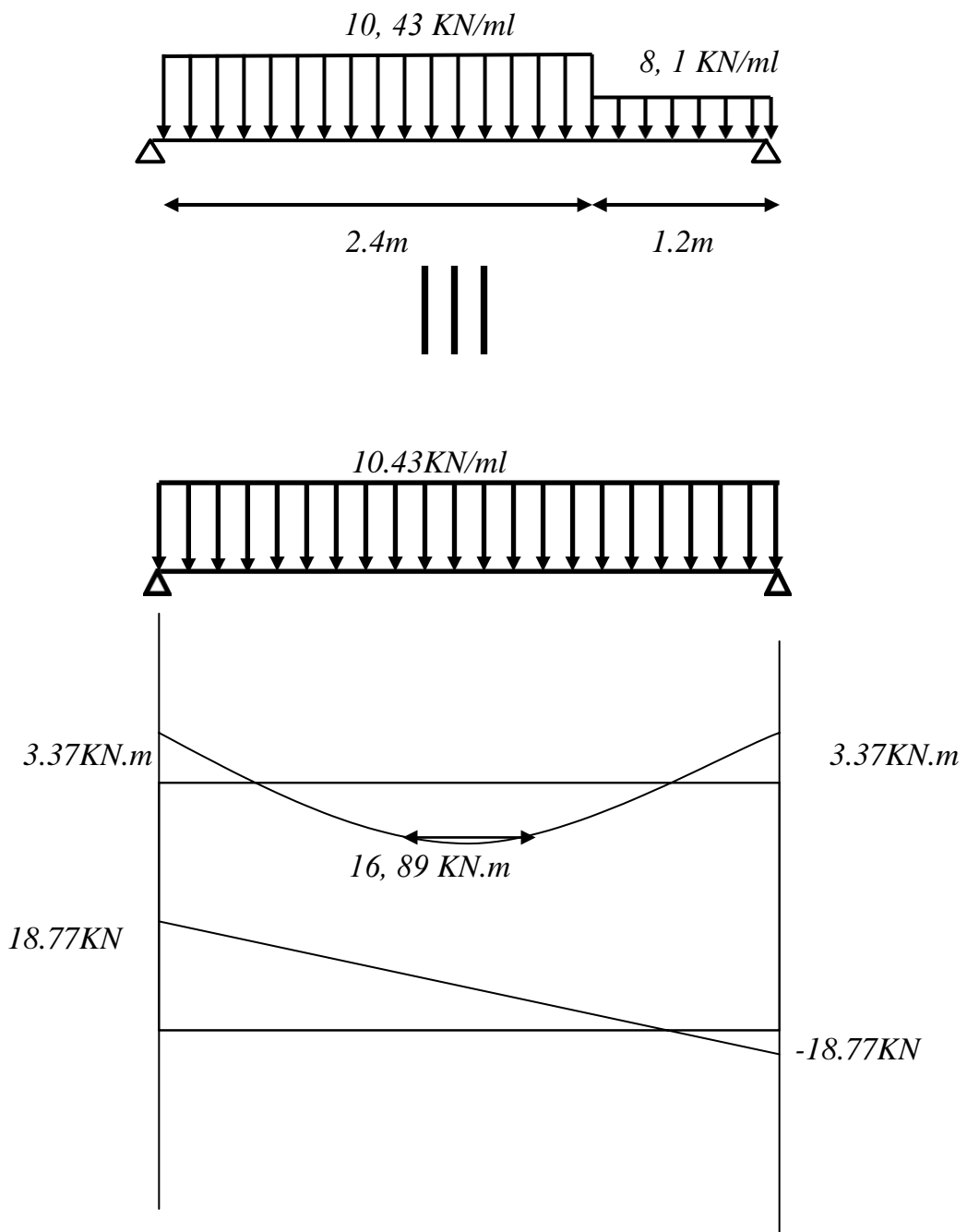
$$V_{ser} = q_{ser} L / 2 = 18.77 \text{KN}$$

On travée :

$$M_{travée} = 0,9M \longrightarrow M_{travée} = 0,9 * 16.89 = 15.20 \text{KN.m}$$

On appui :

$$M_{appui} = 0,2M \longrightarrow M_{appui} = 0,2 * 16.89 = 3.37 \text{KN.m}$$



**III-3-3-Ferrailage:****a- En travée:**

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} \quad d = 0,9 * E_p = 0,9 * 0,14$$

$$d = 0,126m.$$

$$b = 0,1m$$

$$\mu = 0,099 < 0,186 \text{ l'état limite ultime atteint le pivot A}$$

$$\alpha = 0,130$$

$$Z = 0,119$$

$$\sigma_s = 348MPa$$

$$A_s = 5,34 \text{ cm}^2/ml$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 1,335 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_r = 1,335 \text{ cm}^2 / ml$$

**III-3-4-Verification:****Condition de non fragilité :**

$$\text{On a: } A_{min} = 0,23 b x d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = \max (A_{min}, A_{cal}) = \max (1,52, 5,34) \rightarrow A_s = 5,34 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Le choix : } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_r: \quad 5HA8 = 2,513 \text{ cm}^2/ml$$

**Calcul de l'espacement:**

$$S_t > S_{t \max} = \min (0,9d, 40cm) = 11,34 \text{ cm}$$

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

**Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$ , tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{2,67 * 0,01}{1 * 0,126} = 0,212MPa < \tau_u = 3,25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

**b- En appuis:**

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 Fbc} = \frac{0.5 * 0.01}{1 * 0.126^2 * 14.17} = 0.022 \leq 0.392 \quad \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.028$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.108 (1 - 0.4 * 0.031) = 0.124m$$

$$A_s = (Mu / z Fe \gamma_s) = 1,181 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 1.181 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Condition non fragilité**

$$A_{min} = 0.23.b.d.ft_{28}/f_e = 0.23 * 100 * 12 * 2.1 / 400 = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.52, 1.181) \rightarrow A_s = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : 5HA10 (3.92 cm<sup>2</sup>/ml)

Les armatures des répartitions :

$$A_r = 3.92/4 = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 0.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : 5HA8 cm<sup>2</sup>/ml = 2,513 cm<sup>2</sup>/ml.

**Calcul de l'espacement:**

$$S_t > S_{t \max} = \min(0.9d, 40\text{cm}) = 11.34 \text{ cm}$$

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

**Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$ , tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{2.76 * 0.01}{1 * 0,126} = 0,219\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

**Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * y / I$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A_s' (y - e') - n A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0; A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}; n = 15$$

$$Y=3.47 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I=1/3 b_0y^3+15A_s (d-y)^2$$

$$I= 7203.77\text{cm}^4$$

AN:

$$\sigma_{bc} =8.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Bc'} =0.6 f_c 28 = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Calcul des contraintes de l'acier :

$$\sigma_{st}=15 M_{ser} (d-y)/I =126.73 \text{ MPa} < 348 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

**Vérification de la flèche:**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1.  $h/L \geq 1/16$
2.  $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
3.  $h/L \geq 1/10 (M_v/M_o)$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 12 / 360 = 0,0333 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est :  $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \therefore \text{si} \therefore L < 5m$$

$$f = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \therefore L > 5m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M \cdot L^2}{10 E_v I} \quad (1) \\ \delta_v = \frac{M \cdot L^2}{10 E_v I_{\delta_v}} \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Flèche due aux charges instantanées.

(2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas  $L= 3.6m$ .

• Moment d'inertie de la section totale homogène :  $I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$

• Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A Z} \quad \text{et } Z = d - \frac{y}{3}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

$M_{SER}$ (KN.M)	$A_S$ (CM <sup>2</sup> )	$\rho$ $10^{-3}$	$Z$ (CM)	$\sigma_S$ (MPA)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (CM <sup>4</sup> )	$I_{\delta i}$ (CM <sup>4</sup> )	$I_{\delta v}$ (CM <sup>4</sup> )
17.8	5,65	0,0051	11,443	275,31	4.1	1.64	0.52	16352.64	5221,14	8825,90

Tableau (III.7) : Vérification de la flèche.

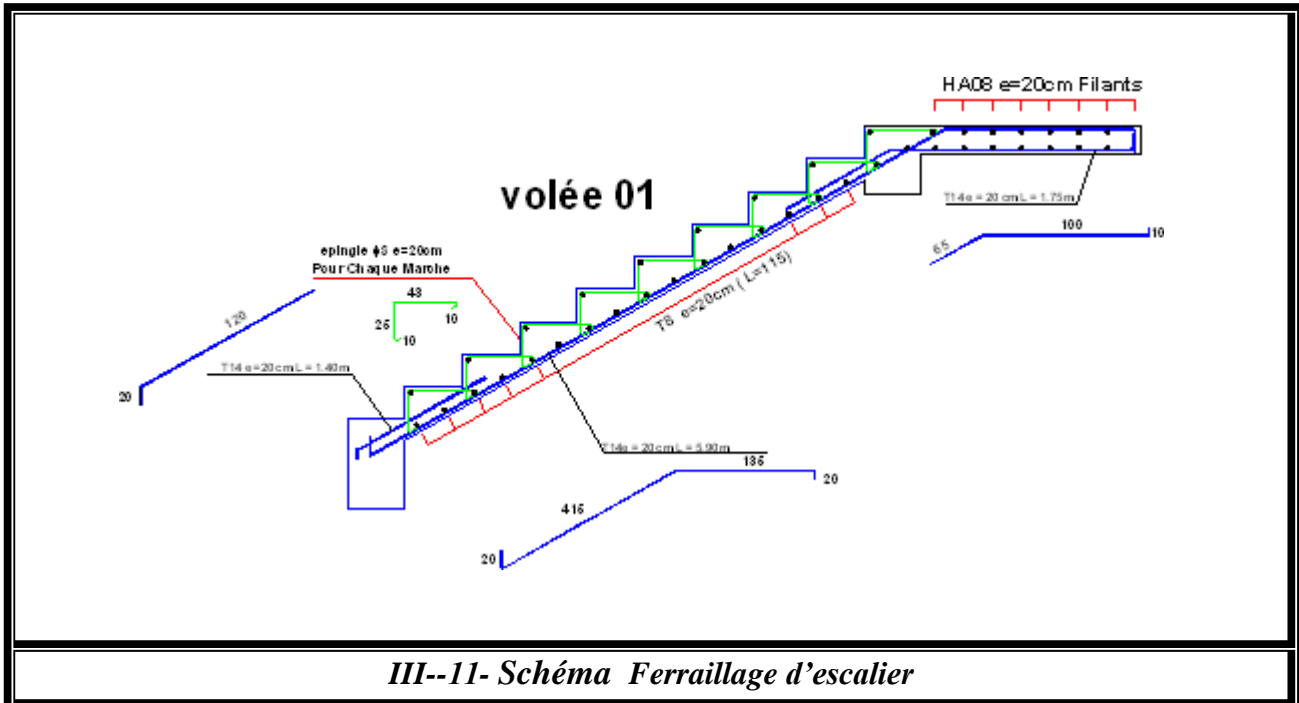
**Calcul des modules de déformation:**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$D'où: \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.7}{1000} = 0.37 \text{ cm.} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \Delta \delta_T < \bar{f}$$



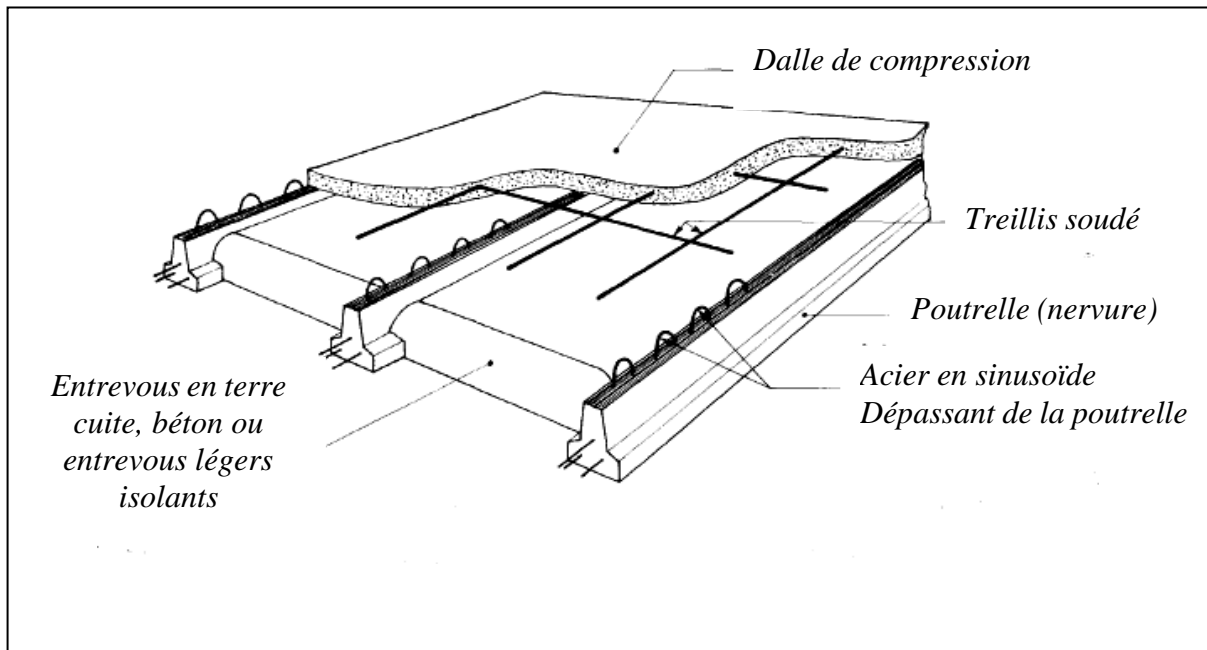
**CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :**

**III.4-Plancher:** Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On adopte comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantage:

- une bonne isolation phonique et thermique
- Il est plus léger que la dalle pleine.



**Figure (III.12) :** Schéma statique de la coupe de plancher

**III-4-1-Dimensionnement des poutrelles:**

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$  et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

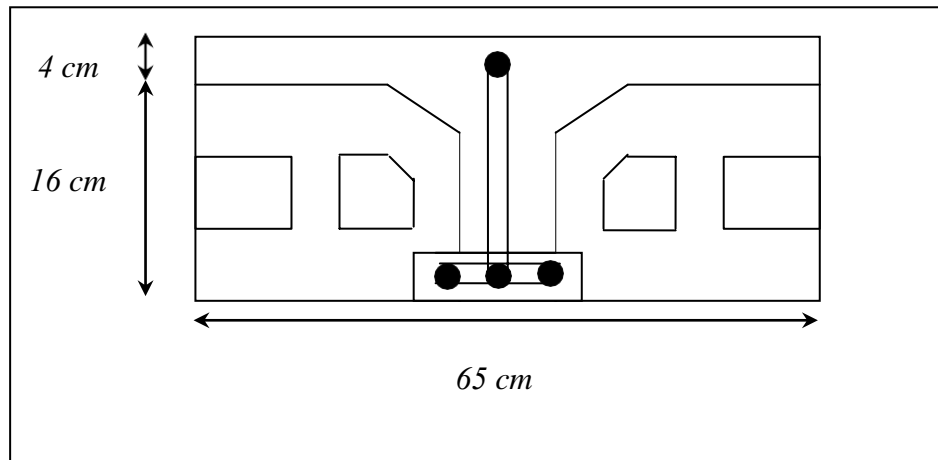


Figure (III.13) : Coupe verticale du corps creux.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semi encastré.

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

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

**1<sup>ere</sup> Phase de calcul (avant le coulage):**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

**a)- Les sollicitations :**

Charge permanente :

-poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 2.5 = 0.012 \text{ t/m}$ .

-poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.095 = 0.062 \text{ t/m}$ .

$$G = 0.074 \text{ t/m.}$$

Surcharge d'exploitation du chantier :  $0.65 \times 0.1 = 0.065 \text{ t/m}$ .

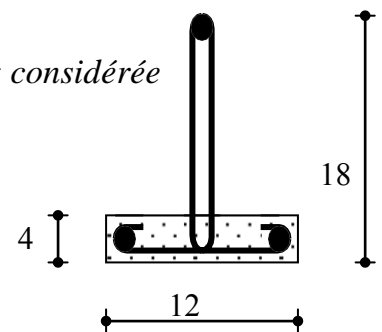
$$Q = 0.065 \text{ t/m}$$

**b)- les combinaisons :**

Le calcul se fera à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

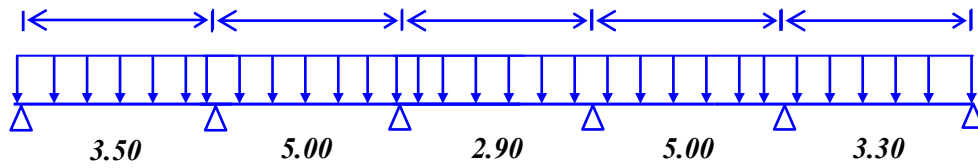
**A L'ELU**  $qu = 1.35G + 1.5Q$

$$qu = 1.35 \times 0.074 + 1.5 \times 0.065 = 0.194 \text{ t/m.}$$



Poutrelle préfabriquée

A L' ELS:  $q_s = G+Q$   
 $q_{ser} = 0.074 + 0.065 = 0.139 \text{ t/m.}$



L'expression des moments maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par :

$M_{max} = qu l^2 / 8$  Dans notre cas :  $L_{max} = 5.00 \text{ m}$

D'où on obtient :  $M_u = (0.194 * 5.00^2) / 8 = 0.606 \text{ t.m}$

$M_s = (0.139 * 5.00^2) / 8 = 0.434 \text{ t.m}$

L'effort tranchant maximal est donné par :

$T_{u \text{ max}} = p_u L / 2 = 0.126 \text{ t}$

$T_{ser \text{ max}} = p_{ser} L / 2 = 0.090 \text{ t}$

**c) Ferrailage :**

La poutrelle travaille en flexion simple.

$b = 12 \text{ cm}$                        $d = h - e = 3.60 \text{ cm}$                        $h = 4 \text{ cm}$

$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa.}$

$\mu = M_U / b d^2 f_{bu} = 2.218 > \mu_R = 0.392$  ,  $A'_s = 0$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

Les étaitements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimés telle que  $L_{max}$  est calculé comme suit :

que :  $\mu_{ser} < \mu_R$  c .à. d :

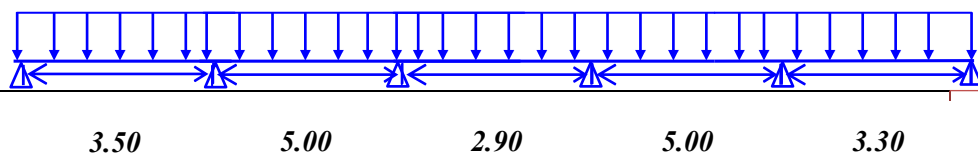
$(M_{ser} / b d^2 f_{bu}) < \mu_R = 0.392$

Donc  $M_{ser} < 0.863$

$M_{ser} = P_{ser} L^2 / 8$

$L < 1,845 \text{ m}$

**2<sup>ème</sup> phase de calcul (après le coulage) :**



**Choix de la méthode de calcul**

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire.

**principe de la méthode :**

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis ( $M_0, M_e$ ) et des moments en travée ( $M_t$ ).

**Conditions requises :**

- 1- les moments quadratiques des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité :
- 2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 à 1.25.
- 3- la fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue de béton armé et celle de revêtement.
- 4- surcharge d'exploitation modérée  $Q < (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ .

**Valeurs des coefficients :**

$M_0$  : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

$M_e, M_w$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans les calculs de la travée.

$M_t$  : le moment maximale de la travée considérée.

$\alpha$  : est le rapport s charges d'exploitation à la somme des charge permanents l'exploitation

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire  $n$  est pas inférieure à :

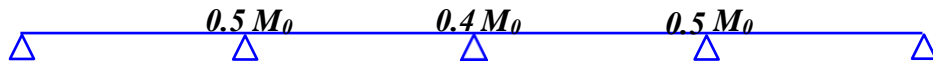
$0.6M_0$  : Dans le cas d'une poutre à deux travées.



$0.5M_0$  : Dans le cas des appuis voisins des appuis dérive d'une poutre à plus de deux travées.



$0.4M_0$  : Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



**Les moments en travées :** doit satisfaire les inégalités suivantes :

➤ Pour les travées de rive :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- Cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$Q \leq (2G ; 5000 \text{ N} / \text{m}^2)$$

- Inertie constante.

- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.85 \leq (L_n / L_{n+1}) \leq 1,25.$$

Fissuration non préjudiciable.

- Cette méthode n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, c.a.d :

$$(3.50 / 5.00) = 0.70$$

Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous :

**La méthode de Caquot :**

**Moments en appui**

$$M_a = 0,5M_0 \quad \text{appui de rive, avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_a = \frac{q l_w^3 + q l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appui intermédiaire.}$$

**Effort tranchant :**

$$T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = T_w + ql$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$(T_w; T_e)$  : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

**Moment en travée:**

$$M_t(x) = -\frac{q x^2}{2} + (T_w x + M_w) \quad \text{Avec : } x = \frac{-T}{q} = L \frac{-T}{T_e - T_w}$$

$M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w, M_e)$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives  $l'_w$  à gauche et à droite avec :

$l' = 1$  Pour une travée de rive.

$l' = 0,81$  Pour une travée intermédiaire.

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

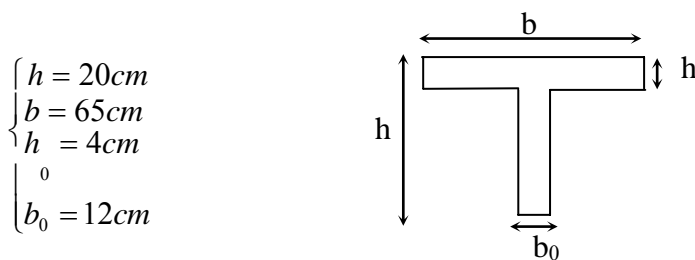


Figure (III-14) : Section de la poutrelle

Evaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$0.5355 \times 0,65 = 0.348 \text{ t/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$0,1 \times 0,65 = 0,065 \text{ t/ml.}$
Plancher étage courant + RDC	
Charges permanentes	$0.479 \times 0,65 = 0.311 \text{ t/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$0,15 \times 0,65 = 0.098 \text{ t/ml.}$

• Combinaison de charges :

Plancher terrasse	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 0.567 \text{ t/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 0.413 \text{ t/ml.}$
Plancher étage courant	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 0.566 \text{ t/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 0.409 \text{ t/ml.}$

*Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées*

• D- Efforts internes:

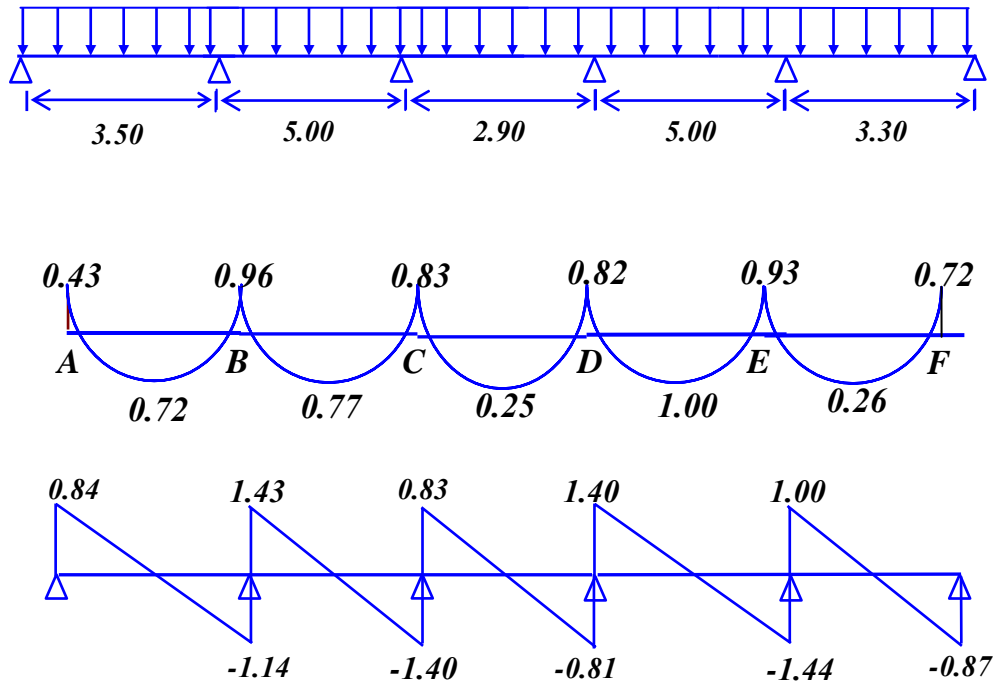
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travées		A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	/
Longueur réelle (l)		3.50	5.00	2.90	5.00	3.30	/
Longueur réduit(l')		3.50	4.05	2.35	4.05	3.30	/
Appuis		A	B	C	D	E	F
l' <sub>w</sub> (m)		0	3.50	4.05	2.35	4.05	3.30
l' <sub>e</sub> (m)		3.50	4.05	2.35	4.05	3.30	0
Sur appuis	M <sub>u</sub> (tm)	0.43	0.96	0.83	0.82	0.93	0.72
	M <sub>ser</sub> (tm)	0.60	0.70	0.60	0.60	0.67	0.53
ELU	T <sub>w</sub> (t)	-1.14	-1.40	-0.81	-1.44	-0.87	/
	T <sub>e</sub> (t)	0.84	1.43	0.83	1.40	1.00	/
ELS	T <sub>w</sub> (t)	-0.75	-1.01	-0.56	-1.04	-0.64	/
	T <sub>e</sub> (t)	0.70	1.05	0.63	1.02	0.72	/
X (m)		2.01	2.47	1.43	2.54	1.53	/
En travée	M <sub>u</sub> (tm)	0.72	0.77	0.25	1.00	0.26	/
	M <sub>ser</sub> (tm)	0.01	0.53	0.22	0.71	-0.17	/

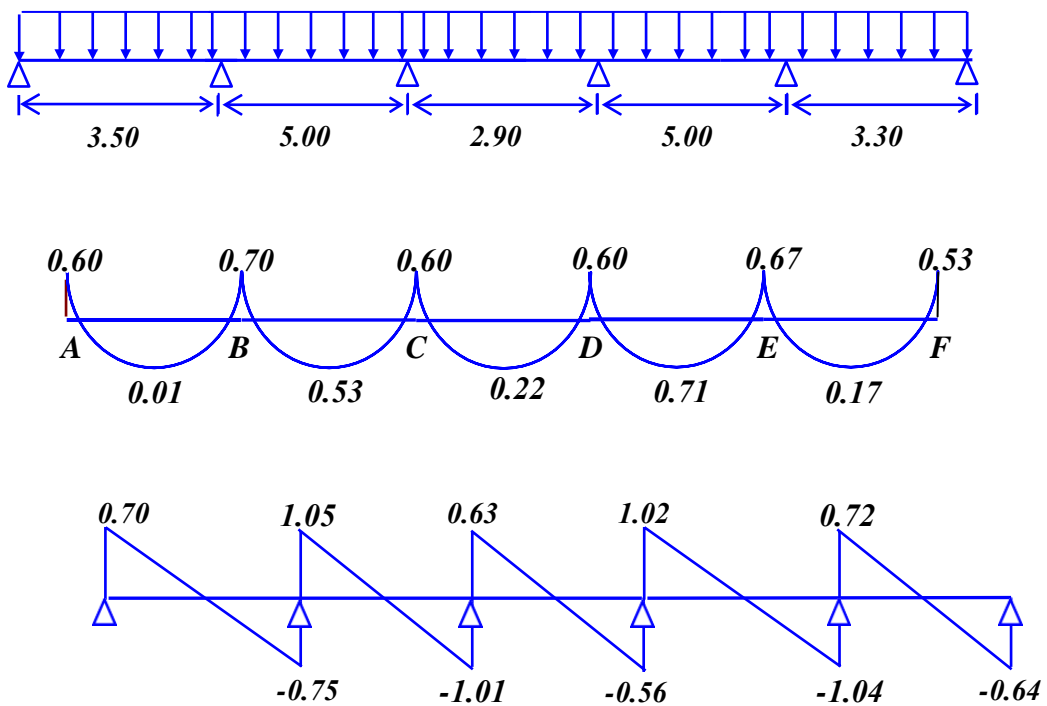
**Tableau (III.15):** moment en travée de la poutrelle à 5 travées

E- Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

ELU:



ELS:



**II-4-2- Ferrailage des poutrelles :**

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

$(T.M) M_{a.u}^{\max}$	$(T.M) M_{a.ser}^{\max}$	$(T.M) M_{t.u}^{\max}$	$(T.M) M_{t.ser}^{\max}$	$(T) T_u^{\max}$
0,96	0,70	1.00	0.71	1.44

**Tableau (III.16) : Efforts maximaux en appuis et en travées.**

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BEAL 91 :

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**Ferrailage en travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,00}{0,65 \cdot 0,2^2 \cdot 14,17} = 0,032 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Nous avons  $M_u < M_t$ , donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple

En travée :

$$M_u = 1,00 \text{ t.m}$$

Les données :  $b = 65\text{cm}$ .

$$h = 20\text{cm}.$$

$$h_0 = 4\text{cm}.$$

$$d = 0,9 h = 18 \text{ cm.} \quad \text{Et} \quad f_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 0,032 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,0406 \\ \beta = 0,984 \end{cases}$$

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 1,00 \cdot 10^7 / (0,984 \cdot 180 \cdot 348) = 1,62 \text{ cm}^2$$

**III-4-3-Vérifications :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = \text{Max} \{ b \cdot h / 1000 ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \} = \text{Max} \{ 1,3 \text{ cm}^2 ; 1,41 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s = 1,62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_s \geq \max (A_{s \text{ cal}} , A_{s \text{ min}}) \Rightarrow A_{s \text{ théorique}} \geq 1,62 \text{ cm}^2$  soit  $A_{s \text{ réel}} = 2,07 \text{ cm}^2$

Qui nous donne  $2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2,07 \text{ cm}^2$   $S_t \leq \min 0,9d, 40 \text{ cm} = 16,2 \text{ cm}$ .

**Ferraillage sur appuis :**

$$\alpha_0 = h_0 / d = 4 / 18 \Rightarrow \alpha_0 = 0,22$$

D'après BAEL91/modifié 99 page 127 (tableau) :  $\alpha_0 = 0,22 \Rightarrow \mu_0 = 0,153$ .

Le moment capable de la table:

$$M_{Table} = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 0,153 \cdot 0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14 \cdot 2 = 4,57 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_{Table} = 4,57 \text{ t.m}$$

Sur appuis :  $M_{Tabl} = 4,57 \text{ t.m} > M_{ua} = 0,96 \text{ t.m}$

$\Rightarrow$  L'axe neutre dans la table de compression, donc calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$\mu = M_U / b d^2 f_{bu} = 0,032 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,0406 \\ \beta = 0,984 \end{cases}$$

$$A_s = M_u / (\beta \cdot d \cdot \sigma_s) = 0,96 \cdot 10^7 / (0,984 \cdot 180 \cdot 348) = 1,55 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = \text{Max} \{ b \cdot h / 1000 ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \} = \text{Max} \{ 1,3 \text{ cm}^2 ; 1,41 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s = 1,55 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_s \geq \max (A_{s \text{ cal}} , A_{s \text{ min}}) \Rightarrow A_{s \text{ théorique}} \geq 1,55 \text{ cm}^2$  soit  $A_{s \text{ réel}} = 1,57 \text{ cm}^2$

Qui nous donne  $2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

**Vérification de l'effort tranchant:**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

(  $T_U^{max} = 1,44 \text{ t}$ ). Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau^-$ , tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4MPa) = 3,25MPa \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b d} = (1,44 \cdot 10^4 / 180 \cdot 120) = 0,67 MPa$$

$$\tau_u = 0,67MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

**Vérification de la contrainte du béton a L'ELS :**

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ , et  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$ .

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15A_s (d-y)^2$$

Détermination de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Si :  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée.

Si :  $y > h_0 \Rightarrow$  on trie Y de l'équation suivante :

$$(b/2) \cdot y^2 + (b-b_0/2) (y-h_0) + n A'_s (y - c') - n A_s (d-y) = 0$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	$M_{ser} (t.m)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	(Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	0,71	2,07	3,58	8873,52	2,86	Vérifie
appui	0,70	1,57	3,26	5867,31	3,89	Vérifie

**Tableau (III.16) récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S**

**Vérification de la flèche :**

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1.  $h/L \geq 1/16$
2.  $A_s/bd \leq 4,2 / f_e$
3.  $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons :  $h/L=0,04 \geq 1/16 = 0,0625$  non vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est :  $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \therefore \text{si} \therefore L \leq 5m$$

$$f = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore \text{si} \therefore L \geq 5m$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M L^2}{10 E I} \quad (1) \\ \delta_v = \frac{M L^3}{10 E_v I_{\delta_v}} \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Flèche due aux charges instantanées.

(2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas  $L= 5,00 m$ .

- Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 bh(y-(h/2))^2$$

- Moment d'inertie fictif :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta_i} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_i &= \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} & (1) \\ \lambda_v &= \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{aligned} \right.$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec  $\sigma_s \leq \frac{M_{ser}}{A_s Z}$

Avec :  $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh + 15A_s)) = 10.18 \text{ cm}$ .

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

$M_{SER}$ (T.M)	$A_s$ (CM <sup>2</sup> )	$\rho$ $10^{-3}$	$Z$ (CM)	$\sigma_s$ (MPA)	$\lambda_I$	$\lambda_V$	$\mu$	$I_0$ (CM) $10^4$	$I_{\delta I}$ (CM) $10^4$	$I_{\delta V}$ (CM) $10^4$
0,71	2,07	9,58	14,60	234,92	2,62	1,05	0,668	12,70	5,08	4,61

Tableau (III.17) : Vérification de la flèche.

**Calcul des modules de déformation:**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_i &= 0,067 \text{ cm} \\ \delta_v &= 0,138 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta \delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,071 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \Delta \delta_T < \bar{f} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**III-4-4-Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

1. Suivant le **BAEL91** (Art.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} \geq (40cm) \end{array} \right.$$

$K=1$  : pas de reprise de bétonnage

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 6,83 \cdot 10^{-3} cm \\ S_t \leq 16,2cm \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 20,43 \cdot 10^{-3} cm \end{array} \right.$$

2. Suivant le **RPA99** (Art.7.5.2.2)

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

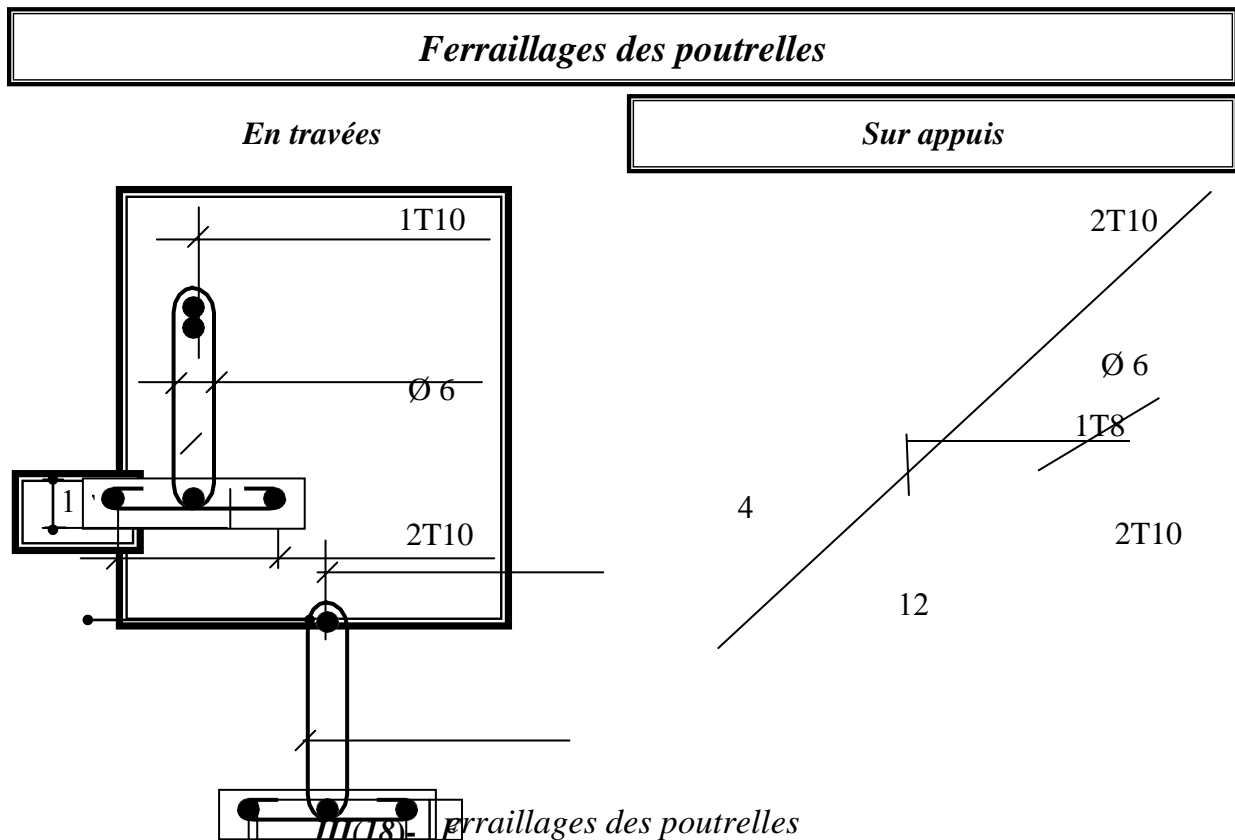
Avec :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right)$

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min(5,71; 12; 12) = 5,71mm$ . On adopte  $\phi_t = 6mm \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \frac{A_t}{0,036} \\ S_t \leq 5cm \dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,83 cm$  on prend  $S_t = 15 cm$



#### III-4-5- Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression sera ferraillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferraillage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en :  $\text{cm}^2$  pour mètre de nervures).

Avec :  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65$  cm).

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

$A_2$ : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 520 \text{ MPa}$  'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6  $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$

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

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

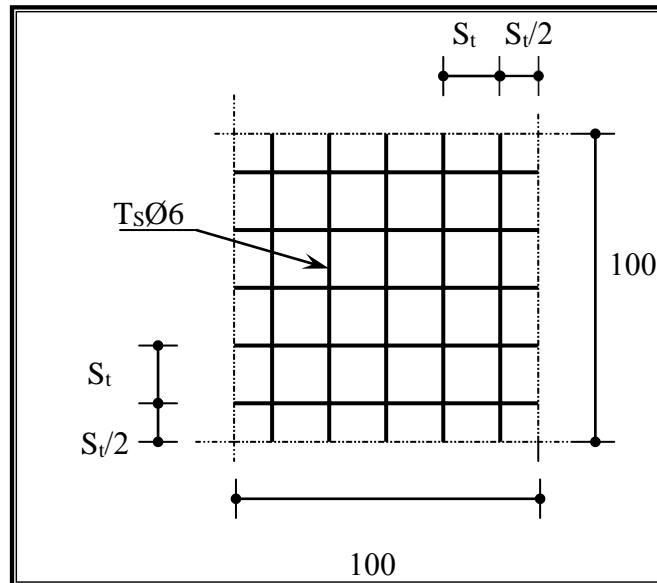


Figure (III.19) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

### III.5 BALCON :

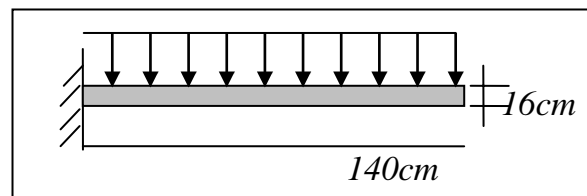
Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres,

l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,40\text{m}$$

$$9,33 \leq e \leq 14$$

On prend un épaisseur de : 16 cm.



III-20- Schéma de balcon

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi

obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à  $e = 16 \text{ cm}$

#### III-5-1-Evaluation et combinaison des charges

$$G = 5,64 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

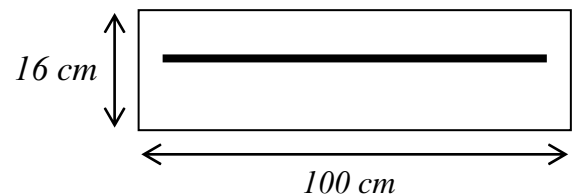
Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

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

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

$$M_u = q_u L^2 / 2$$

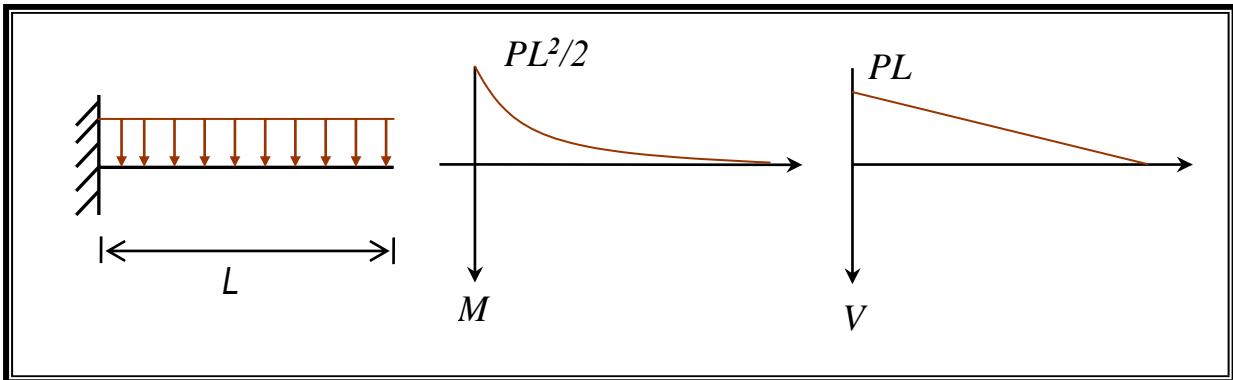
$$M_{SER} = q_{SER} L^2 / 2$$



$$V_U = q_u L$$

$$V_{SER} = q_{SER} L$$

**Diagramme de sollicitations:**



	$Q_U$ (KN/M <sup>2</sup> )	$M_{MAX}$ (KN.M)	$V_{MAX}$ (KN)
<b>ELU</b>	12,86	11,71	17,36
<b>ELS</b>	9,14	8,32	12,34

Tableau (III.21) : les effort internes à l'ELU et à l'ELS.

**III-5-2-Le Ferrailage :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

**Calcul à l'ELU**

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$z$ (m)	$\epsilon_s$ (‰)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_{s,u}$ (cm <sup>2</sup> )
12.60	0,038	0,040	0,142	0,01	348	2,37

Tableau (III.22) Ferrailage du balcon à l'ELU.

Calcul à l'ELS

La contrainte du béton a L'ELS est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier a L'ELS est :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre :  $x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,527m$

$$Z = d \left(1 - \frac{x}{3}\right) \Rightarrow Z = 0,118$$

Moment de service limite :  $M = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \left(d - \frac{x}{3}\right) \Rightarrow M = 9,7 \text{ KN.m}$

$M_{ser} < M_1 \Rightarrow$  La section est sans aciers comprimés

$$D'ou A_{s,ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{8,95 \cdot 10^{-3}}{0,118 \times 348} \Rightarrow A_{s,ser} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

III-5-3- Vérification

Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement  $A_s = \max(A_{s,u} ; A_{s,ser} ; A_s^{\min}) = 2,37 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est : **4HA10** = 3,14 cm<sup>2</sup>,

Calcul l'espacement :

$$S_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 12,92 \text{ cm}$$

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

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,59 ; \text{ on choisit } \mathbf{5HA8} = 2,51, \text{ avec un espacement } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}.$$

**Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  , tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{17,36 \times 10^{-3}}{0,144 \times 1,00} = 0,12MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification au séisme :**

D'après le RPA99/version 2003 articles (6.2.3) ces éléments 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 donnée par le tableau (4.1) pour la zone et le groupe

$$A = 0.25$$

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontal donné par le tableau (6.1) pour l'élément console

$$C_p = 0,8$$

W<sub>p</sub> : Poids de l'élément considéré

$$W_p = 0,406 \text{ t/ml}$$

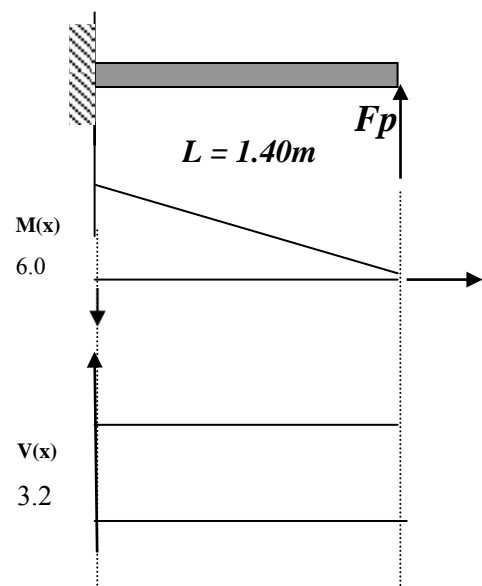
D'où

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 0,406 = 0,32 \text{ t/ml} = 3,2 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fp} = 4,0 \text{ KN.m}$$

$$V = F_p = 3,2 \text{ KN}$$

$$M_{u \max} = 1,5 \times M_{F_p} = 0,6 \text{ t.m} = 6,0 \text{ KN.m}$$



$$M_{ser} = M_{Fp} = 0.40 \text{ t.m} = 4,0 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage en flexion simple nous donne :

**ELU:** flexion simple

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$z$ (cm)	$\epsilon_s$ (‰)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_{s,u}$ (cm <sup>2</sup> )
6,00	0,020	0,026	0,142	0,01	348	1,21

Tableau (III.23) Ferrailage du balcon à l'ELU.

**ELS:** flexion simple

La contrainte du béton a L'ELS est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier a L'ELS est :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre :  $x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,527 \text{ m}$

$$Z = d \left( 1 - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow Z = 0,118$$

Moment de service limite :  $\underline{M} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \left( d - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow M = 9,7 \text{ KN.m}$

$M_{ser} < M_1 \Rightarrow$  La section est sans aciers comprimés

$$D'ou A_{s,ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{4,0 \cdot 10^{-3}}{0,118 \times 348} \Rightarrow A_{s,ser} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

III-5-4- VérificationVérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement  $A_s = \max(A_{S,u}; A_{S,ser}; A_s^{\min}) = 1,74 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est : **4HA10** = 3,14 cm<sup>2</sup>,

Calcul l'espacement :

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 12,92 \text{ cm}$$

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

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,43; \text{ on choisit } \mathbf{5HA8} = 2,51, \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Vérification de l'effort tranchant

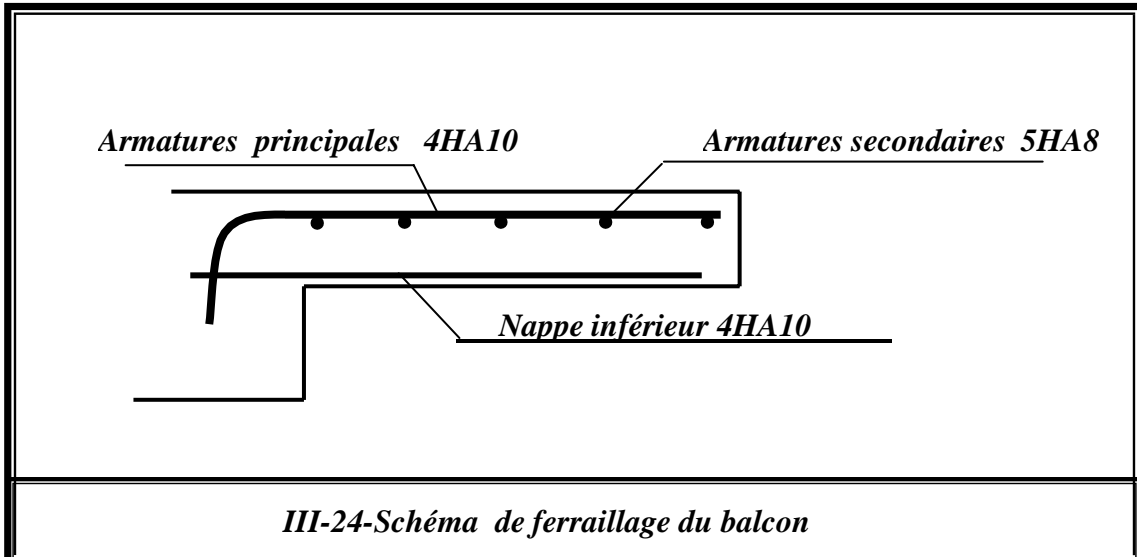
On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$ , tel que :

$$V_u = 3,2 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} = \frac{3,2 \times 10^{-3}}{0,144 * 1,00} = 0,022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires



# Chapitre IV

Etude dynamique

Etude dynamiqueIV.1 INTRODUCTION:

*L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone I dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).*

*La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT...** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.*

### **IV.2- PRESENTATION DU PROGRAMME Robot:**

*robot est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...).*

*Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.*

*L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.*

#### **IV.2.1- Modélisation :**

*Le logiciel de robot permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.*

#### **IV.2.2 /- Généralité sur robot :**

- *La modélisation par le logiciel robot ne permet de considérer que les éléments Structuraux, quant aux éléments secondaires, ils sont modélisés soit par des masses Concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent aux poids des éléments Structuraux.*
- *Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels qu'Excel, AUTOCAD ... etc.*
- *La modélisation des éléments travaillant en contraintes planes (voile, dalle...) se fait à travers les éléments Shell, si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si les planchers sont en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers.*

- *Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins le logiciel robot permet d'étudier l'interaction sol-structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élastiques (ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique des sols.*
- *Possibilité d'effectuer l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.*
- *Le logiciel robot possède dans sa base de donnée des spectres de réponse définis par le code sismique américain et qui sont les suivants UBC94S1, UBC94S2 ET UBC94S3.*
- *Le robot permet de calculer uniquement le ferrailage les éléments barre et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.*
- *Le robot est un logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes, et qui est très performant pour les portiques auto stables.*
- *Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ouvrages publics.*

#### **IV.2.3 /- Les différents types d'analyses disponibles dans robot:**

*Les différents types d'analyse disponibles dans robot ont les suivant :*

- *Analyse statique linéaire.*
- *Analyse statique non linéaire.*
- *L'effet de P- delta.*
- *Analyse modale.*
- *Analyse spectrale.*
- *Analyse temporelle.*
- *Analyse pushover.*

#### **IV.2.4 /- Démarche de modélisation sur le logiciel robot :**

*Lors de l'élaboration de notre modèle par robot sur un fichier d'interface complètement graphique ; on passe par les étapes suivantes:*

**IV.2.4.1** ***/- Choix de l'unité:** exemple :( KN.m.C, Kg.m.C, ...)*

**IV.2.4.2** ***/- Création d'un nouveau fichier :** Dans cette étape le logiciel robot propose plusieurs types des structures (portique, treuillé, poutre, coque, ...) comme nous pouvons avoir une conception libre dans un repère cartésien (X, Y, Z) ou cylindrique (R,θ ,Z) .et dans notre projet on choisit le type « grid only » et nous avons la fenêtre suivante:*

**IV.2.4.3** ***/-Définition des éléments :***

*Dans cette étape ont définis exactement la géométrie du modèle.*

**IV.2.4.4** ***/- Définition des caractéristiques des matériaux :** On définit les caractéristiques suivantes:*

*La Masse volumique, le Poids volumique, le Module d'élasticité et le Coefficient de poisson*

**IV.2.4.5** ***/-Définition des dimensions des éléments :***

➤ **Elément (poteaux, poutres):**

*On introduit le nom, le matériau, les dimensions de la section transversale et éventuellement le nombre des barres d'acier dans le cas des structures en béton armé et l'enrobage.*

➤ **Elément (balcons, escaliers et voiles) :**

*On doit spécifier le nom de l'élément, le matériau qui le constitue et son épaisseur.*

**IV.2.4.6** ***/- Définition des cas de charge :***

*Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation (charge permanente, charge d'exploitation, vent, neige ...)*

**IV.2.4.7** ***/- Introduction des données pour l'étude sismique :***

*Le logiciel propose des soumettre la structure à des spectres de réponse prédéfinis (spectre inspirés du règlement parasismique américain). Comme il permet d'utiliser un autre spectre de réponse qu'on introduit soit par saisie ou par importation d'un fichier.*

**IV.2.4.8 /- Définition des combinaisons des charges :**

Toutes les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par le règlement en vigueur.

**IV.2.4.9 /- Condition aux limites :**

Pour éviter d'avoir un mécanisme, il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.

**IV.2.4.10 /- concentration des masses :**

Assignation la masse source pour but de concentrer les charges applique à la structure (permanentes, exploitation).

**IV.2.4.11 /- Assignation de comportement de dalle :**

Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

**IV.2.4.12 /- Analyse :**

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le **robot** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

**IV.3 Analyse dynamique**

L'analyse dynamique disponible dans le **robot** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

♦ **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices  $[K]$  et  $[M]$  de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Les résultats du **robot** donnent ce qui suit :

**Tableau (V.1) : Périodes et facteurs de participation massique**

<b>Mode</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>	<b>observation</b>
<b>1</b>	0,305374	<b><u>18,3524</u></b>	-0,138519	-26,49427	<b>translation</b>
<b>2</b>	0,231342	3,468231	-0,607608	<b><u>133,17036</u></b>	<b>rotation</b>
<b>3</b>	0,188758	-0,209879	<b><u>-18,487637</u></b>	-4,058291	<b>translation</b>
<b>4</b>	0,085178	-6,859099	-0,096284	31,971951	/
<b>5</b>	0,074501	-7,241641	0,000518	-37,70472	/
<b>6</b>	0,049356	-2,671494	0,220942	23,690869	/
<b>7</b>	0,045277	-0,129517	-10,192365	-0,166337	/
<b>8</b>	0,305374	18,3524	-0,138519	-26,49427	/

**Interprétation :**

- Le premier et le troisième mode sont des modes de translation.
- Le deuxième mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil de 90% au 8ème mode.

# Chapitre V

Étude sismique

### Étude sismique

#### V-1- Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **robot** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

#### V-2- Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est régulière en plan en **zone I** la hauteur de bâtiment ne doivent pas dépasser les 65m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction

Suivante :

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

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du " groupe 2 " (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya **D'OUM EL BOUAGHI** (zone I).

Donc :  $A=0,08$  (tableau 4.1)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \text{ (Art 4.3).}$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique :  $\xi=8,5\%$  ( tableau 4.2 )  $\Rightarrow \eta = 0,816$

$R$  : coefficient de comportement global de la structure pour une structure ???????

(Tab 4.3)

$R=3,5$

$T_1 T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

site 2 :  $T_1=0,15s$  et  $T_2=0,40s$  (tableau 4.7).

$Q$  : Facteur de qualité  $\Rightarrow Q = 1 + \sum P_q = 1,2$  (tableau 4.4).

### V-3- Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des 1<sup>ères</sup> vérifications préconisées par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

### ➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$A=0,08$  (groupe 2, zone I) ;  $Q=1,2$  ;  $R=3,5$

$$\text{soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

On a :  $h_N = 21,30m$

Selon x-x :  $L_x = 20,00m \Rightarrow T_x = 0,42$

Selon y-y :  $L_y = 11,40 m \Rightarrow T_y = 0,56$

Ce qui donne :  $T_2 \leq T_x \text{ et } T_y \leq 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left| \frac{T}{T} \right|^{2/3}$  (art :4.2)

$$D_x = 2,5(0,816)(0,4/0,42)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1,97$$

$$D_y = 2,5(0,816)(0,4/0,56)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1,63$$

**➤ Calcul poids du bâtiment :**

*W* : Poids total du bâtiment :

*W* : est égale à la somme des poids *W<sub>i</sub>*, de chaque niveau (*i*) :

$$W = \sum W_i \quad (\text{Art 4.2.3. RPA99/Version 2003}) \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

*W<sub>G i</sub>* : poids dû aux charges permanentes et équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

*W<sub>Q i</sub>* : charges d'exploitations.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (Tableau 4.5.RPA99/Version 2003)

Dans notre cas :  $\beta = 0,20$ .

Niveau	Elément	<i>W<sub>G</sub></i> (kN)	<i>W<sub>Gi</sub></i> (kN) &n <i>W<sub>Qi</sub></i> (kN)
Terrasse	L'acrotère.....	155,5	
	Plancher terrasse.....	1373,07	
	Poutres longitudinales.....	196,65	<i>W<sub>G1</sub></i> = 2205,71
	Poutres transversales.....	179,37	<i>W<sub>Q1</sub></i> = 318,85
	Poteaux.....	82,62	
	Murs.....	78,37	
	Voile.....	140,13	
6 <sup>ème</sup> étage	Plancher étage.....	1229,35	
	Poutres long.....	196,56	
	Poutres trans.....	179,37	
	Poteaux.....	165,24	<i>W<sub>G2</sub></i> 2220,14
	Voiles.....	280,26	<i>W<sub>Q2</sub></i> = 393,4
	Murs.....	156,74	
	Escalier.....	12,62	
	Plancher étage.....	1229,35	
	Poutres long.....	196,56	

5 <sup>ème</sup> à 3 <sup>ème</sup> étage.	Poutres trans.....	179,37	$W_{G2} = 2220,14$ $W_{Q2} = 393,4$
	Poteaux.....	165,24	
	Voiles.....	280,26	
	Murs.....	156,74	
	Escalier.....	12,62	
2 <sup>ème</sup> étage	Plancher étage.....	1229,35	$W_{G2} = 2220,14$ $W_{Q2} = 393,4$
	Poutres long.....	196,56	
	Poutres trans.....	179,37	
	Poteaux.....	165,24	
	Voiles.....	280,26	
	Murs.....	156,74	
	Escalier.....	12,62	
1 <sup>er</sup> étage	Plancher étage.....	1229,35	$W_{G5} = 2220,14$ $W_{Q5} = 650,04$
	Poutres long.....	196,56	
	Poutres trans.....	179,37	
	Poteaux.....	165,24	
	Voiles.....	280,26	
	Murs.....	156,74	
	Escalier.....	12,62	
RDC	Plancher étage.....	1229,35	$W_{G6} = 2220,14$ $W_{Q6} = 650,04$
	Poutres long.....	196,56	
	Poutres trans.....	179,37	
	Poteaux.....	165,24	
	Voiles.....	280,26	
	Murs.....	156,74	
	Escalier.....	12,62	

$$W_{Gi}=17746,48 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 3585,93 \text{ KN}$$

$$W_i=17746,48+0,2(3585,93) \Rightarrow W_i=18463,64 \text{ KN}$$

$$\text{Sens } x: A=0,08 \quad D_x=1,97 \quad Q=1,2 \quad R=3,5 \quad W=18463,64 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{AD_x Q}{R} W = 997,69 \text{ KN}$$

$$0,8V_x = 798,13 \text{ KN}$$

$$\text{Sens } y: A=0,08 \quad D_y=1,63 \quad Q=1,2 \quad R=3,5 \quad W=18463,64 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{AD_y Q}{R} W = 825,48 \text{ KN}$$

$$0,8V_y = 660,38 \text{ KN}$$

**V-4- Calcul de de masse et centre de torsion :**

étage	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR
Etage 1	D1	9,903	5,543	9,966	4,445
Etage 2	D2	9,913	5,311	9,968	4,422
Etage 3	D3	9,913	5,314	9,967	4,364
Etage 4	D4	9,913	5,314	9,966	4,362
Etage 5	D5	9,914	5,392	9,963	4,448
Etage 6	D6	9,914	5,467	9,95	4,604
Etage 7	D7	9,911	5,481	9,934	5,193

⇒ **Calcul de l'excentricité:**

▪ **Excentricité théorique:**

$$e_x = |X_{CCM} - X_{CR}| ; e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}|$$

▪ **Excentricité accidentelle: RPA99/V2003 Article (4.3.7)**

$$e_{acc} = 0,05 L$$

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité $e_{acc}$	Excentricité	
	$e_x$	$e_y$	$e_{acc}$	$e_x$	$e_y$
1	0,063	0,098	0,985	0,063	0,063
2	0,055	0,889	0,985	0,055	0,055
3	0,054	0,950	0,985	0,054	0,054
4	0,053	0,952	0,985	0,053	0,053
5	0,049	0,944	0,985	0,049	0,049
6	0,081	0,863	0,985	0,081	0,081
7	0,023	0,288	0,985	0,023	0,023

⇒ **Facteurs de participations modales :**

Mode	Période	$\alpha (xx)$	$\alpha (yy)$	$\sum\alpha (xx)$	$\sum\alpha (yy)$
1	0,300227	66,6388	0,0028	66,6388	0,0028
2	0,234477	3,0935	0,0565	69,7323	0,0593
3	0,187368	0,0073	68,5841	69,7396	68,6434
4	0,086925	8,6112	0,0018	78,3508	68,6452
5	0,075421	12,0055	0	90,3562	68,6452
6	0,049955	1,4258	0,0117	91,782	68,6569
7	0,046518	0,0033	21,4599	91,7853	90,1168
8	0,038303	3,2239	0,0019	95,0092	90,1187
9	0,034827	1,8872	0	96,8964	90,1187
10	0,027899	0,0015	0	96,898	90,1187
11	0,024778	1,9854	0,0022	98,8834	90,1209
12	0,023294	0,0337	0,1057	98,917	90,2266

**V-5- Calcul de l'effort tranchant modal à la base :**

(D'après le RPA 99) :

$$V_i = S_d/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

$V_i$  : l'effort tranchant modal à la base

$\alpha_i$  : coefficient de participation  $i$

$W$  : poids total de la structure

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Sens x:

mode	Period	Sai/g	ai (%)	W (KN)	Vi (KN)
1	0,300227	0,069942	66,6388	17746,48	527,69816
2	0,234477	0,069942	3,0935	17746,48	383,727385
3	0,187368	0,069942	0,0073	17746,48	9,06093742
4	0,086925	0,08258	8,6112	17746,48	126,75079
5	0,075421	0,08488	12,0055	17746,48	180,13944
6	0,049955	0,08998	1,4258	17746,48	22,757748
7	0,046518	0,09067	0,0033	17746,48	5,309942027
8	0,038303	0,09232	3,2239	17746,48	52,892793
					1243,30

Sens y:

mode	Period	Sai/g	ai (%)	W (t)	Vi (t)
1	0,300227	0,069942	0,0028	17746,48	3,475428052
2	0,234477	0,069942	0,0565	17746,48	70,12917319
3	0,187368	0,069942	68,5841	17746,48	651,282518
4	0,086925	0,08258	0,0018	17746,48	2,637907773
5	0,075421	0,08488	0	17746,48	0
6	0,049955	0,08998	0,0117	17746,48	18,68289076
7	0,046518	0,09067	21,4599	17746,48	345,30553
8	0,038303	0,09232	0,0019	17746,48	3,112874564
					1197,84

Les résultats totale sont dans le tableau suivant :

0.8 Vx statique		V dynamique	
Vx KN	Vy KN	Vx KN	Vy KN
798,13	660,38	1243,30	1197,84

Donc vérifier

**V-6- Vérification des déplacements latéraux inter-étages :**

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003**, consiste en la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1-la stabilité structurelle.

2-l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.

3-le confort humain durant et après les effets du séisme.

En effet, selon l'article 5-10 du **RPA99**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e \quad \text{où}$$

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Où : } \Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{(k-1)x}$$

$\Delta_{Kx}$  : correspond au déplacement **relatif** au niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens **x** (idem dans le sens **y**,  $\Delta_{ky}$ ).

Avec :

$\delta_{kx}$  ;  $\delta_{ky}$  : Déplacement horizontal au niveau **k** dans le sens **x** et le sens **y** .

$$\delta_{kx} = R \delta_{(ek)x}$$

$$\delta_{ky} = R \delta_{(ek)y}$$

$\delta_{(ek)x}$  ;  $\delta_{(ek)y}$ : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion) dans le sens **x** et le sens **y** .

**➤ Résultats des déplacements inter-étages :**

Par les résultats de la méthode modale spectrale :

L'effet de torsion est pris en charge par robot.

Dans les tableaux qui suivent on définit les paramètres suivants ;

$$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{(k-1)x} \quad (\text{Idem selon } y) \quad \text{avec } k \text{ désigne le niveau considérée}$$

Coefficient de comportement **R=3,5**

étage	$\delta_{ex}$	$\delta_{ey}$	$\delta_x$	$\delta_y$	$\Delta_x$	$\Delta_y$	$0.01 \cdot h$	observation
<b>RDC</b>	0.000974	0.001035	0.00487	0.005175	0.00487	0.005175	0.0306	<b>vérifier</b>
<b>1</b>	0.003227	0.003312	0.016135	0.01656	0.011265	0.011385	0.0306	
<b>2</b>	0.006213	0.006203	0.031065	0.031015	0.01493	0.014455	0.0306	
<b>3</b>	0.009481	0.009236	0.047405	0.04618	0.01634	0.015165	0.0306	
<b>4</b>	0.012835	0.012224	0.064175	0.06112	0.01677	0.01494	0.0306	
<b>5</b>	0.016002	0.014896	0.08001	0.07448	0.015835	0.01336	0.0306	
<b>6</b>	0.018341	0.017215	0.091705	0.086075	0.011695	0.011595	0.0306	

**V-7- Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peut être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau "k"  $P_k = \sum (WGi + \beta Wqi)$

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

$$V_k = \sum Fi$$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur de l'étage k

La vérification sera faite pour le cas statique

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinale:

étage	$P_K$	$\Delta_K$	$V_x$	$h_K$	$\theta_K$	observation
RDC	3019.67	0.00487	64.98	3.06	0.07395717	vérifier
1	3019.67	0.011265	116.38	3.06	0.095522457	
2	2827.41	0.01493	1102.65	3.06	0.01251098	
3	2827.41	0.01634	163.13	3.06	0.092552095	
4	2669.24	0.01677	813.86	3.06	0.017974288	
5	2669.24	0.015835	243.60	3.06	0.056703356	
6	2669.24	0.011695	374.87	3.06	0.027213366	

➤ Sens transversale:

étage	$P_K$	$\Delta_K$	$V_y$	$h_K$	$\theta_K$	observation
RDC	3019.67	0.005175	78.55	3.06	0.065017389	vérifier
1	3019.67	0.011385	122.65	3.06	0.091604616	
2	2827.41	0.014455	1107.85	3.06	0.012056097	
3	2827.41	0.015165	167.92	3.06	0.08344499	
4	2669.24	0.01494	799.12	3.06	0.016308174	
5	2669.24	0.01336	213.93	3.06	0.054475977	
6	2669.24	0.011595	379.08	3.06	0.026681104	

Remarque:

Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10 donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

V-8- Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : 
$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

➤ Sens longitudinale :

étage	$F_x$	$H_k$	WK	$X_G$	Mmot	cumlMmot	Mren	cumlMren	Mres/Mmot
RDC	64.98	3.06	3019.67	11.55016	198.84	37984.33	2296.65	437261.56	11.51
1	116.38	6.12	3019.67	11.55016	712.22		8226.26		
2	1102.65	9.18	2827.41	11.5	10122.30		116406.44		
3	163.13	12.24	2827.41	11.5	1996.71		22962.18		
4	813.86	15.30	2669.24	11.5	12452.00		143197.96		
5	243.60	18.36	2669.24	11.53168	4472.48		51575.19		
6	374.87	21.42	2669.24	11.53168	8029.78		92596.87		

➤ Sens transversale:

étage	$F_y$	$H_k$	WK	$X_G$	Mmot	cumlMmot	Mren	cumlMren	Mres/Mmot
RDC	78.55	3.06	3019.67	4.770789	240.35	37490.52	1146.65	177828.42	4.74
1	122.65	6.12	3019.67	4.770789	750.59		3580.92		
2	1107.85	9.18	2827.41	4.75593	10170.03		48367.93		
3	167.92	12.24	2827.41	4.75593	2055.38		9775.23		
4	799.12	15.30	2669.24	4.75593	12226.52		58148.48		
5	213.93	18.36	2669.24	4.715375	3927.72		18520.66		
6	379.08	21.42	2669.24	4.715375	8119.94		38288.55		

# Chapitre VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS  
DE CONTRVEMENTEMENTS

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux.

### VI-3-Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de

L'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

### VI-3-1-Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **BAEL (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.
- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q ± E ; 0.8G ± E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

### VII-3-2-Exemple de calcul:

On prend comme un exemple de calcul des poutres du étage courant

$b \times h = 30 \times 50$ , la portée est de 5,00 m (poutre principal) (B9)

### A- Ferrailage longitudinal:

a) en travée :  $M_{max} = 181,27 \text{ KN.m}$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ,  $\gamma_b = 1,5$ ,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ ,  $F_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

**Fissuration peu nuisible :**

$$ubu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{181,27 \times 10^6}{300 \times (450)^2 \times 14,20} = 0,210 \cdot 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,330}) = 0,298$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,881$$

$$A_{\text{ufictif}} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{181,27 \times 10^6}{0,881 \times 450 \times 347,82} = 13,14 \text{ cm}^2$$

$$As = 13,14 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5 \% bh = 7,50 \text{ cm}^2$$

On prend  $As = A_{\text{max}} = 13,14 \text{ cm}^2$

Choix des barres  $As = 14,04 \text{ cm}^2$  (3T20+3T14)

**b) en Appui :**

$$Mu = 221,33 \text{ kn.m}, \quad b = 0,30 \text{ m}, \quad h = 0,50 \text{ m}$$

$$ubu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{221,33 \times 10^6}{300 \times (450)^2 \times 14,2} = 0,256$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,256}) = 0,376$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,849$$

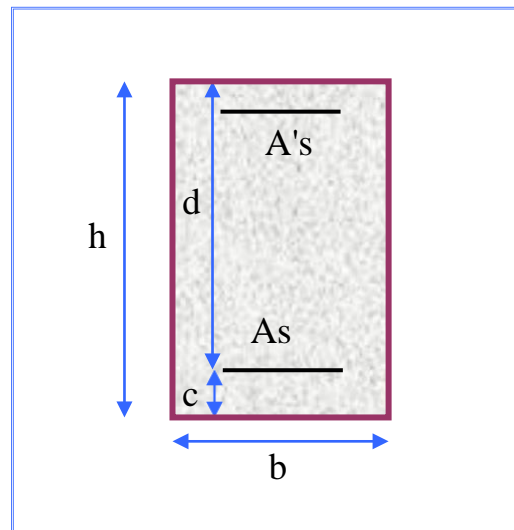
$$A_{\text{ufictif}} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{221,33 \times 10^6}{0,849 \times 450 \times 347,82} = 14,65 \text{ cm}^2$$

$$As = 14,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5 \% bh = 7,50 \text{ cm}^2$$

On prend  $As = A_{\text{max}} = 14,65 \text{ cm}^2$

Choix des barres  $As = 15,45 \text{ cm}^2$  (3T20+3T16)



➤ **Vérfications :**

**1)-En travée :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\left(\frac{f_{t28}}{F_e}\right) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 14,04 \text{ cm}^2$  ;  $A_s > 1.63 \implies$  **Vérifié**

**Conditions RPA99 :**

$A = 0.5\%bh = 0.5\% \times 30 \times 50 = 7,50 \text{ cm}^2$

$A_s = 14,04 > 7,50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **vérifié**

**Vérification des contraintes :**

$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$

$30y^2 + 240.21y - 8647.56 = 0 \implies y = 12,07 \text{ cm}$

$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

$I = 245955,62 \text{ cm}^2$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6,52 \text{ MPA}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

**Condition maximale dans l'acier :**

$\sigma_{st} = \frac{15.M_{ser}}{I} (d - y) = 268,40$

$\sigma_{st} = 268,40 < \bar{\sigma}_s = 347.82$

**Armatures transversales :**

$V_u = 156,91 \text{ Kn}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1,16 \text{ MPA}$

$\bar{\tau}_u = \min \{0.15.f_{c28}, 4 \text{ MPA}\} = 3,75 \text{ MPA}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  **Armature droite**

$$\phi \leq \min \left( h, \phi, b \right) = 13mm$$

$$t \left( \frac{l_{max}}{35}, \frac{l_{max}}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8mm \quad ; \quad A_t = n.\phi_t = 4 \times 8 = 3,2cm^2$$

$$S_{t_{min}} = \min(0.9d, 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k)}{0.9 \cdot Fe}$$

$$S_t < \frac{3,20}{0.32} = 10cm$$

$S_t = 10 < S_{t_{min}}$  On prend :  $St=15cm$

**2)-En Appui :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{t28}}{Fe} \right) = 1,63cm$$

**Pourcentage maximal d'après le RPA99 (v2003) :**

- 4 % en zone courante ( $A_{s_{max}} = 48 cm^2$ ).....condition vérifiée

- 6 % en zone de recouvrement ( $A_{s_{max}} = 72 cm^2$ )..... condition vérifiée

**Condition RPA99 :**

$$A = 0.5\%bh = 0.5\% \times 30 \times 50 = 7,50cm$$

$$A_s = 14,04 > 7,50 \text{ C.V}$$

**Tableau récapitulatifs :**

Zone	Moment (kN.m)	$A_s$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ RPA min (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choit des bars	$A_s$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Aux travées	181,27	13,14	7,50	1,63	3T20+3T14	14,04
Aux appuis	221,33	14,65	7,50	1,63	3T20+3T16	15,45

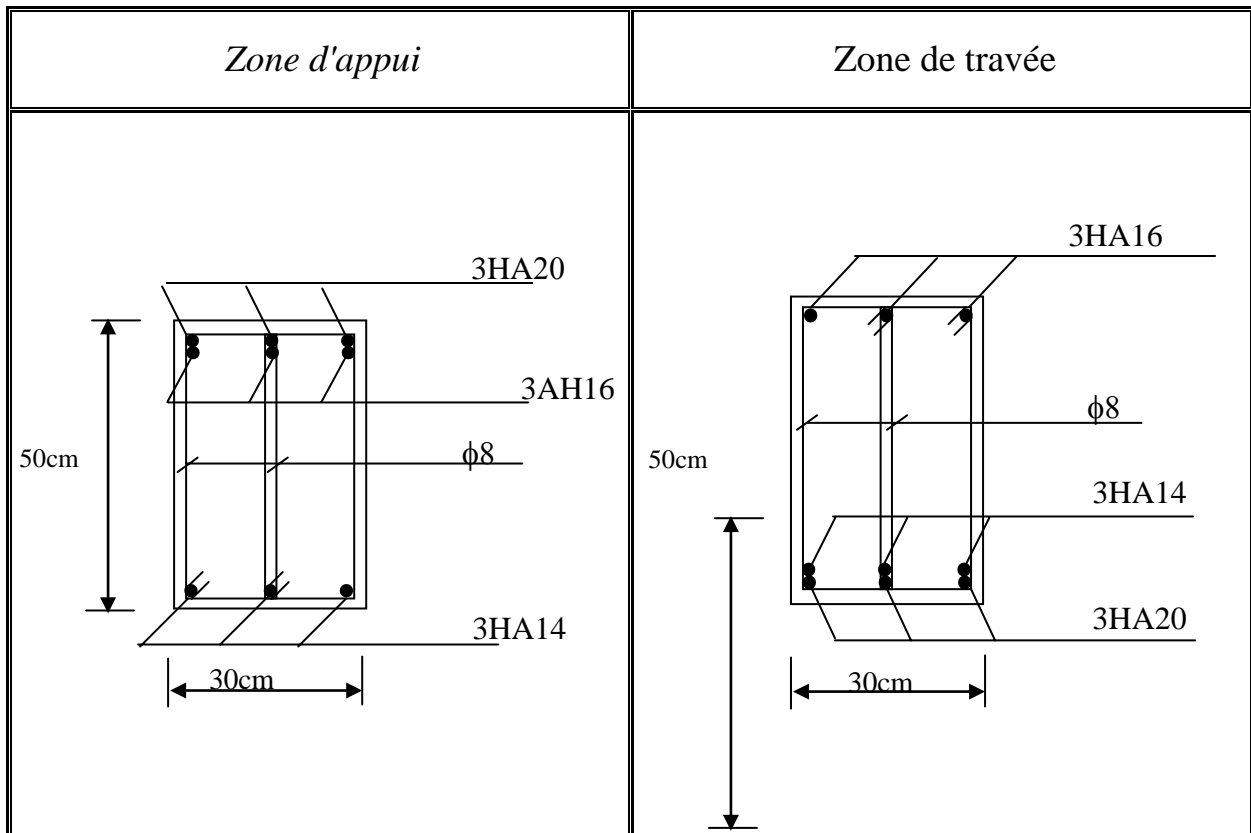


Figure (VI-3) : Croquis de ferrailages des poutres principales.

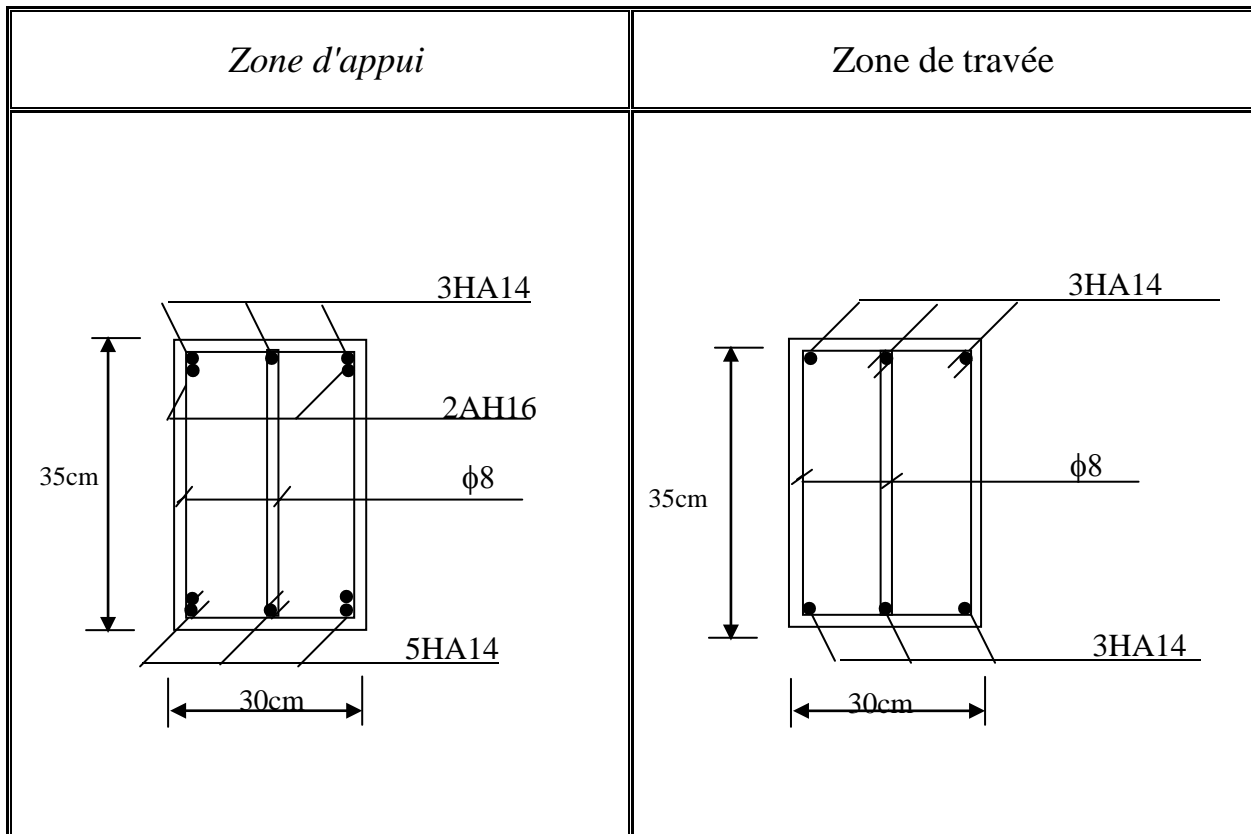


Figure (VI-3) : Croquis de ferrailages des poutres secondaires.

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux.

### VI-3-Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de

L'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

### VI-3-1-Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **BAEL (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.
- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q ± E ; 0.8G ± E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

### VII-3-2-Exemple de calcul:

On prend comme un exemple de calcul des poutres du étage courant

$b \times h = 30 \times 50$ , la portée est de 5,00 m (poutre principal) (B9)

### A- Ferrailage longitudinal:

a) en travée :  $M_{max} = 181,27 \text{ KN.m}$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ,  $\gamma_b = 1,5$ ,  $\gamma_s = 1,15$ ,  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ ,  $F_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

**Fissuration peu nuisible :**

$$ubu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{181,27 \times 10^6}{300 \times (450)^2 \times 14,20} = 0,210 \cdot 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,330}) = 0,298$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,881$$

$$A_{\text{ufictif}} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{181,27 \times 10^6}{0,881 \times 450 \times 347,82} = 13,14 \text{ cm}^2$$

$$As = 13,14 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5 \% bh = 7,50 \text{ cm}^2$$

On prend  $As = A_{\text{max}} = 13,14 \text{ cm}^2$

Choix des barres  $As = 14,04 \text{ cm}^2$  (3T20+3T14)

**b) en Appui :**

$$Mu = 221,33 \text{ kn.m}, \quad b = 0,30 \text{ m}, \quad h = 0,50 \text{ m}$$

$$ubu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{221,33 \times 10^6}{300 \times (450)^2 \times 14,2} = 0,256$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,256}) = 0,376$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,849$$

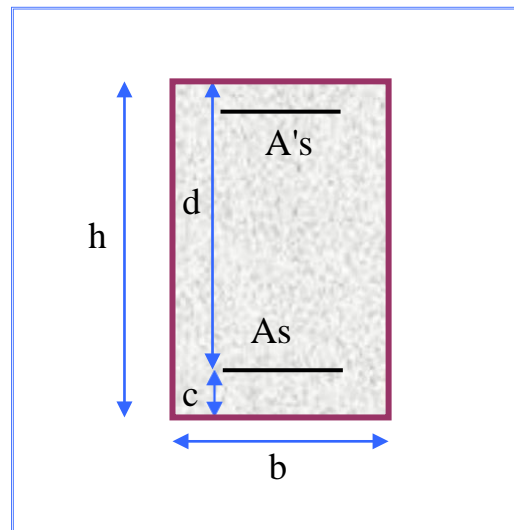
$$A_{\text{ufictif}} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{221,33 \times 10^6}{0,849 \times 450 \times 347,82} = 14,65 \text{ cm}^2$$

$$As = 14,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5 \% bh = 7,50 \text{ cm}^2$$

On prend  $As = A_{\text{max}} = 14,65 \text{ cm}^2$

Choix des barres  $As = 15,45 \text{ cm}^2$  (3T20+3T16)



➤ **Vérfications :**

**1)-En travée :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\left(\frac{f_{t28}}{F_e}\right) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 14,04 \text{ cm}^2$  ;  $A_s > 1.63 \implies$  **Vérifié**

**Conditions RPA99 :**

$A = 0.5\%bh = 0.5\% \times 30 \times 50 = 7,50 \text{ cm}^2$

$A_s = 14,04 > 7,50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **vérifié**

**Vérification des contraintes :**

$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$

$30y^2 + 240.21y - 8647.56 = 0 \implies y = 12,07 \text{ cm}$

$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

$I = 245955,62 \text{ cm}^2$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6,52 \text{ MPA}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

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

**Condition maximale dans l'acier :**

$\sigma_{st} = \frac{15.M_{ser}}{I} (d - y) = 268,40$

$\sigma_{st} = 268,40 < \bar{\sigma}_s = 347.82$

**Armatures transversales :**

$V_u = 156,91 \text{ Kn}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1,16 \text{ MPA}$

$\bar{\tau}_u = \min \{0.15.f_{c28}, 4 \text{ MPA}\} = 3,75 \text{ MPA}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  **Armature droite**

$$\phi \leq \min \left( h, \phi, b \right) = 13mm$$

$$t \left( \frac{l_{max}}{35}, \frac{l_{max}}{10} \right)$$

$$\phi_t = 8mm \quad ; \quad A_t = n.\phi_t = 4 \times 8 = 3,2cm^2$$

$$S_{t_{min}} = \min(0.9d, 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot b \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot k)}{0.9 \cdot Fe}$$

$$S_t < \frac{3,20}{0.32} = 10cm$$

$S_t = 10 < S_{t_{min}}$  On prend :  $St=15cm$

**2)-En Appui :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{t28}}{Fe} \right) = 1,63cm$$

**Pourcentage maximal d'après le RPA99 (v2003) :**

- 4 % en zone courante ( $A_{s_{max}} = 48 cm^2$ ).....condition vérifiée

- 6 % en zone de recouvrement ( $A_{s_{max}} = 72 cm^2$ )..... condition vérifiée

**Condition RPA99 :**

$$A = 0.5\%bh = 0.5\% \times 30 \times 50 = 7,50cm$$

$$A_s = 14,04 > 7,50 \text{ C.V}$$

**Tableau récapitulatifs :**

Zone	Moment (kN.m)	$A_s$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ RPA min (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choit des bars	$A_s$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Aux travées	181,27	13,14	7,50	1,63	3T20+3T14	14,04
Aux appuis	221,33	14,65	7,50	1,63	3T20+3T16	15,45

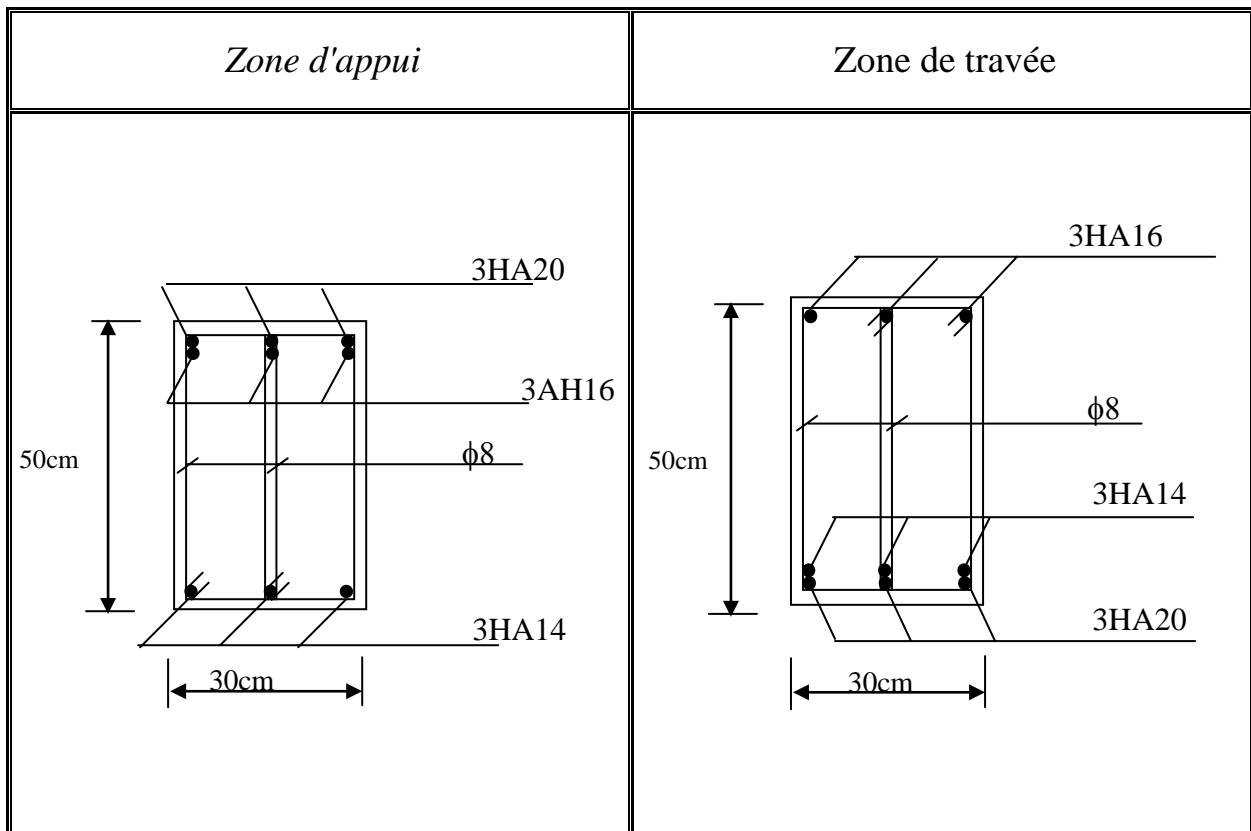


Figure (VI-3) : Croquis de ferrailages des poutres principales.

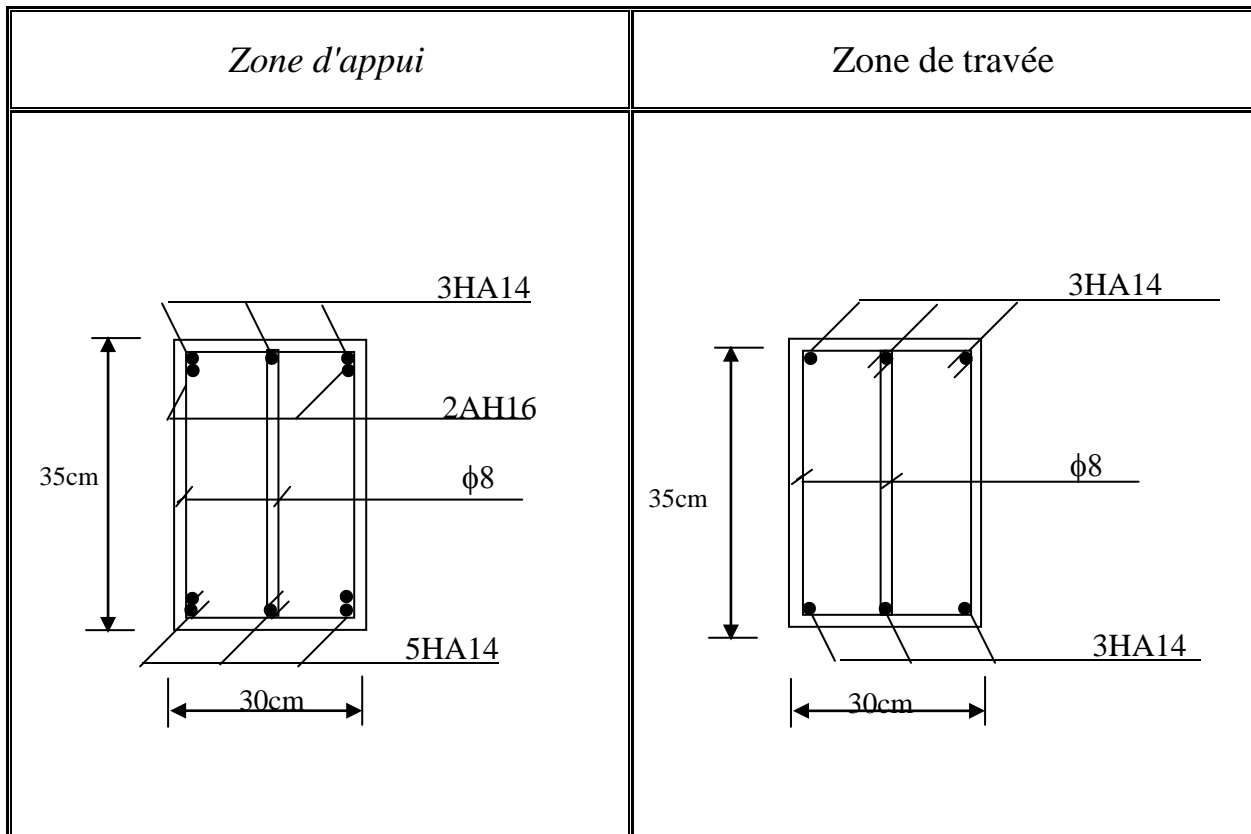


Figure (VI-3) : Croquis de ferrailages des poutres secondaires.

**VI.4 Ferraillage des voiles****VI.4.1 Introduction :**

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, suivant les règles de DTR – BC.2.42 " règles de conception des parois et murs en béton ".

Alors le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur  $d$  :

$$d \leq \min \left( \begin{array}{l} h_e, 2l' \\ \frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3} \end{array} \right)$$

$l'$  : étant la longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : étant la hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

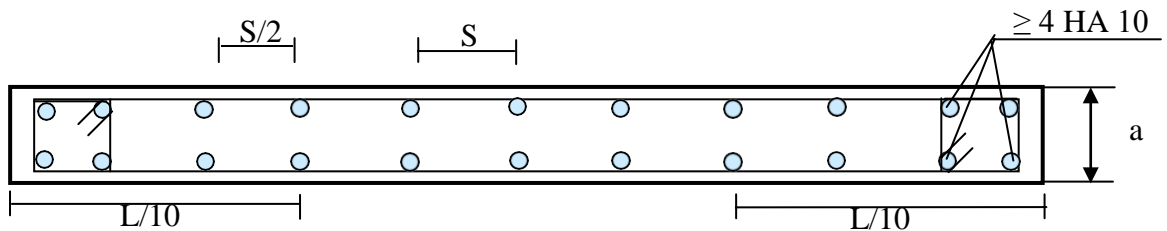
Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

**VI.4.2 Prescriptions imposées du RPA :****VI.4.2.1 Aciers verticaux :**

- ✓ Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- ✓ le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile
- ✓ si des efforts importants de compression agissent sur les zones extrêmes les barres verticales, doivent respecter la condition imposée aux poteaux
- ✓ les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

- ✓ *A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit à la moitié sur 1/10 de la longueur du voile (voire figure c dessous) .Cet espacement extrême doit être au plus égal à 15 cm*



#### **VI.4.2.2 Aciers horizontales**

*Les barres horizontales doivent être munie de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  dans les cas ou il existe des talons de rigidité les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions du talon permettent la réalisation d'un ancrage droit.*

#### **VI.4.2.3 Aciers transversales**

*Ils sont perpendiculaire aux faces du refend et servent d'attache pour les armatures, ils empêchent le flambement éventuel des barres verticaux et les maintient en position droite aux moments du coulage, se sont des épingles au moins 4 épingles par  $m^2$ .*

VI.4.3 Les résultats de calcul

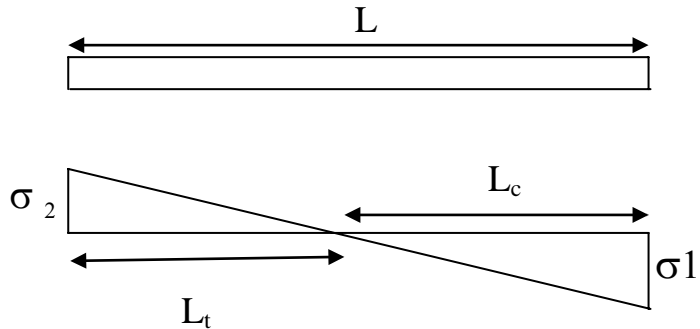
VI.4.3.1 Calcul des armatures verticales :

Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes. On a procédé de déterminer le ferrailage de deux voiles pour deux différentes hauteurs d'étages.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} \end{cases}$$

$$L_t = \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_3} \right)$$



La section minimale des aciers suivants (RPA 99 "version 2003" Art 7.7.4.1. P61)

Zone tendu :  $A_{Rpa} = (0.2\%) \cdot a \cdot L_a$

$$A_s = 0,002 \times 300 \times 20 = 12 \text{ cm}^2$$

Zone courant :  $A_{Rpa} = (0.15\%) \cdot a \cdot L_a$

$$A_s = 0,0015 \times 300 \times 20 = 9 \text{ cm}^2$$

NIV	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub>	A <sub>réel</sub> (cm <sup>2</sup> )
(RDC)	3409,25	403,27	9,94	5,48	12	8HA14	12.30

VI.4.3.2 Calcule des armatures horizontales : (RPA art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales dans les deux sens est donné comme suit :

$$A_{peau} = 0,0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 290 \times 20 = 8,70 \text{ cm}^2$$

	B (cm)	L (cm)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>réel</sub> (cm <sup>2</sup> )
voile	20	2,90	8,70	12HA10	9.42

**VI.4.3.3 Ferrillages transversales:**

Selon RPA 99,  $\phi_T > \frac{\phi_T}{3} = 4mm$  , On prend  $\phi_T = 10mm$

**Distributions constructives**

**L'espacement des armatures verticales :**

Selon RPA 99 :

- L'espacement des armatures verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5.a = 30cm \\ S \leq 30cm \end{cases}$$

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$  en zone courant.

- **L'espacement des armatures horizontales** Selon RPA 99 :

- L'espacement des armatures horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5.a = 30cm \\ S \leq 30cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} S_t = 15cm \rightarrow Z.nodale \\ S_t = 20cm \rightarrow Z.courante \end{cases}$$

- **L'espacement des armatures transversales:**

Zone nodale  $S_t \leq \min(10\phi, 15cm)$  on prend  $S_t = 15cm$

Zone courant  $S_t \leq 15\phi = 21cm$ , on prend  $S_t = 15cm$

- **Longueur de recouvrement** Selon RPA 99 :

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- **40 Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20 Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**VI.4.4 Vérifications**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Où :  $\tau_b = \frac{\bar{v}}{b.d}$  avec  $\bar{v} = 1,4 v_u$

*b*: épaisseur du voile.

*d*: la hauteur utile = 0,9 *h*

*h* : hauteur totale de la section brute.

➤ **Vérification à L'ELS:**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

**N**: effort normal appliqué ( $N_{ser}$ )

**B**: section de béton,

**A**: section d'armature adoptée

NIV	$v_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	vérifications
RDC	1072,21	1,98	7	12,03	15	OK

**VI.5. Ferrailage des linteaux :**

**VI.5.1 Introduction :**

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ( $\lambda g$ ) encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements dans les trumeaux de ce fait, la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

**uVI.5.2 Procèdes de calcul :**

**VI.5.2.1. Détermination des contraintes de cisaillements :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}.$$

$$\tau_b = \bar{V} / b_0 d \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4 V_{calcul}.$$

- *b*<sub>0</sub> : épaisseur du linteau.
- *d* : hauteur utile.
- *h* : hauteur totale de la section brute.

**VI.5.2.2. Détermination du ferrailage :**

On distingue deux cas :

**Le premier cas:**  $\tau b \leq 0.06 f_{c28}$ .

Armatures diagonales en X, non nécessaires, les linteaux sont calculés en flexion simple (M, T). On doit disposer :

• **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante

$$A_l = M / Z \cdot f_e$$

Ou :  $Z = h - 2 \cdot d'$

- $h$  : est la hauteur de la section du linteau.
- $d'$  : est l'enrobage.
- $M$  : moment de flexion dû à l'effort tranchant ( $\bar{V} = 1.4 V_{cal}$ )

• **Aciers transversaux :**

a. **Linteaux longs :** ( $\lambda_g = l/h_l > 1$ )

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / \bar{V}$$

- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $l$  : Portée du linteau.
- $A_t$  = section d'un cours d'armatures transversales.

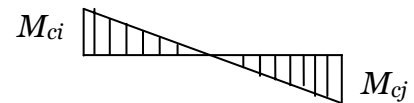
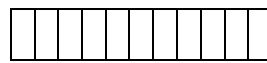
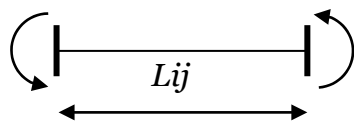
b. **Linteau court :** ( $\lambda_g \leq 1$ )

On doit avoir :

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / \bar{V} + A_t \cdot f_e \quad \text{et} \quad \bar{V} = \min(V_1, V_2)$$

Avec :

$$V_2 = 2V_{cal} \quad \text{et} \quad V_1 \leq M_{ci} + M_{cj} / L_{ij}$$



Avec :

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  et calculés par :

$$M_{cj} = A_t \times f_e \times Z \quad \text{tel que : } Z = h - 2d'$$

**Deuxième Cas** :  $\tau_b > 0.06 f_{c28}$ .

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts ( $M$ ,  $V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de

Compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = V/2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha$$

Avec:

$$\tan \alpha = h - 2d' / L$$

Et  $V = V$  calcul (sans majoration).

**Ferrailage minimal :**

**a. Armatures longitudinales :**

- $(A_L, A_L') \geq 0.0015 b x h$

**b. Armatures transversales :**

- Pour  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$        $A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot S$
- Pour  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$        $A_t > 0.0025 \cdot b \cdot S$

**c. Armatures en section courante (armatures de peau):**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

**d. Armatures diagonales :**

- Si :  $\tau_b > 0.06 f_{c28}$        $A_D \geq 0.0015 \cdot b \cdot h$
- Si :  $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$        $A_D = 0$

**Exemple de calcul :**

$$L = 1,04 \text{ m.}$$

$$b = 0,20 \text{ m.}$$

$$h = 0,86 \text{ m.}$$

$$V_{u \text{ cal}} = 924,87 \text{ KN. Et } \bar{V} = 1294,81 \text{ KN.}$$

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = 2,006572 > 0,06 f_{c28} = 1,5 \quad .$$

2.  $0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

On à:  $\tau_b > 0,06 f_{c28}$  selon le RPA99/2003 on est dans le 2<sup>ème</sup> cas, dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinales (sup. et inf.) et transversales et les armatures de peau suivant le minimum réglementaire.

a. Armatures longitudinales :

$$A_L = A_L' = 0,15\% b \times h = 0,0015 \times 20 \times 86 = 2,58 \text{ cm}^2$$

b. Armatures diagonales :

$$A_D = V/2.f_e.\sin\alpha \quad \text{et} \quad \tan\alpha = h-2d'/L = 0,08 \rightarrow \sin\alpha = 0,432.$$

$$A_D = 26,76 \text{ cm}^2.$$

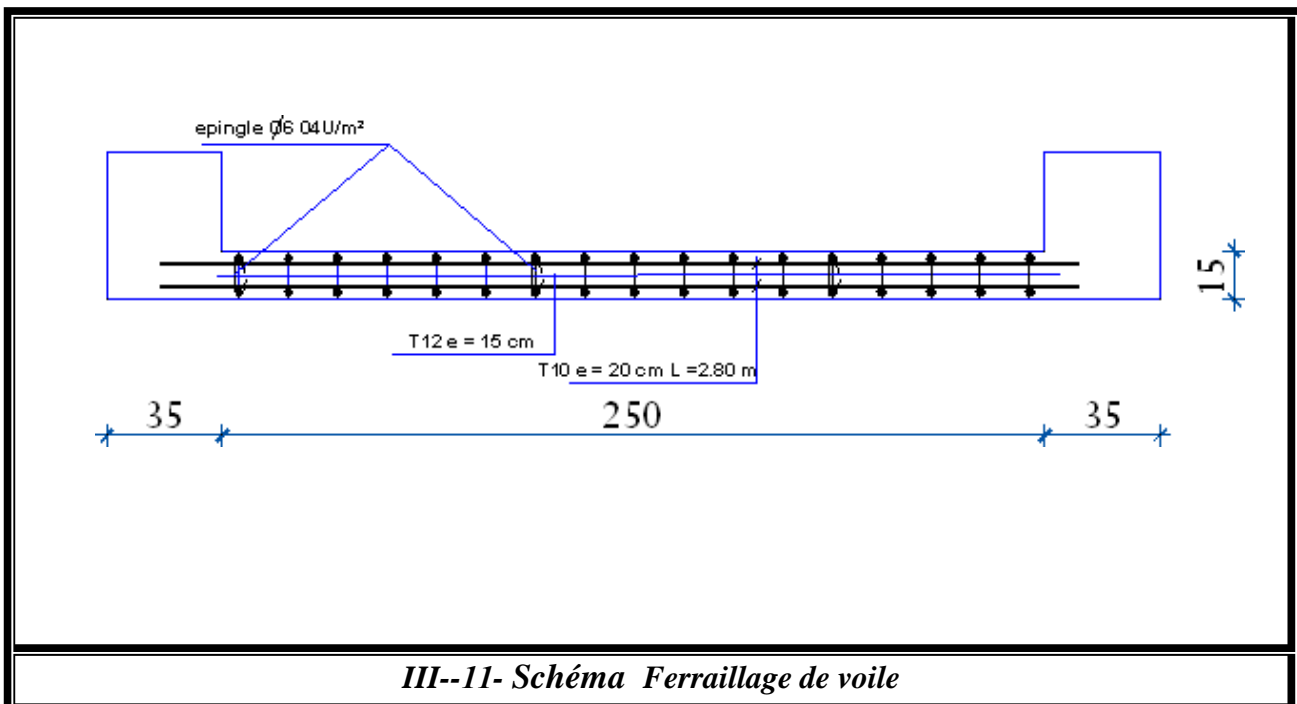
$$A_{D \text{ min}} = 0,0015 b \times h = 2,58 \text{ cm}^2.$$

c. Armatures transversales :

$$\tau_b = 2,006572 > 0,025 f_{c28} = 0,625 \rightarrow A_t = 0,0025 b \times S = 0,75 \text{ cm}^2.$$

d. Armatures de peau :

$$A_c = 0,002 b \times h = 3,44 \text{ cm}^2$$



# Chapitre VII

ETUDE GEOTICHNIQUE

**VII-1-1- INTRODUCTION :**

*La géotechnique nécessite des connaissances très variées allant de la géologie appliquée, essentielle pour la compréhension des sites, à la technologie d'exécution des travaux, en passant par les méthodes de calcul de la mécanique des sols et des roches, les méthodes d'essai en place et en laboratoire et les méthodes de mesure du comportement des sols, des roches et des ouvrages.*

**VII-2- situation du site du projet :**

*Le terrain devant servir d'assiette au projet est situé à OUM EL BOUAGHI.*

**VII-3- travaux de prospection :****➤ sondages carottés :**

*Afin de connaître la nature et le comportement des sols sous-jacents, il faut réaliser deux (02) sondages carottés d'une profondeur d'investigation allant jusqu'à 7,00m.*

*Les coupes lithologiques des sols sous-jacents*

*Les échantillons prélevés de ces sondages seront soumis aux différents essais classiques de laboratoire tel que les essais physiques ; mécaniques et chimiques.*

**➤ pénétromètre dynamique:**

*Pour déterminer la résistance en pointe et la capacité des sols en question et pour mieux couvrir tout le terrain prospecté il faut réaliser cinq (05) essais au*

*Pénétromètre dynamique type lourd « Borro ».*

*Avec les résultats de ces essais et en application de la formule de la résistance en pointe :*

$$R_d = \frac{NM\sqrt{h}}{L(P+M)A}$$

*Avec :*

*M : masse du mouton en Kg*

*H : hauteur de chute en Cm*

*P : masse de la tige + mandrin*

*A : section de la pointe.*

*L : enfoncement de référence en cm (20cm)*

La relation liant la capacité portante à la résistance en pointe est la suivante

$$Q_{ad} = R_p / X$$

$X$  : coefficient dépendant de la nature du sol

Les essais Pénétrométriques sont représentés par des courbes dits pénétrogrammes.

#### **VII-4- Contexte géologique :**

Les colonnes lithologiques des sondages carottés font ressortir au sommet une couche de remblai vaseux allant jusqu'à 3,00 m de profondeur surmontant un sol sédimentaire.

La coupe lithologique du sous sol en question suit :

#### **Sondage N°1**

- Remblai vaseux (00-2.80m)
- Passage rocheux (2.80-3.10)
- Marne rougeâtre à verdâtre peu plastique à induré à la base (3.50-7.00)

#### **Sondage N°2**

- en corrélation avec les essais au pénétromètre dynamiques en appliquées admissible du sol de:  $Q_{adm} = 2,00$  bars

#### **b2 Compressibilité a l'œdomètre**

pour l'évaluation des déformations sous les contraintes appliquées, nous avons réalisé deux essais de compressibilité a l'œdomètre (voir graphes en annexe) et les résultats sont les suivants:

#### **Sondage N°1 prof 3.10 -3.60 m**

- **Pression de consolidation** :  $P_c = 2.13$  bars
- **Coefficient de tassement (%)** :  $C_t = 17.64$  %
- **Coefficient de gonflement (%)** :  $C_g = 3.90$  %

#### **Sondage N°2 prof 3.00 -3.50 m**

- **Pression de consolidation** :  $P_c = 2.21$  bars
- **Coefficient de tassement (%)** :  $C_t = 17.30$  %
- **Coefficient de gonflement (%)** :  $C_g = 4.19$  %

L'interprétation de ces résultats nous montre que les sols en question sont sur consolidés, moyennement compressibles.

### **b3 Essai de gonflement libre**

Pour l'évaluation du potentiel de gonflement des sols sous la fondation, nous avons réalisé un essai de gonflement libre ou niveau marne rougeâtre à verdâtre peu plastique au sondage N°01 et qui ont donne les résultats suivants :

- **Pression de gonflement** :  $P_g = 0.30$  bars

Ces résultats nous montre que les sols en question sont **caractérisés par un gonflement négligeable**.

### **6 CALCUL RELATIF AUX FONDATIONS :**

Au regard des résultats obtenus des travaux in situ ainsi que des essais de laboratoire nous proposons comme solution d'assise des fondations superficielles type semelles isolées de largeur minimale  $B = 1.0$  m , ancrées à une profondeur  $D = 3.00$  m , avec une contrainte de sol  $Q_{adm} = 2,00$  bars .

Les tassements absolus ont été déterminés par la formule générale suivante :

$$\Delta h = h \cdot \Delta e / (1 + e_0)$$

Avec :  $\Delta e = e_0 - e_f$

$e_0$  : indice des vides initial

$e_f$  : indice des vides final

$h$  : hauteur de la couche tassant

$\Delta h$  : tassement

Pour une fondation superficielle type semelle isolée :

- de largeur minimal  $B=1.00m$
- un ancrage  $D=3.00m$
- et une contrainte admissible du sol  $Q_{adm}=2,00bars$

- **Sondage N°1** prof 3.10-3.60m : le tassement  $\Delta H = 3.12cm$ .
- **Sondage N°2** prof 3.00-3.50m : le tassement  $\Delta H = 2.80cm$ .
- Ce calcul de déformation a donné un tassement  $\Delta H = 3.12cm$  ; ce qui est admissible.

**7-conclusions :**

*A la lumière des résultant obtenues des travaux in situ, des essais de laboratoire, et d'après le calcul relatif aux fondations, nous pouvons faire les conclusions et les recommandations suivants :*

➤ *Les sols mis en évidence se caractérisent par les formations suivantes :*

- **Sondage N°1 :**

- *Remblai vaseux (00-2.80m).*
- *Passage rocheux (2.80-3.10m).*
- *Marne rougeâtre à verdâtre peu plastique à induré à la base (3.10-7.00m).*

- **Sondage N°2 :**

- *Remblai vaseux (00-3.00m).*
- *Marne noirâtre tache de blanchâtre plastique (3.00-3.50).*
- *Marne rougeâtre à verdâtre peu plastique à induré à la base (3.10-7.00m).*

*L'assise de l'ouvrage sera conçue sur :*

- *Des fondations superficielles type **semelles isolées de largeur minimale  $B = 10m$** .*
- *L'ancrage des fondations sera  **$D = 3.00m$**  a partir du terrain naturel actuel.*
- *La contraint admissible du sol  **$Q_{adm} = 2,00bars$**  ; et les tassements sont admissibles.*
- *Les sols en question sont **non gonflants** d'après les essais spéciaux de gonflement.*
- *Les résultants des analyses chimiques vous seront transmis ultérieurement.*

# Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### **VIII Calcule des éléments d'infrastructure**

#### **VIII.1 INTRODUCTION**

*Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.*

*Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le bon sol ou cas de radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).elles posent à l'ingénieur des problèmes donc il ne faut pas sous-estimer la difficulté car elles éviter le glissement et l'ancrer de l'ouvrage. En effet, si pour bâtiments à usage d'habitation ou commercial, Le coût des fondations peut descendre jusqu'à 20 à 30% du coût total de la construction.*

#### **VIII.2 Différents types de fondation**

*On distingue plusieurs types de fondations :*

*1- Fondation superficielles : si les couches de terrain à une faible profondeur.*

- *semelle isolée.*
- *semelle filante.*

*2- fondation semi profondes : si les couches de terrain ont une profondeur moyenne*

*3- fondation profondeur (pieux) : si les couches de terrain ont une grande profondeur*

#### **VIII.3 Choix de type de fondation**

*Pour le choix de type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :*

- *assurer la stabilité de la structure.*
- *adopter un choix économique.*
- *La capacité portante du sol d'assise.*
- *La distance entre axes des poteaux.*

*Le rapport de sol nous donne la conclusion suivante :*

*Le site réservé à la construction des bâtiments (site S2)*

Pour le dimensionnement des fondations on a un taux de travail de 2 bars peut être retenu pour des semelles superficielles type isolées et ancrées à 1.80m de profondeur par rapport au terrain terrasse sans risque :

- Les tassements sont nuls.
- Le sol est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).

Afin de choisir le type de fondation à utiliser, on vérifie d'abord les semelles isolées, si ce choix ne répond pas, ou les exigences de règlement, on passe aux semelles filantes, sinon on utilise un radiers général.

D'après l'article 10.1.4.1 de RPA 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q+E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

### VIII.3.1 Vérification

#### 1. Semelles isolées :

Les semelles utilisées sont rectangulaire de dimension (AxB) sous poteaux rectangulaires.

$$N = N_{cal} + P_{pot}$$

$N_{cal}$  : effort normale calculé selon la combinaison  $G+Q+E$ .

$N$  : effort normal agissant sur la fondation.

$P_{pot}$  : poids d'avant poteau.

$$P_{pot} = 0.40 \times 0.40 \times 1 \times 25 = 4 \text{ KN}$$

$$N = 3648,08 \text{ KN}$$

$$\text{Alors } N = 3648,08 + 4 = 3652,08 \text{ KN.}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\frac{A \cdot B}{a}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 \text{De (1) et (2) : } \quad A &\geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{b \sigma_{sol}}} \\
 \Rightarrow A &\geq \sqrt{\frac{0,40 \times 3652,08}{0,40 \times 400}} = 2,73\text{m}
 \end{aligned}$$

On a une distance entre axes des poteaux égale à 2,90 m, alors on remarque qu'il n'y aura pas chevauchement entre semelles, donc l'utilisation des semelles isolées est possible.

## 2. Semelles filantes:

On choisit une semelle filante de largeur  $b$  et de longueur  $L$  située sur un portique de deux poteaux, de sorte que la condition suivante soit satisfaite :

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{N}{b \cdot L} \leq \sigma_{sol} \\
 \sigma &= \frac{N}{b \cdot L} \Rightarrow b \geq \frac{1299,26}{2,9 \times 2} = 2\text{m}
 \end{aligned}$$

On constate que la longueur entre axes des poteaux est suffisante, ce qui nous a amené pour l'emploi des semelles filantes sous voiles.

### VIII.4 Méthode de calcul

Les calculs sont effectués:

- A l'état limite de service pour le dimensionnement de la surface au sol.

Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique selon combinaisons d'action suivante:

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

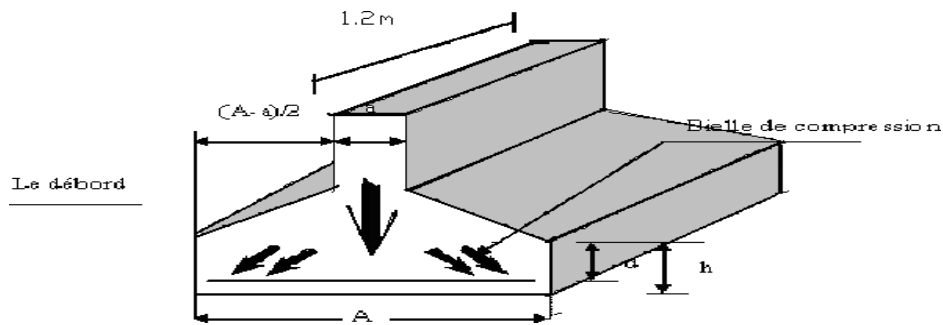
$$0.8G \pm E$$

Dans le cas de semelle rigide on utilise au mieux toute la surface de contact de la semelle et on peut considérer que la transmission de la charge de l'élément de structure (poteau ou voile) se fait par une succession de bielles équilibrées par la réaction du sol et d'armatures de traction situées en partie inférieure de la semelle.

La méthode des bielles permet de déterminer facilement la hauteur de la semelle et les armatures nécessaires.

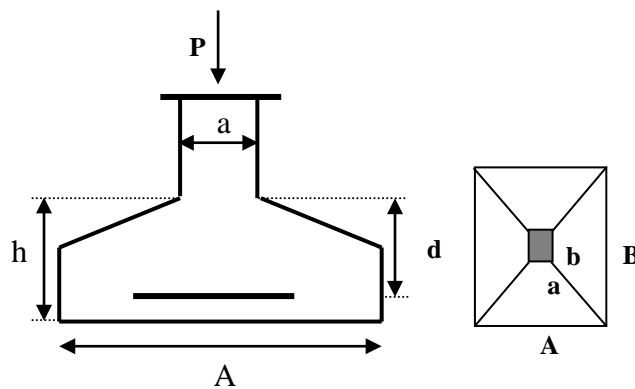
VIII.4.1 principe de la méthode : « Méthode de bielle »

La méthode de bielle suppose que la charge se répartit dans les semelles suivant une série de bielle étant déterminer par la droite (A, A').les bielles portant du point A pour la sous face (A, A'), donc les bielles consistent à calculer la semelle comme si elle était sollicitée par une charge majorée centrée  $N^* > N$ .



VIII.5 Ferrailages des semelles

VIII.5.1 Semelle centrale S1:



VIII.5.1.1 Dimensionnement :

$$\bar{\sigma} = 2bar.2 = 4bar \Rightarrow \bar{\sigma} = 400KN / m^2$$

$$N_{ser} = 2658,43KN$$

$$M_{ser} = 14,08KN.m$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{14,08}{2658,43} = 0.005$$

$$\bar{\sigma}_{moy} = \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 + \frac{3.e}{A}\right) = \frac{2658,43}{(A)^2} \left(1 + \frac{3 \times 0.005}{A}\right)$$

$$400A^3 - 2658,43A - 39,87 \geq 0 \Rightarrow A = 2,75m$$

On prend  $A = 2,90 m$

Pour satisfaire la condition d'inclinaison de  $45^\circ$  de la bielle moyenne,

La hauteur utile vaut :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = 62,5cm \\ \frac{B - b}{4} = 50cm \end{array} \right.$$

On prend :  $d = 65 cm$

**VIII.5.1.2 Hauteur:**

$$H = d + 5cm = 70cm$$

**VIII.5.1.3 Vérification de la contrainte de sol:**

$$e \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 0,005 \leq 0,48 \dots\dots OK$$

**VIII.5.1.4 Vérification Condition de poinçonnement:**

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}}$$

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{2658,43}{15}} = 60,62cm$$

On prend  $d' = 60,62cm < d = 65cm \dots\dots OK$

**VIII.5.1.5 Ferrailage:**

$$N = 3648,08KN$$

$$M = 19,35KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{A} \right) = 438,26KN/m^2 \\ \sigma^m = \frac{M}{A^2} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{A} \right) = 429,29KN/m^2 \end{array} \right.$$

$$N_{\max} = \sigma_{\text{moy}} \times A^2 = 938,5 \text{KN}$$

$$A = \frac{N_{\max} (A - a)}{8d\sigma_s} = 11,28 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{\text{réel}} = 12\text{HA}12 = 13,56 \text{cm}^2$$

VIII.5.1.6 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,14 \text{cm}^2 < A \dots \dots \dots \text{OK}$$

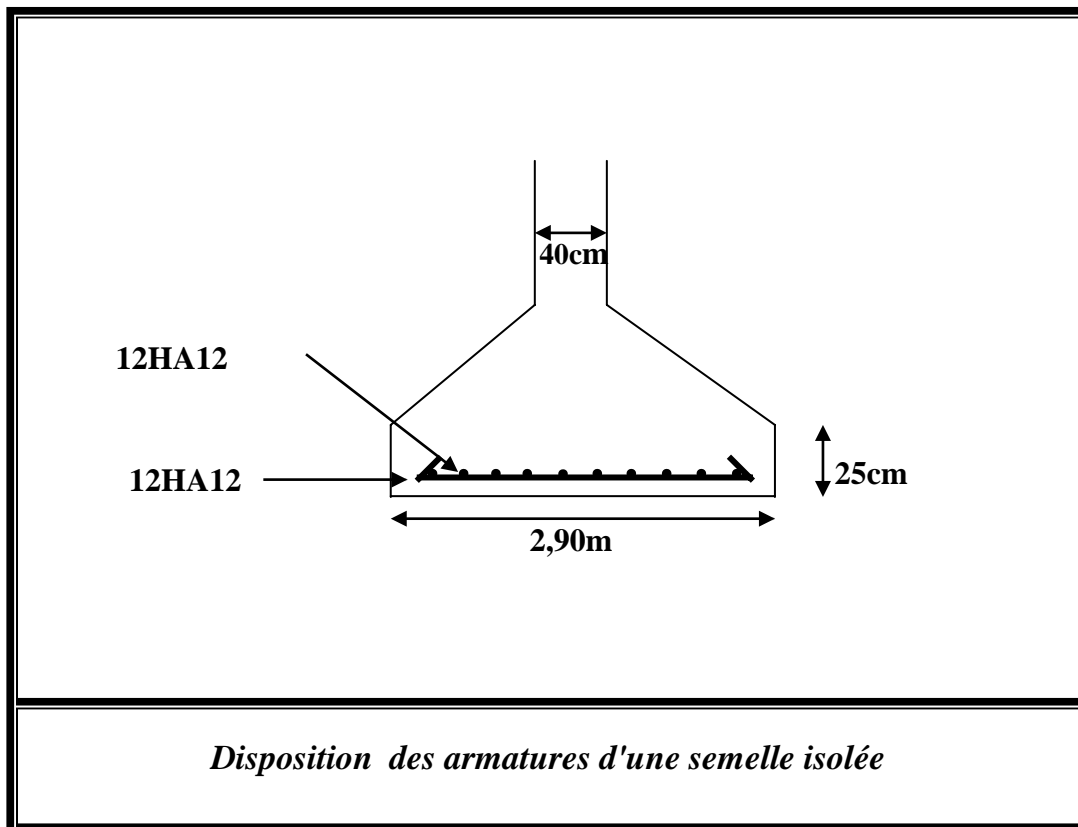
VIII.5.1.7 Calcul de h' :

$$h' \geq 12 \cdot \phi + 6 \text{cm} = 20,5 \text{cm} \text{ soit } h' = 25 \text{cm}$$

VIII.5.1.8 Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \frac{290 - 10}{10} = 28 \text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{cm}$$

VIII.5.1.9 Schéma de ferrailage



**VIII.5.2 Semelle de rive S2**

**VIII.5.2.1 Dimensionnement :**

$$\bar{\sigma} = 2bar.2 = 4bar \Rightarrow \bar{\sigma} = 400KN / m^2$$

$$N_{ser} = 2473,89KN$$

$$M_{ser} = 8,03KN.m$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8,03}{2473,89} = 0,003$$

$$\bar{\sigma}_{moy} = \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 + \frac{3.e}{A}\right) = \frac{549.3}{(A)^2} \left(1 + \frac{3 \times 0.008}{A}\right)$$

$$400A^3 - 549.3A - 13.4 \geq 0 \Rightarrow A = 2,82m$$

On prend:  $A=2,90m$

Pour satisfaire la condition d'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile

vaut :

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{A-a}{4} = 62,5cm \\ \frac{B-b}{4} = 50cm \end{cases} \quad \text{On prend } d=65cm$$

**VIII.5.2.2 Hauteur:**

$$H = d + 5cm = 70cm$$

**VIII.5.2.3 Vérification de la contrainte de sol:**

$$e \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 0.003 \leq 0.48 \dots\dots\dots OK$$

**VIII.5.2.4 Vérification Condition de poinçonnement:**

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}}$$

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{2473,89}{15}} = 58,48cm$$

On prend  $d' = 58,48cm < d = 60cm \dots\dots\dots OK$

**VIII.5.2.5 Ferrailage:**

$$N = 3378,66KN$$

$$M = 11,10KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A} \left( 1 + \frac{6.e}{A} \right) = 404,23KN / m^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{M}{A^2} \left( 1 - \frac{6.e}{A} \right) = 399,24KN / m^2 \end{array} \right.$$

$$\left( \begin{array}{l} m \\ A^2 \left( \frac{A}{A} \right) \end{array} \right)$$

$$N_{max} = \sigma_{moy} \times A^2 = 834,76KN$$

$$A = \frac{N_{max} (A - a)}{8d\sigma_s} = 10,03cm^2 \Rightarrow A_{réel} = 10HA12 = 11.31cm^2$$

**VIII.5.2.6 Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 3,14cm^2 < A.....OK$$

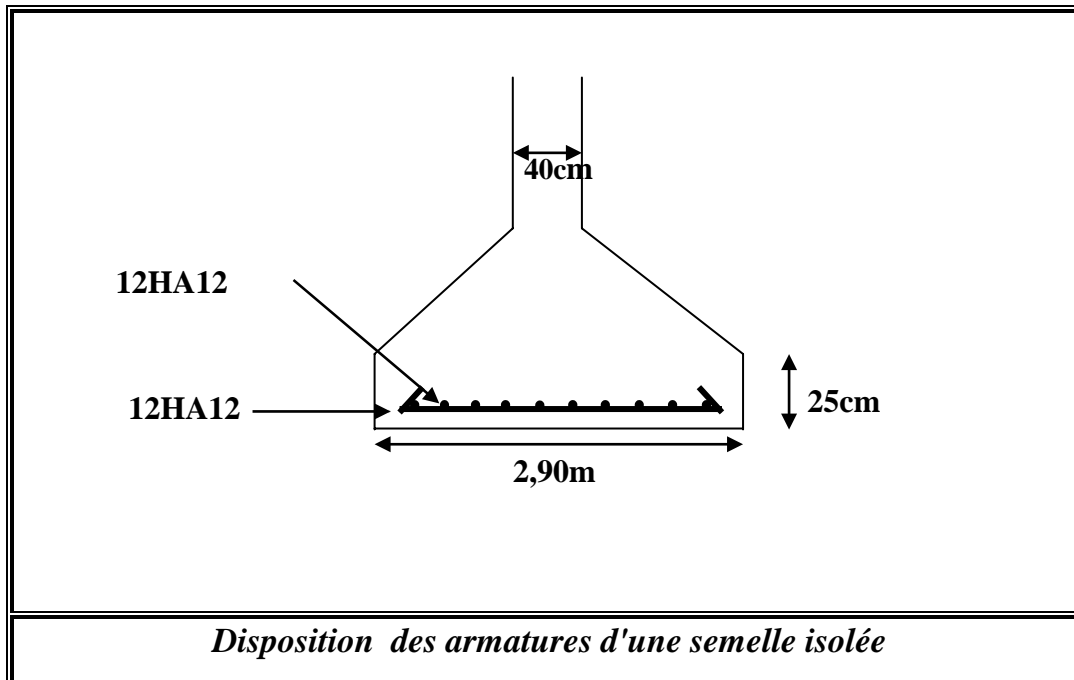
**VIII.5.2.7 Calcul de h':**

$$h' \geq 12.\phi + 6cm = 20.5cm \text{ soit } h' = 25cm$$

**VIII.5.2.8 Calcul de l'espacement:**

$$S_t \leq \frac{290 - 10}{10} = 28cm \Rightarrow S_t = 15cm$$

VIII.5.2.9 Schéma de ferrailage



VIII.5.3 Semelle d'angle S3

VIII.5.3.1 Dimensionnement :

$$\bar{\sigma} = 2bar.2 = 4bar \Rightarrow \bar{\sigma} = 400KN/m^2$$

$$N_{ser} = 1255,56KN$$

$$M_{ser} = 9,72KN.m$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{9,72}{1255,56} = 0,007$$

$$\bar{\sigma}_{moy} = \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 + \frac{3.e}{A}\right) = \frac{332.03}{(A)^2} \left(1 + \frac{3 \times 0.032}{A}\right)$$

$$400A^3 - 332.03A - 31.87 \geq 0 \Rightarrow A = 1,34m$$

On prend  $A=2,00m$

Pour satisfaire la condition d'inclinaison de  $45^\circ$  de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = 40cm \\ \frac{B-b}{4} = 40cm \end{array} \right. \quad \text{On prend } d = 45 \text{ cm}$$

**VIII.5.3.2 Hauteur:**

$$H = d + 5cm = 50cm$$

**VIII.5.3.3 Vérification de la contrainte de sol:**

$$e \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 0.004 \leq 0.4 \dots \dots \dots \text{OK}$$

**VIII.5.3.4 Vérification Condition de poinçonnement:**

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}}$$

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{1255,56}{15}} = 41,66cm$$

On prend  $d' = 40cm < d = 45cm \dots \dots \dots \text{OK}$

**VIII.5.3.5 Ferrailage:**

$$N = 1724,56KN$$

$$M = 13,41 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A} \left( 1 + \frac{6.e}{A} \right) = 440,19KN / m^2 \\ \sigma = \frac{M}{A^2} \left( 1 - \frac{6.e}{A} \right) = 422,08KN / m^2 \end{array} \right.$$

$$N_{max} = \sigma_{moy} \times A^2 = 653.6KN$$

$$A = \frac{N_{max} (A-a)}{8d\sigma_s} = 7,26cm^2 \Rightarrow A_{réel} = 8HA12 = 9,04cm^2$$

**VIII.5.3.6 Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2 < A \dots\dots\dots OK$$

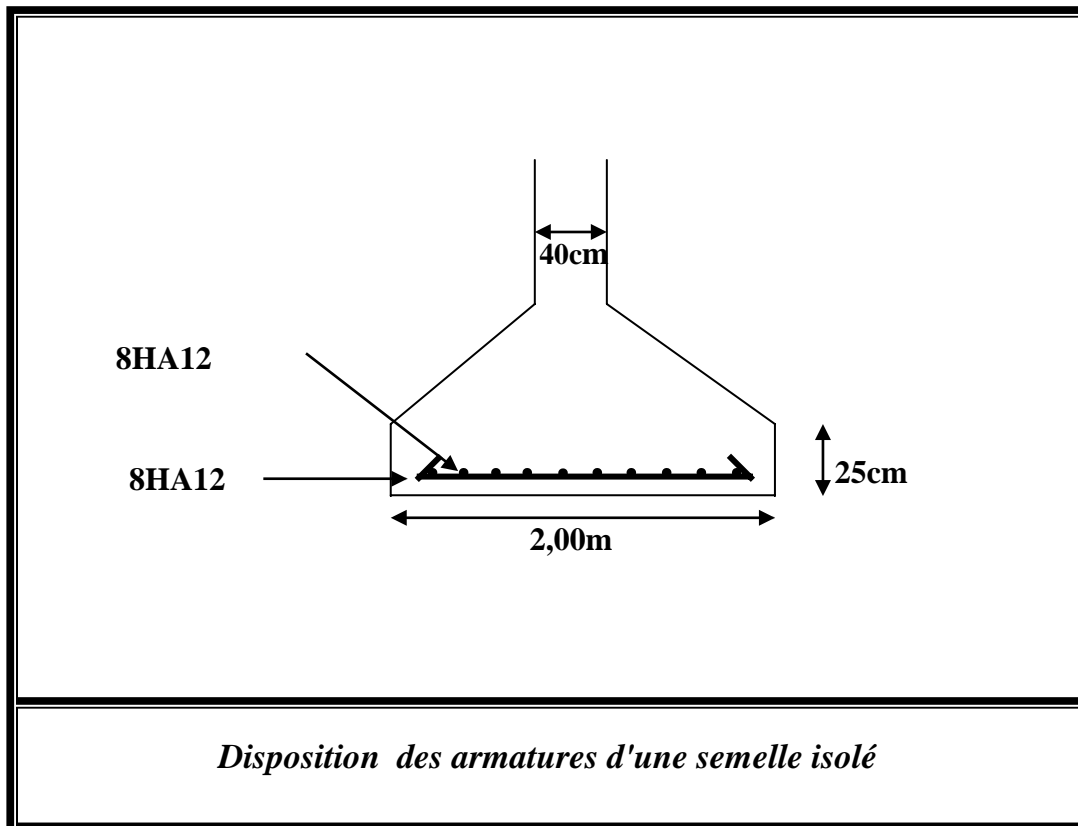
**VIII.5.3.7 Calcul de h' :**

$$h' \geq 12.\phi + 6\text{cm} = 20.5\text{cm} \text{ soit } h' = 25\text{cm}$$

**VIII.5.3.8 Calcul de l'espacement:**

$$S \leq \frac{200-10}{10} = 19,0\text{cm} \Rightarrow S = 15\text{cm}$$

**VI.5.3.9 Schéma de ferrailage**



VIII.5.4 Semelle filante (SF1)

VIII.5.4.1 Dimensionnement :

$$N = \sum N = 1300KN$$

$$M = \sum M + \sum N_i X_i = 15.03KN.m$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.012m$$

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}} \left( 1 + \frac{3e_0}{L} \right) = \frac{649.63}{2.90 \times 0.2} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0.012}{2.90} \right) \geq 1.02m$$

On prend  $B = 1.8m$

VIII.5.4.2 Ferrailage

$$N = 1300KN$$

$$M = 15.03KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{B \cdot L} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = 259,00KN/m^2 \\ \sigma = \frac{M}{B \cdot L} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = 231,11KN/m^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{M}{B \cdot L} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = 259,00KN/m^2 \\ \sigma = \frac{M}{B \cdot L} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = 231,11KN/m^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 252,02KN/m^2 < 1.33\bar{\sigma} \dots\dots\dots OK$$

On considère notre semelle comme une poutre inversée uniformément chargée avec :

$$q = \sigma_m \cdot B \cdot l \Rightarrow q = 252.02 \times 1.80 \times 1 = 453.63 KN/ml$$

Calcul des efforts :

$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{8} = 41.31KN.m$$

$$M_a = 0.3M_0 = 12.39KN.m$$

➤ Armature sur travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.04131}{1 \cdot (0.37)^2 \cdot 14.2} = 0.02 < 0.27 \rightarrow M \text{ simplifié}$$

$$Z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.37(1 - 0.6 \cdot 0.02) = 0.36m$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.04131}{202 \cdot 0.36} = 5.64cm^2$$

**Section minimale :**

**C.N.F :**

$$A_{\min} = 0.23bd^2 \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.65\text{cm}^2 < A \dots\dots\dots \text{OK}$$

Donc on adopte une section de:  $A_{adop} = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

➤ **Armature sur appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.01239}{1.(0.37)^2 .14.2} = 0.006 < 0.27 \rightarrow M \text{ .simplifié}$$

$$Z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.37(1 - 0.6.0.006) = 0.36\text{m}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s . Z} = \frac{0.01239}{202.0.36} = 1.66\text{cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Donc on adopte une section de:  $A_{adop} = 3\text{HA}12 = 3.4 \text{ cm}^2$

**VIII.5.4.3 Vérification au cisaillement :**

$$V = \frac{q.L}{2} = 657.76\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{bd} = 1.89\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**VIII.5.4.4 Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \begin{cases} 40\text{cm} \\ a + 10\text{cm} \\ 15\Phi_t = 18\text{cm} \end{cases}$$

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

**VIII.5.4.5 Calcul des cadres :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = 4\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \Phi 8$$

• **La section de cadre :**

$$\text{Avec: } A_r = \frac{A_t}{4} = 1.69\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 \rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$$

**VIII.5.4.6 Calcul de h' :**

$$h' \geq 12\phi + 6\text{cm} = 20.4\text{cm} \rightarrow h' = 25\text{cm}$$

**VIII.5.4.7 Vérification de la stabilité au renversement :**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \Leftrightarrow \frac{15.03}{1300} = 0.01 < \frac{1.8}{4} = 0.45 \dots\dots\dots OK$$

**VIII.5.4.8 Vérification de la contrainte de sol :**

$$e = 0.01 \leq \frac{B}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3 \dots\dots\dots OK$$

**VIII.5.4.9 Condition de non fragilité :**

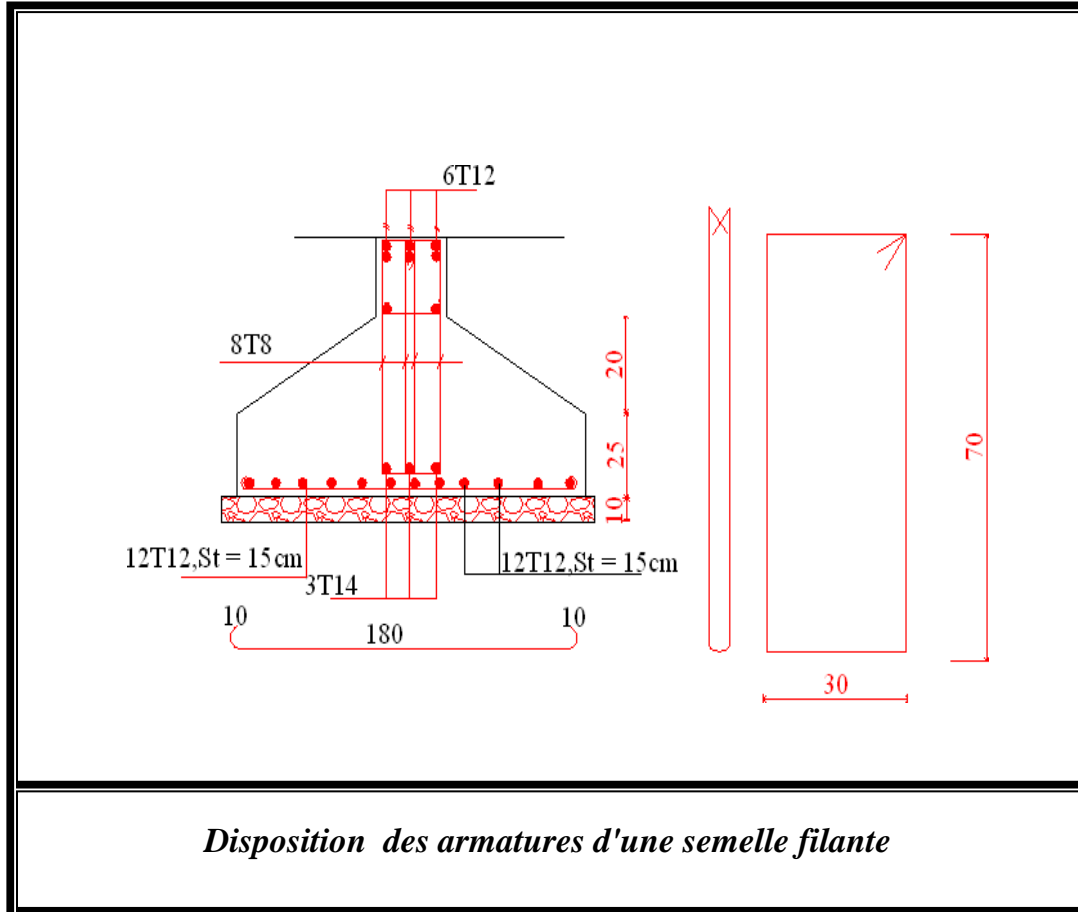
$$d \geq \frac{B-b}{4} = 35cm \rightarrow d = 40cm$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5cm = 45cm$$

**VIII.5.4.10 Condition de poinçonnement :**

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bc}}} = 37cm$$

VIII.5.4.11 Schéma de ferrailage



VIII.6 Semelle filante (SF2)

VIII.6.1 Dimensionnement :

$$N = \sum N = 1124 \text{KN}$$

$$M = \sum M + \sum N_i X_i = 20 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.017 \text{m}$$

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}} \left( 1 + \frac{3e_0}{L} \right) = \frac{561.8}{6.6 \times 0.2} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0.017}{6.6} \right) \geq 0.53 \text{m}$$

On prend  $B = 1.8 \text{m}$

VIII.6.2 Ferrailage:

$$N = 1124KN$$

$$M = 20KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{B.L} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = 99.97KN/m^2 \\ \sigma = \frac{M}{B.L} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = 89.25KN/m^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 97.29KN/m^2 < 1.33\bar{\sigma} \dots\dots OK$$

On considère notre semelle comme une poutre inversée uniformément chargée avec :

$$q = \sigma_m \cdot B \cdot l \Rightarrow q = 97.29 \times 1.80 \times 1 = 175.12 KN/ml$$

Calcul des efforts :

$$M_t = \frac{q.l^2}{8} = 21.66KN.m$$

$$M_a = 0.3M_0 = 6.5KN.m$$

➤ Armature sur travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.021}{1.(0.37)^2 .14.2} = 0.01 > 0.27 \rightarrow M.simplifié$$

$$Z = d(1 - 0.6\alpha) = 0.37(1 - 0.6.0.01) = 0.37m$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.021}{202 \times 0.37} = 2.83cm^2$$

C.N.F :

$$A_{min} = 0.23bd^2 \frac{f_{t28}}{f_c} = 1.65cm^2 < A \dots\dots OK$$

Donc on adopte une section de:  $A_{adop} = 6HA12 = 6.78 cm^2$

➤ Armature sur appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.0065}{1.(0.37)^2 .14.2} = 0.003 < 0.27 \rightarrow M.simplifié$$

$$Z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.37(1 - 0.6.0.003) = 0.36m$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.0065}{202 \cdot 0.36} = 0.89cm^2 < A_{min} \dots\dots\dots OK$$

Donc on adopte une section de:  $A_{adop} = 3HA12 = 3.4 cm^2$

**VI.6.3 Vérification au cisaillement :**

$$V = \frac{q \cdot L}{2} = 578 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{bd} = 1.56 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**VIII.6.4 Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \begin{cases} 40 \text{cm} \\ a + 10 \text{cm} \\ 15\Phi_t = 18 \text{cm} \end{cases}$$

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

**VIII.6.5 Calcul des cadres :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi_r}{3} = 4 \text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \Phi 8$$

• **La section de cadre :**

Avec:  $A_t = \frac{A_r}{4} = 1.69 \text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{cm}^2$

**VIII.6.6 Calcul de h' :**

$$h' \geq 12\phi + 6 \text{cm} = 20.4 \text{cm} \rightarrow h' = 25 \text{cm}$$

**VIII.6.7 Vérification de la stabilité au renversement :**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \Leftrightarrow \frac{20}{1124} = 0.017 < \frac{1.8}{4} = 0.45 \dots\dots\dots \text{OK}$$

**VIII.6.8 Vérification de la contrainte de sol :**

$$e = 0.017 \leq \frac{B}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

VIII.6.9 Condition de non fragilité :

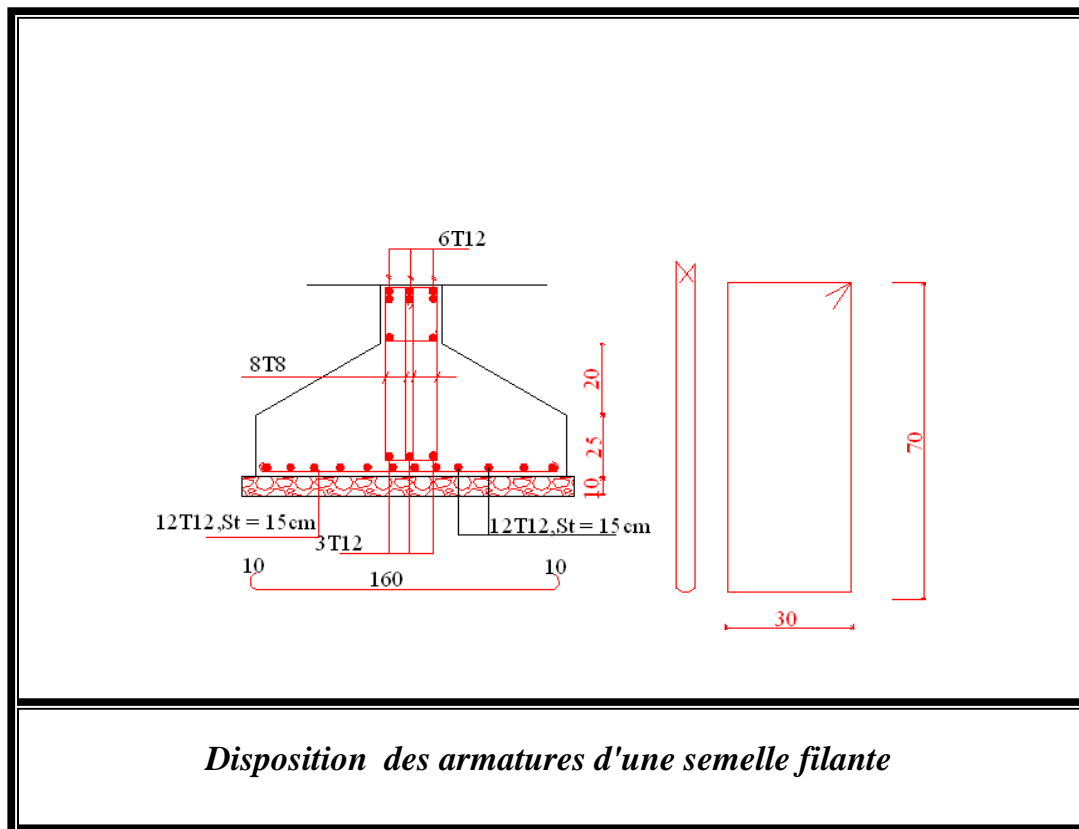
$$d \geq \frac{B-b}{4} = 35\text{cm} \rightarrow d = 40\text{cm}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} = 45\text{cm}$$

VIII.6.10 Condition de poinçonnement :

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bc}}} = 37\text{cm}$$

VIII.6.11 Schéma de ferrailage:



**VIII.7 Etude des longrines**

Les longrines servent à s'opposer aux tassements différentiels et au déplacement relatif horizontal entre les fondations.

Ils permettent la répartition et la transmission des efforts; D'après (R.P.A99-2003 ,P79) On trouve:

la solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas des semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie **S1**) et dans le cas d'un site de catégorie **S2** en zone **I**.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) : sites de catégorie S2, S3.
- (30x30) : site de catégorie S4.

Les longrines ou le 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 :

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée;

Le ferrailage minimum doit être de **0.6 %** de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur ou min (20cm, 15 $\phi_l$ ).

$N$  : égale à la valeur maximale des charges verticale de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

**VIII.7.1 Calcule des armatures longitudinales:**

$$\alpha = 15$$

$$F = \frac{3648,08}{15} = 243,20 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Les dimensions de longrine sont 30cm x 25cm

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 $\phi_l$ )

$$A_{\min} = 0.6\% \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA12 avec  $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$

**VIII.7.2 Calcul des armatures transversales:**

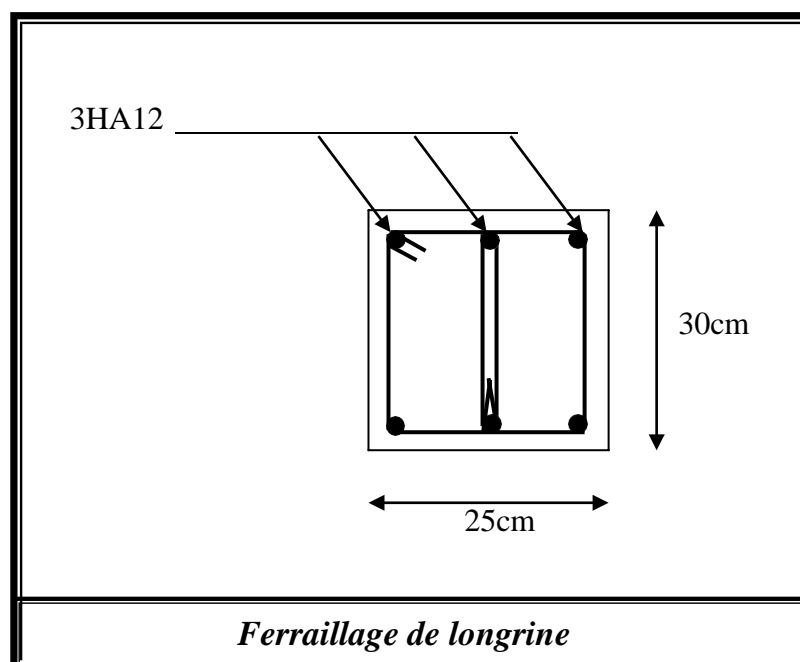
On adopte un cadre et une épingle de HA8.

L'espacement :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 1,5 \times \phi_L) \Rightarrow S_t \leq (20\text{cm}; 1,5 \times 1,2)$$

$$\Rightarrow S_t \leq 18\text{cm}$$

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

**VIII.7.3 Schéma de ferrailage des longrines:**

# Conclusion

## CONCLUSION

*Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous à permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme Robot. ...etc.*

*Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :*

- *D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.*
- *Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. En effet, le pré dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques.*

*Pour ce la nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour Obtenir une :*

- *Structure de bonne stabilité*
- *Structure économique*

*Donc c'est une première et très importante expérience pour ma vie Professionnal.*

# Bibliographie

## *Règlements:*

- *RPA99 : règles parasismiques algériennes version 2003.*
- *BAEL91 : béton armé aux états limite.*
- *CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.*

## *Livres:*

- *Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI)*
- *Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougin)*
- *Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93)  
(Mr : y.Cheraït)*

## *Cours:*

- *Cours en béton armé (3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> Année Ingénieur).*
- *Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants*