

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de génie civil**



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master 2 en génie civil.*

*Option : constructions civiles et industrielles*

## THEME



**Étudier par :**

M<sup>elle</sup> : HAOUCHE Nadia

M<sup>elle</sup> : HAMMOUCHE Kamelia

**Dirigé par :**

M<sup>me</sup> : IDRES

**Promotion «2016-2017»**

# Remerciement

*Toute notre reconnaissance et remerciement au Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Nous tenons à exprimer nos plus sincères remerciements à notre promotrice M<sup>me</sup> IDRES de nous avoir encadré, pour sa disponibilité et son soutien tout au long de ce travail.*

*Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de la faculté génie civil veuillent trouver ici l'expression de ma profonde reconnaissance.*

*Merci à tous.*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

- ✓ *A mes chers parents, en reconnaissance pour leur soutien moral et financier.*
- ✓ *A mes frères Rabah, Omar, Amrane, Marzouk et Abdenour à mes sœurs Djamila ,Fatiha, Saliha .*
- ✓ *A ma sœur Djamila et ses enfants Samir , Celia et Sarah , et son mari Mokrane .*
- ✓ *A la famille Haouchine*
- ✓ *A tous mes amis(es).*
- ✓ *A ma chère binôme et toute sa famille.*
- ✓ *A toute ma promotion.*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles que dieu les protège pour moi.*
- ✓ *A la mémoire de la de défunte Ghenima et à son défunt père Said puisse dieu les accueillir en son vaste paradis*
- ✓ *A ma tante Djamila et ses enfants : Lamara et sa femme Kahina , Mhend , Katia , Ferial .*
- ✓ *A ma tante ouiza et son mari Hamid et ses enfants : rabah et sa femme fahima , karim , kamel , Mhend et Farid.*
- ✓ *A karim et à toute sa famille .*
- ✓ *A les famille : boufassa , Hecham et Arbaoui*
- ✓ *A tous mes amie.*
- ✓ *A ma binôme et toute sa famille.*
- ✓ *A toute ma promotion.*



# sommaire

✚ Les plans d'architectures	
✚ Plans de coffrage	
✚ Introduction générale	
✚ <u>Chapitre I</u> : Présentation de l'ouvrage .....	1-9
✚ <u>Chapitre II</u> : Pré-dimensionnement des éléments .....	10-23
✚ <u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments :	
3-1-acrotère .....	24-30
3-2-balcon .....	31-36
3-3-escalier .....	37-50
3-4-plancher .....	51-69
3-5- poutre palière .....	70-75
3-6-salle machine .....	76-84
✚ <u>Chapitre IV</u> : contreventement .....	85-94
✚ <u>Chapitre V</u> : modélisation .....	95-111
✚ <u>Chapitre VI</u> : vérification RPA .....	112-124
✚ <u>Chapitre VII</u> : ferrailages des éléments :	
7-1-ferrailages des poutres .....	125 -137
7-2-ferrailages des poteau .....	138-151
7-3-ferrailages des voiles .....	152 -160
✚ <u>Chapitre VIII</u> : Étude de l'infrastructure .....	161-189
✚ Conclusion générale.	
✚ Bibliographie.	

# Introduction général



# Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

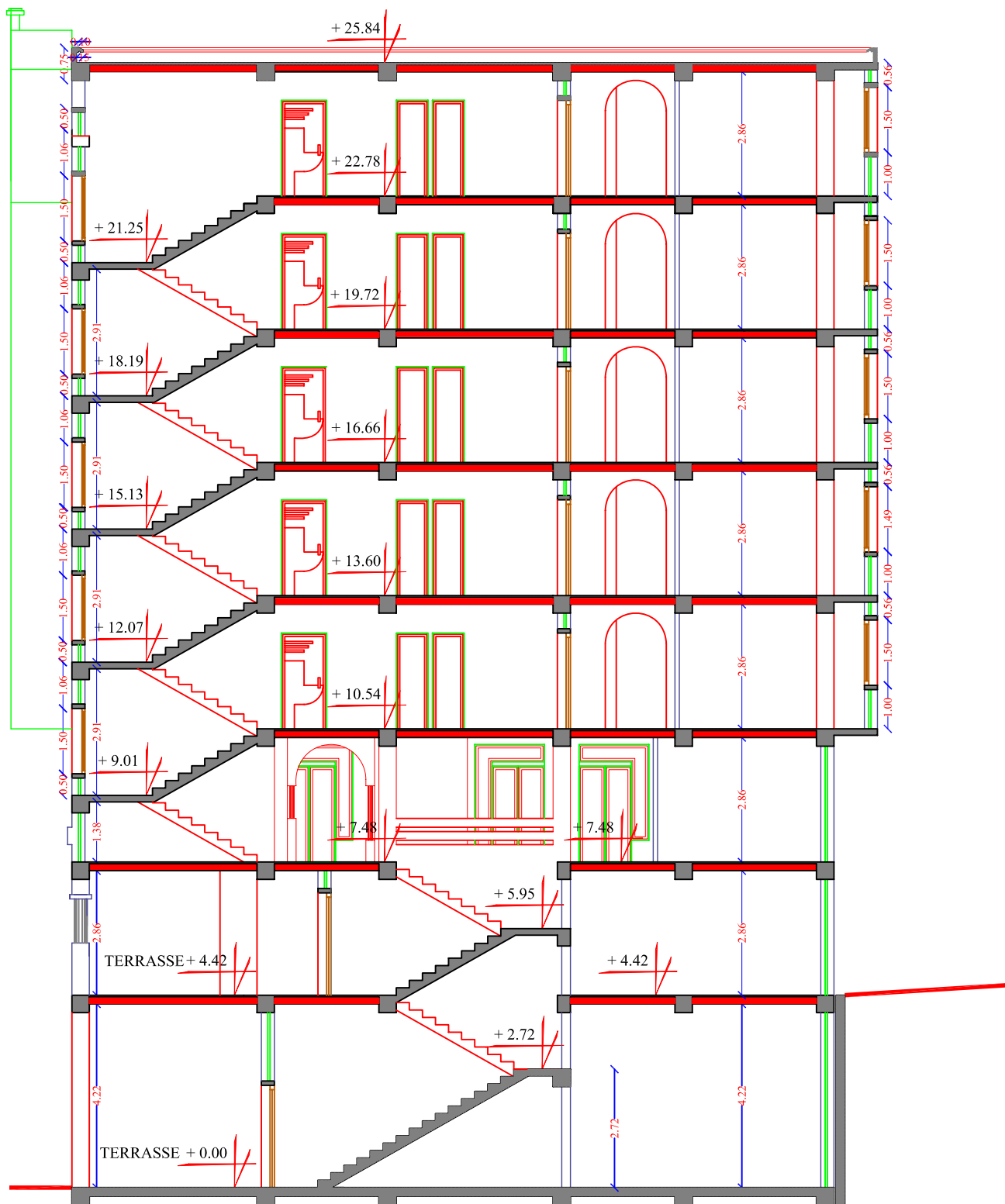
D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R +7) à usage d'habitation, commercial et service, ossature mixte contreventée par voiles.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.



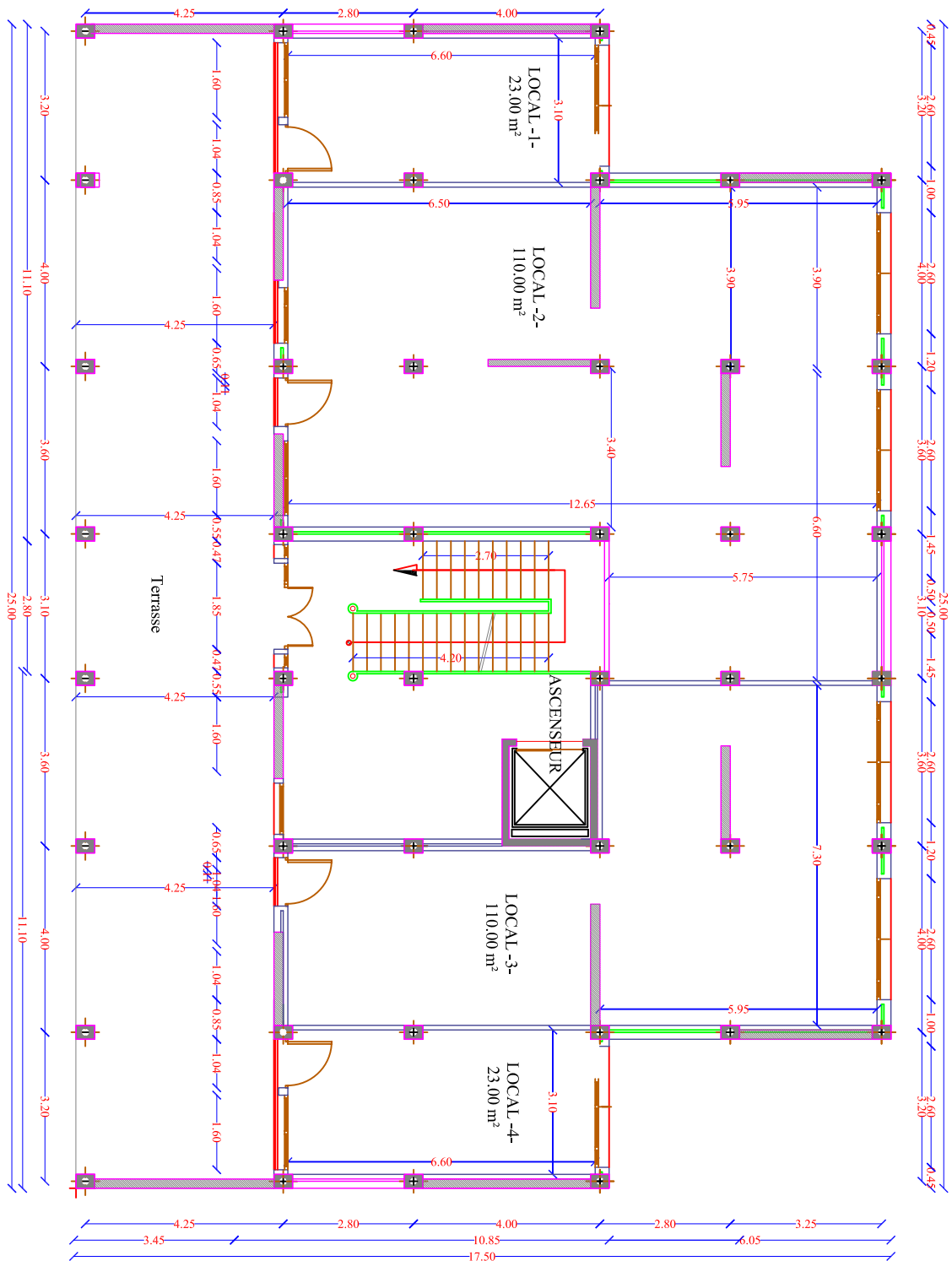
FACADE PRINCIPALE



COUPE AA



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:

WILAYA: Alger  
DATE: Alger  
COMMUNE: Alger

PLANCHER N°:

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION  
A USAGE multiple: R+7

PLANS:

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

PRESENTE PAR :

HAMMOUCHE KAMELLIA  
HAOUACHE NADIA

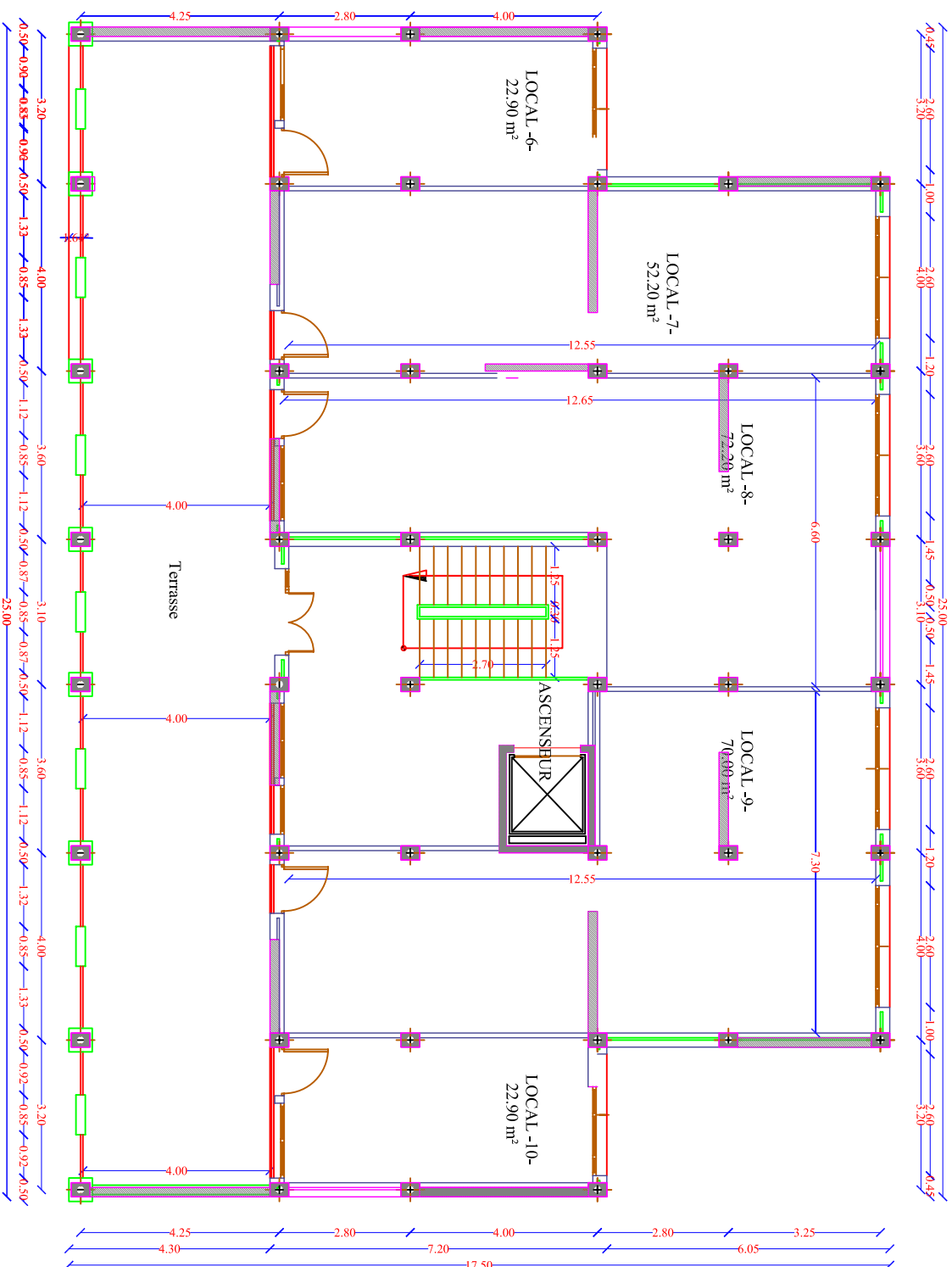
ECHELLE: 1/100

DEREGE PAR :

Mme IDRES

DATE:

2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:

WILAYA: Alger

PLANCHE N°:

DATE: Alger  
COMMUNE: Alger

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION  
A USAGE multiple: R+7

PLANS:

PLAN DU 1er ETAGE

PRESENTE PAR :

HAMMOUCHE KAMELLA  
HAOUICHE NADIA

ECHELLE: 1/100

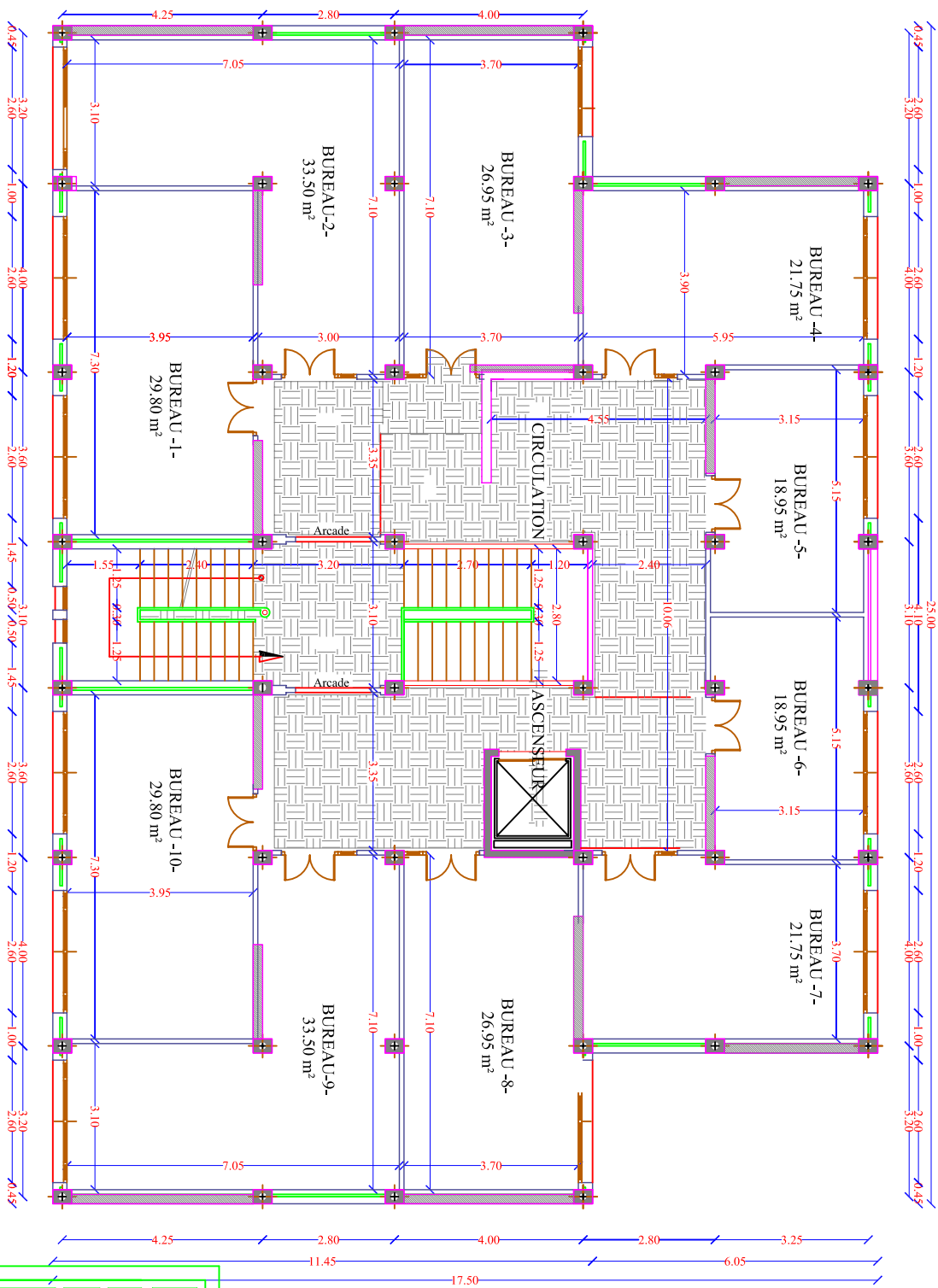
DEREGE PAR :

Mme IDRES

DATE:

2017

PLAN DU 2eme ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:

WILAYA: Alger

PLANCHE N°:

DAR EL: Alger  
COMMUNE: Alger

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION  
A USAGE multiple: R+7

PLANS:

PLAN DU 2eme ETAGE

PRESENTE PAR :

HANMOUCHE KAMELLA  
HAOUICHE NADIA

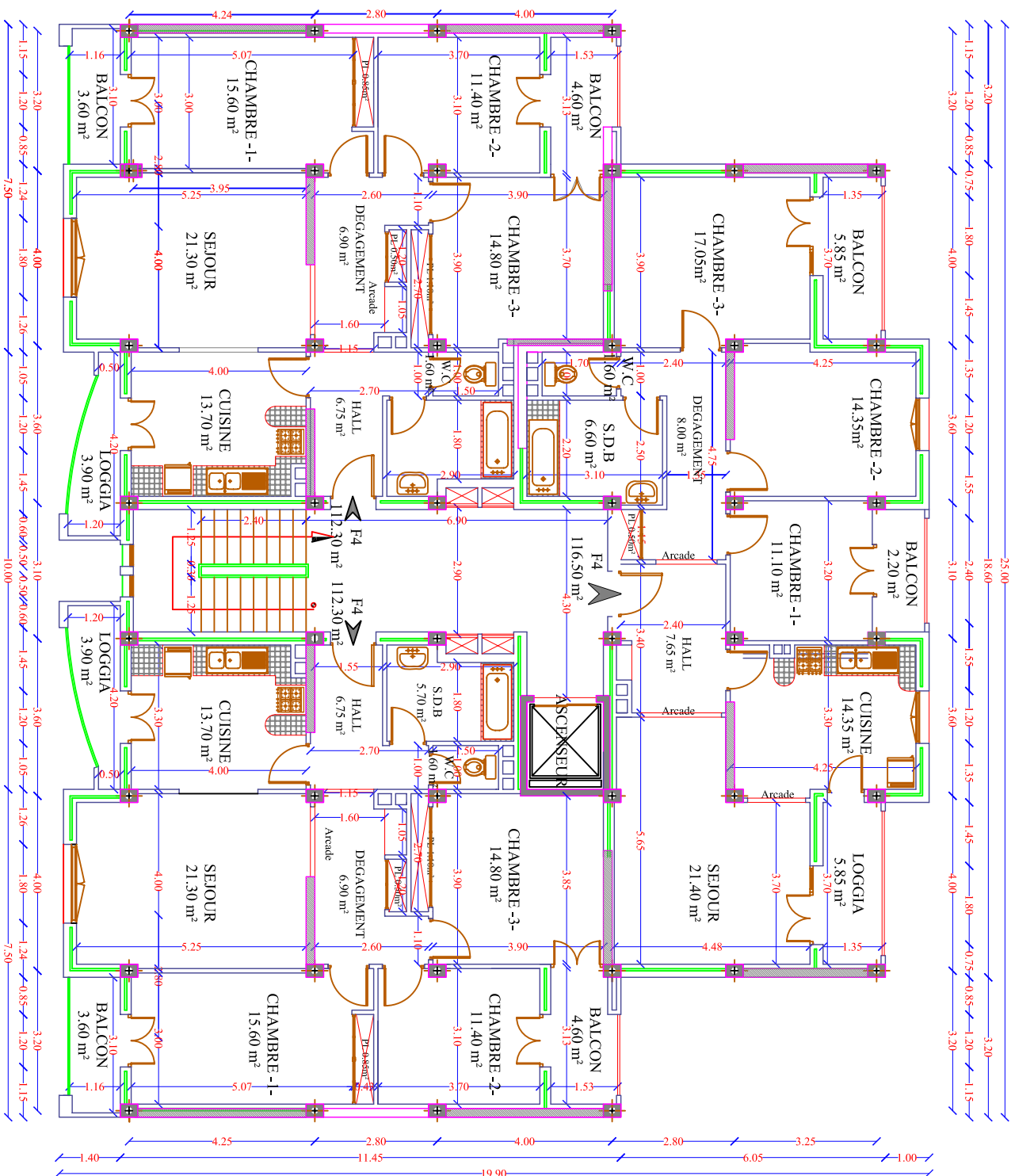
ECHELLE: 1/100

DEREGE PAR :

Mme IDRES

DATE:

2017



# REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:

WILAYA: Alger

PLANCHER N°:

DAR EL: Alger

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION  
A USAGE multiple: R+7

PLANS:

PLAN DU 3ème, 4ème, 5ème, 6ème  
Tremplage

PRESENTE PAR :

HANOUICHE KAMELIA  
HAOUICHE NADIA

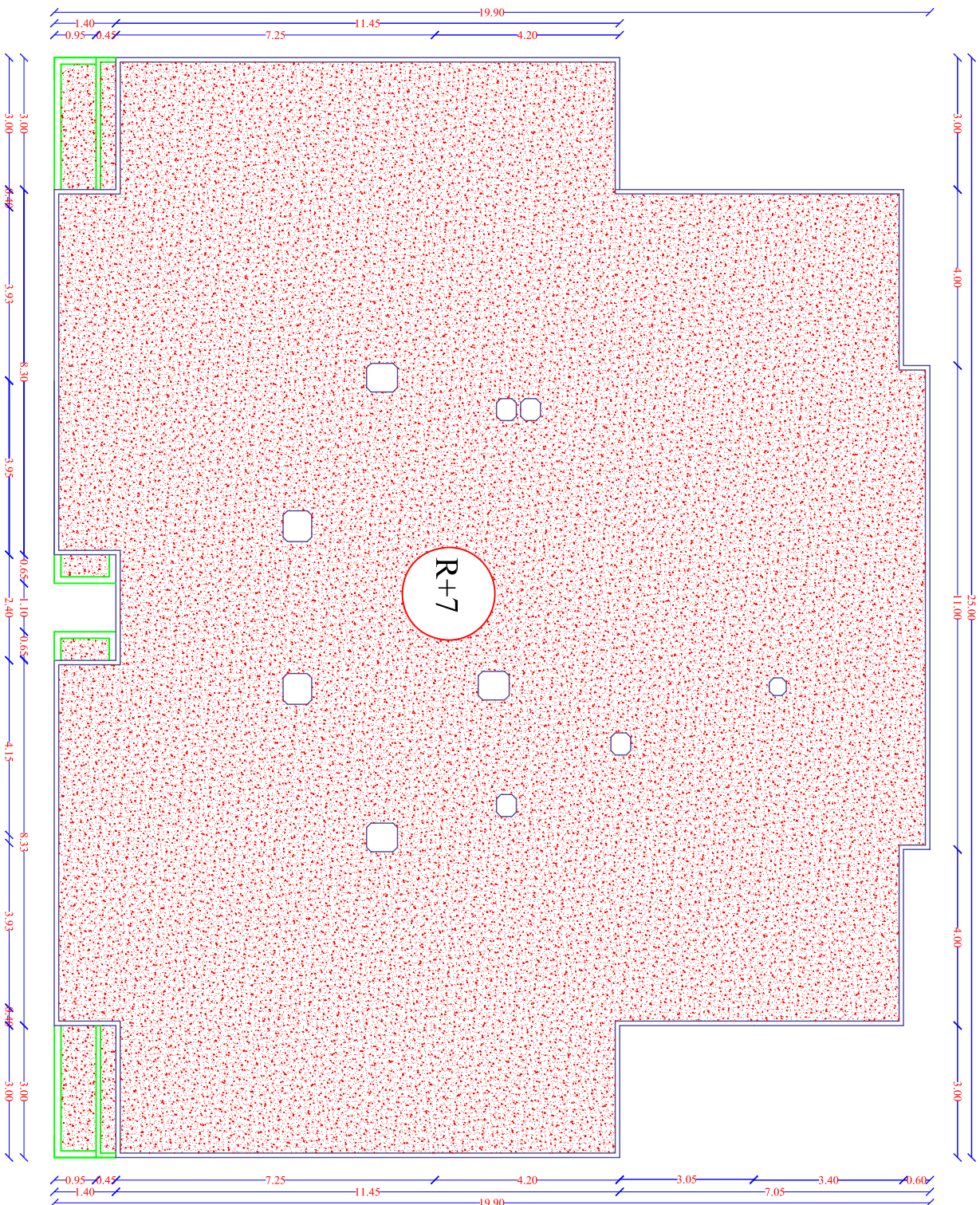
ECHELLE: 1/100

DEREGE PAR :

Mme IDRES

DATE:

2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:

WILAYA: Alger

PLANCHER N°:

DARBA: Alger  
COMMUNE: Alger

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION  
A USAGE multiple: R+7

PLANS:

PLAN DE TOITURE

PRESENTE PAR :

HANMOUCHE KAMELLA  
HAOUACHE NADIA

ECHELLE: 1/100

DEREGE PAR :

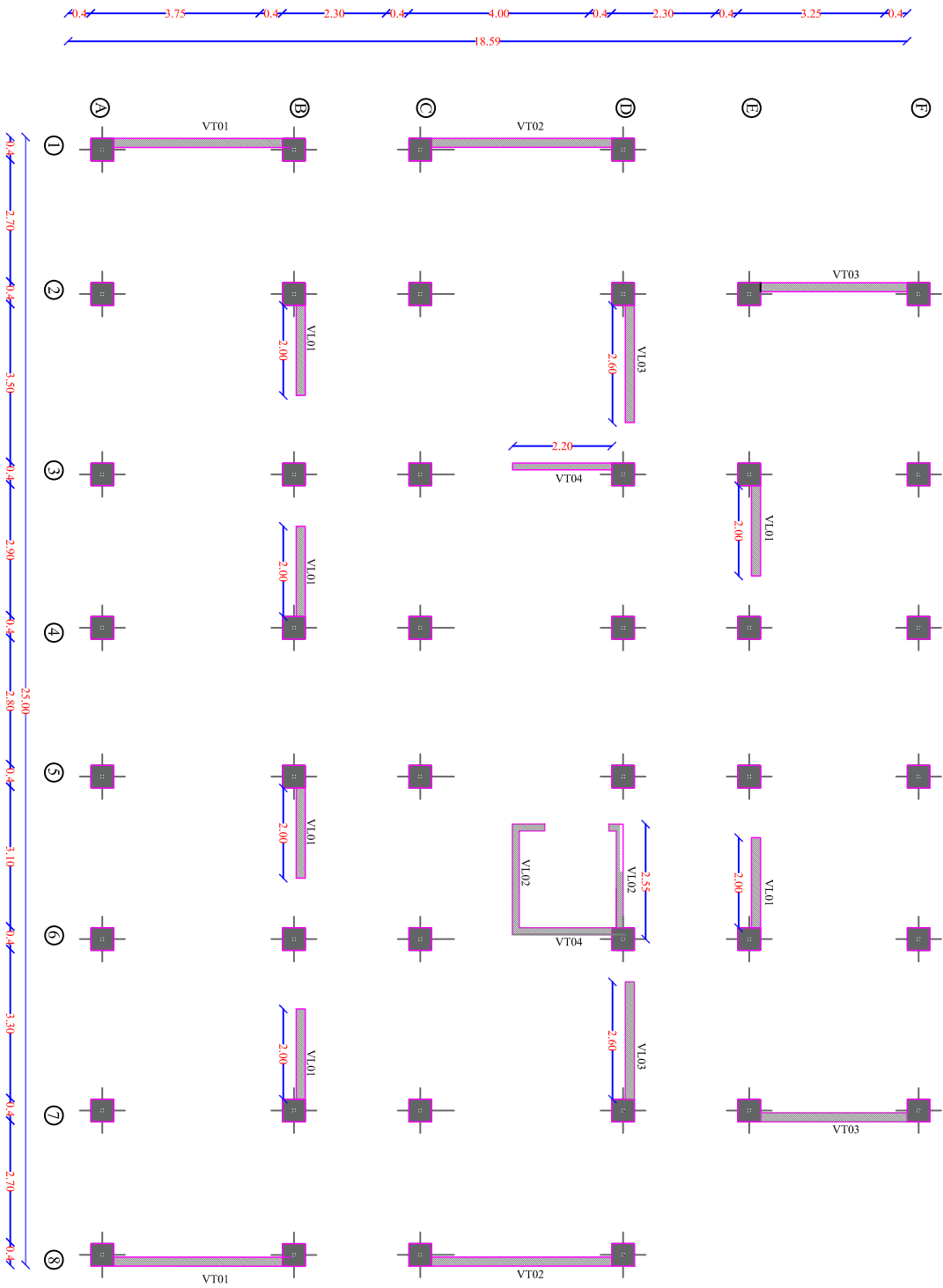
Mme IDRES

DATE:

2017







REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:

TITULAIRE: Alger

PLANCHER N°:

DATE: Alger  
CONTRÔLE: Alger

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION  
A USAGE multiple: R+7

PLANS:

disposition des voiles

PRESENTE PAR :

HAMMOUCHE KAMELIA  
HAOUICHE NADIA

échelle: 1/100

DEREGE PAR :

DATE: 2017

Mme IDRES

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**



**I.1 : Introduction:**

Ce projet consiste à étudier et calculé des éléments résistants d'une construction a usage d'habitation (R+7) commercial et service implanté à la wilaya d'Alger. Classé selon le règlement parasismique Algérien (R.P.A 99 /version 2003) comme étant une zone de grande sismicité (zone III) et de groupe d'usage 2.

**I.2: Caractéristiques fonctionnelles de l'ouvrage:** l'ouvrage à étudier répond aux aspects fonctionnels suivants :

- Du RCD jusqu'au 2<sup>ème</sup> étage à usage commerciale et service.
- Les étages courants de 3<sup>ème</sup> étage jusqu'au 7<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation.
- La cage d'escalier qui sert à accéder aux différents niveaux
- La cage d'ascenseur réalisée pour mieux gérer le flux des usagers de la structure elle propose un autre mode de déplacement.
- Le plancher terrasse de l'ouvrage est inaccessible.

**I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :** elles sont essentiellement :

Hauteur totale.....	25,84m
Longueur totale .....	25 m.
Largeur totale.....	17,50m.
Hauteur du RDC .....	4,42 m.
Hauteur de l'étage .....	3,06 m.
L'acrotère.....	0,6m

**I.4 : Les éléments constitutants de l'ouvrage :** l'ouvrage est constitué à partir des éléments suivants :

**a) L'ossature :**

La structure est à ossature mixte ,composée de poteaux et de poutres formants un système de portique transversaux et longitudinaux destinés à reprendre les charges verticales et une partie des charges sismiques suivant leurs rigidité, et des voiles en béton armée disposés dans les deux sens(disposition symétrique) qui ont pour rôle d'absorber une grande partie de l'effort sismique ainsi que la fonction de portance (reprendre une partie de la charge verticale pour assurer leurs stabilité).

**b) Les planchers :**

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux il est réalisé en corps creux, ou bien en dalles pleines et a pour fonction de:

- Résister: les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.

**c) Les voiles:**

Les voiles sont disposés d'une façon symétrique pour avoir une bonne répartition des rigidités et limiter les effets de la torsion ils sont définis par leur longueur qui est supérieure à quatre fois l'épaisseur. Dans le cas contraire l'élément est considéré comme étant un poteau.

**d) Escaliers :**

La structure présente un seul type d'escalier (deux volées) ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armée coulé sur place.

**e) Maçonnerie :**

- Murs extérieurs (remplissage): Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**f) Revêtements :** Ils sont constitués de :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers courants.
- Plâtre pour les plafonds et murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour murs intérieurs (salle d'eau et la cuisine).

**g) Balcons :**

Les balcons sont considérés comme étant des consoles encastrées aux niveaux de la poutre de rive et travaillent en flexion simple ils sont réalisées en dalle pleine. Les balcons doivent être calculés au séisme dans le cas où leur longueur est supérieure à 1,5m.



**h) cage d'ascenseur :**

Vu que la structure comporte sept étages, l'incorporation d'une cage d'ascenseur est nécessaire. Elle sera réalisée en béton armée.

**i) Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseurs.

**1.5: Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

**1.5.1: Le béton:** Le béton est un matériau de base dans les constructions de génie civil, il doit remplir les conditions requises indiquées dans les règlements en vigueur à savoir (RPA99/2003, CBA93). Du point de vue résistance, le béton présente une grande résistance à la compression comparée à celle de la traction qui est relativement faible.

Le choix d'une bonne formulation des bétons est un facteur déterminant dans l'optimisation de la valeur caractéristique requise. Pour cela il faut choisir une consistance en fonction du ferraillage disposé pour éviter tout risque de ségrégation ou d'apparition d'armature.

A titre indicatif le dosage courant, pour 1 m<sup>3</sup> de béton, est comme suit :

Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)

Gravions : 800L

Sable : 400L

Ciment : 300 à 400 kg / m<sup>3</sup>

Eau de gâchage : 150 à 200 L

**Remarque:** Dans les cas courants, le béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> le rapport E/C doit être égal à 0,5 dans le cas de l'absence d'adjuvants les granulats doivent être pris sec.

Pour un rapport E/C >0,5 : le pourcentage d'eau est très élevé, il y a risque de ségrégation.

Pour un rapport E/C = 0,5 : cela entraînera des difficultés dans la maniabilité du béton, est un mauvais remplissage dans les moules de coffrage.

**a) valeur caractéristique requise du béton à la compression: (art A.2.1, 11 BAEL91)**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite: résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

$$f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Le béton confectionné pour les différents éléments de la structure doit avoir une valeur caractéristique requise minimal égal à 25MPa rappelant que les formules citées précédemment sont valables pour un béton non traité thermiquement.

**b) La résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance à la traction du béton à l'âge (j) jours conventionnellement calculée par la relation suivante :

$$F_{ij} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \cdot (\text{Mpa})$$

Notre béton est caractérisé par :  $F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$ .

**Remarque :** pour les bétons d'âge supérieur à 28 jours, on peut admettre une valeur de résistance à la compression ou plus égale à  $1,10 F_{c28}$ .

**c) Module de déformation longitudinale :(art2.1.2 BAEL91) :**

**• Le module de déformation longitudinale instantanée :(art2.1, 21BAEL91) :**

Pour une durée d'application inférieure à 24H et sous une contrainte normale, on admet un module de déformation longitudinale instantanée du béton égal à la valeur suivante:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ Mpa.}$$

**• Le module de déformation longitudinale différée :(art : 2.1, 22BAEL91) :**

Le module de déformation différée comprend les déformations résultant du fluage ainsi que celles du retrait du béton. ( $E_{vj}$ ) du béton pour les charges de longue durée d'application.

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ Mpa.}$$

Pour un béton dont  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  :  $E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa}$ .

$$E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa.}$$

**d) Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec: } E : \text{module de Young et } \nu : \text{coefficient de poisson}$$

**e) Coefficient de poisson :**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$ .

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations à ELU.

$\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations à ELS.

**f) Etats limites :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu; on distingue deux catégories d'états limites :

**f-1) Etat limite ultime de résistance (ELU) (art : A.4.3BAEL).**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$  pour une situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$  pour une situation durable

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées

$\theta = 1$  si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$  si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h

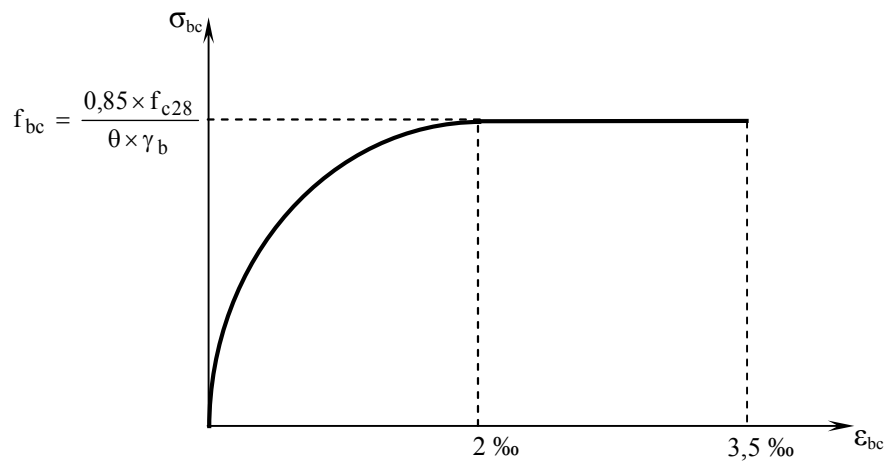
$\theta = 0,85$  si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

Le coefficient 0,85 en numérateur et  $\theta$  en dénominateur a pour objet de tenir compte de la résistance du béton qui est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

A28j on a  $F_{bc}=14,2\text{MPa}$  en situation courante.

- **“ Diagramme contrainte-déformation ” : (BAEL91/Art4.3, 31)**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰



**Figure( I . 1): Diagramme contrainte déformation à l'ELU du béton.**

Avec  $\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

Pour  $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$  on applique la loi de Hooke qui dit :  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

$E_b$  : Module de Young

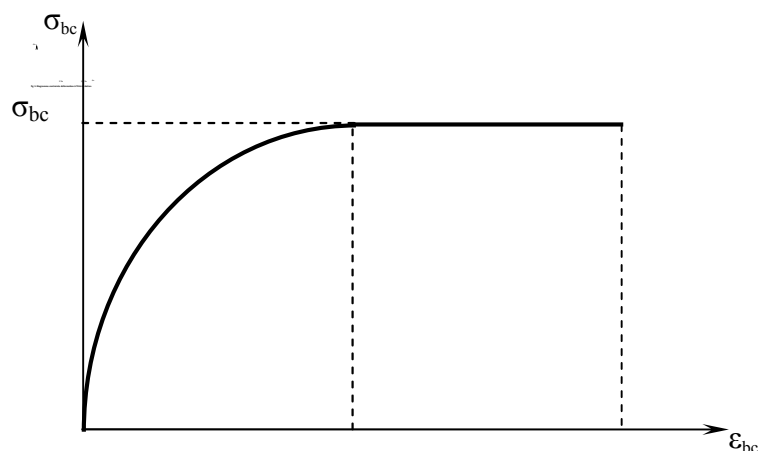
## **f-2) Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/Art4.5, 2)**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

### **• Contrainte de compression du béton limite de service**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$



**Figur e(I . 2): Diagramme contrainte déformation à l'ELS du**

- **Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art5.1, 1)**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

$V_u$  : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

$b$  : Valeur de la longueur de la section cisailée

$d$  : Valeur de la hauteur utile ( $d = h - c$ )

✓  $\tau_u = \min(0.13f_{ctd} ; 5 \text{ Mpa})$ .

✓  $\tau_u = \min(0.10f_{ctd} ; 4 \text{ Mpa})$ .

### **I.5.2 : Les aciers :**

#### **a) Généralités :**

Les aciers sont introduits dans les bétons dans le but de faire face aux actions de traction se développant dans l'élément en béton armé, du fait qu'ils présentent une résistance élevée à la traction qu'en compression. On distingue deux types différents:

- Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 Mpa et de 500 Mpa.
- Treillis soudé de type 520.

#### **b) Module d'élasticité longitudinale:**

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

#### **c) Coefficient de Poisson des aciers : $\nu = 0,2$**

#### **d) Contraintes limites:**

- **Contrainte limite ultime (ELU):**

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s = 1,00$  pour une situation accidentelle

$\gamma_s = 1,15$  pour une situation durable

- **Contrainte limite de service (ELS) :**

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées



Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

D'après les règles de BAEL(A4.5.3) on distingue trois types de fissures :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire  $\sigma_{st}=F_e$

➤ **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 33)**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)**

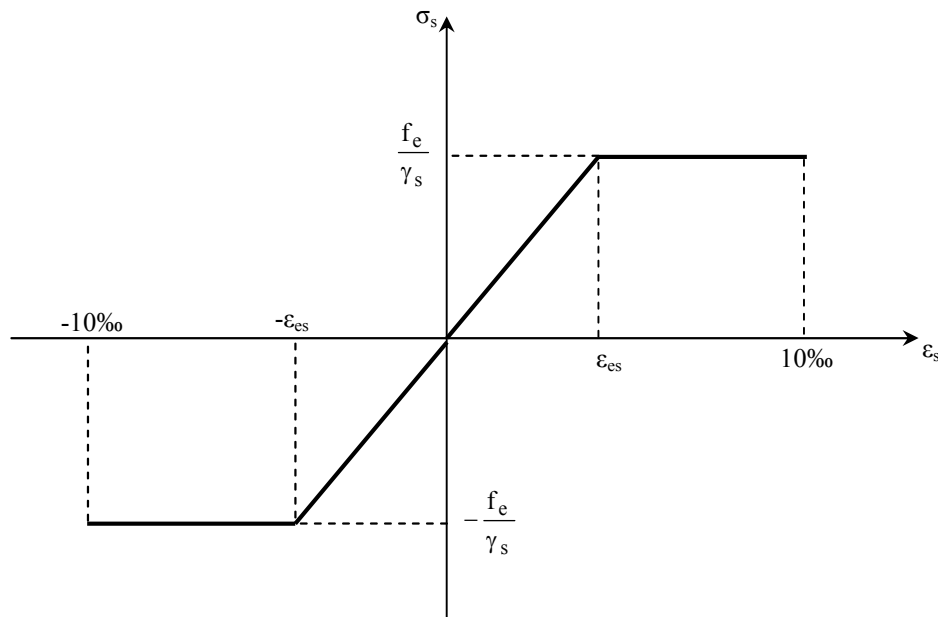
$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses, (r.l).

$\eta = 1,6$  pour les aciers hautes adhérence, (H.A).

$\eta = 1,3$  pour les aciers hautes adhérence de  $\varnothing < 6$  mm.



Figure( I .3): Diagramme contrainte déformation du l'acier (BAEL91/Art2.2,

**e) Protection des armatures (Enrobage) :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage de ces armatures soit au moins égale à :

- $c \geq 5\text{cm}$  pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives.
  - $c \geq 3\text{cm}$  pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
  - $c \geq 1\text{cm}$  Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

**I.5:Etude géotechnique du sol : d'une assise argilo marneuse compacte.**

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalués que :

- La géologie du site est constituée
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 2\text{ MPA}$ .

**Conclusion :**

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres suivants.

# **Chapitre II : prédimensionnement**



**II.1 : Pré dimensionnement des éléments :**

Les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles, planchers) seront pré dimensionnés en employant les différentes formules existantes dans les règlements en vigueur, le pré dimensionnement en question peut être revu si la section transversale de l'élément n'est pas vérifiée.

**II.1.1 : les planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

La formule donnant l'épaisseur minimale du plancher est la suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{tel que :}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur total du plancher.

$L_{\max}$  : Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 4.25 - 0,30 = 3,95 \text{ m}$$

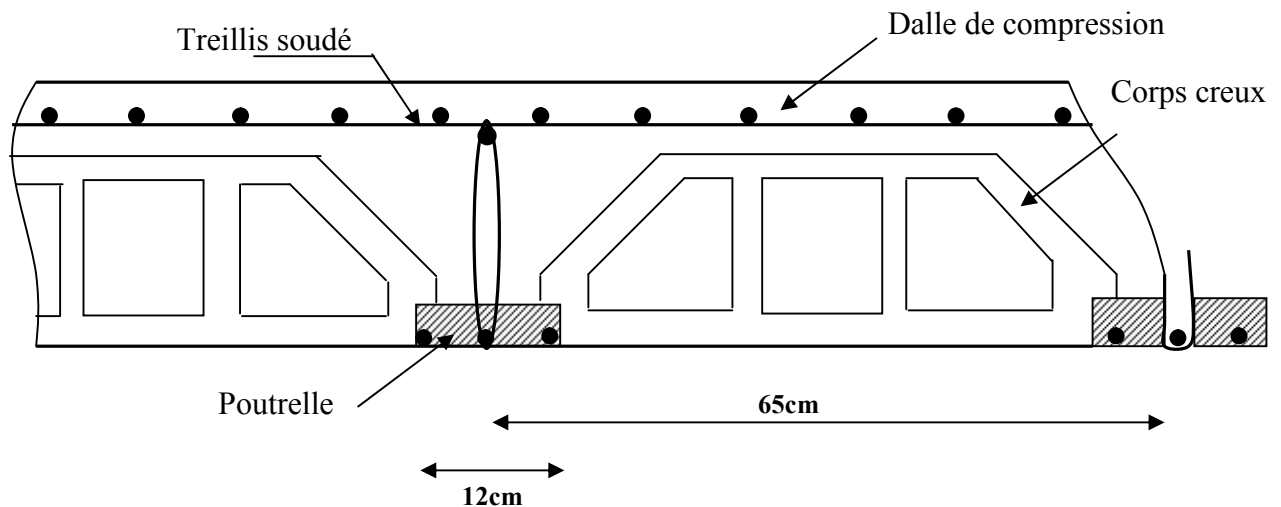
On aura donc :

$$h_t \geq \frac{395}{22,5} = 17,55 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera:  $h_t = 20 \text{ cm}$ ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants.

16 cm pour la hauteur du corps creux.

4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.



Figure( II.1) : schéma d'un plancher en corps creux.

### II.1.2 : Les poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases} \quad (\text{pour avoir une forme rectangulaire}).$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99), pour la zone (III):

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm.} \\ h \geq 30\text{cm.} \\ h/b \leq 4\text{ cm.} \end{cases} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : portée maximum entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

- **Les poutres principales ( $P_p$ ) :**

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon la loi suivante :

## ❖ La hauteur

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm.}$$

$$395 / 15 \leq h_{pp} \leq 395 / 10 \quad \Rightarrow \quad 26,33 \leq h \leq 39,5 \quad [\text{cm}].$$

On adopte:  $h_{pp} = 35 \text{ cm.}$

## ❖ La largeur :

$$0,4h \leq b_{pp} \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \quad [\text{cm}].$$

On adopte :  $b_{pp} = 30 \text{ cm.}$

## • Les poutres secondaires (ps):

## ❖ la hauteur :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

$$370 / 15 \leq h_{ps} \leq 370 / 10 \quad \Rightarrow \quad 24,66 \leq h \leq 37 \quad [\text{cm}].$$

On adopte:  $h_{ps} = 30 \text{ cm.}$

## ❖ La largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \quad [\text{cm}].$$

On adopte :  $b_{ps} = 25 \text{ cm.}$

**Conclusion :**

Les sections adoptées pour les poutres sont comme suites :

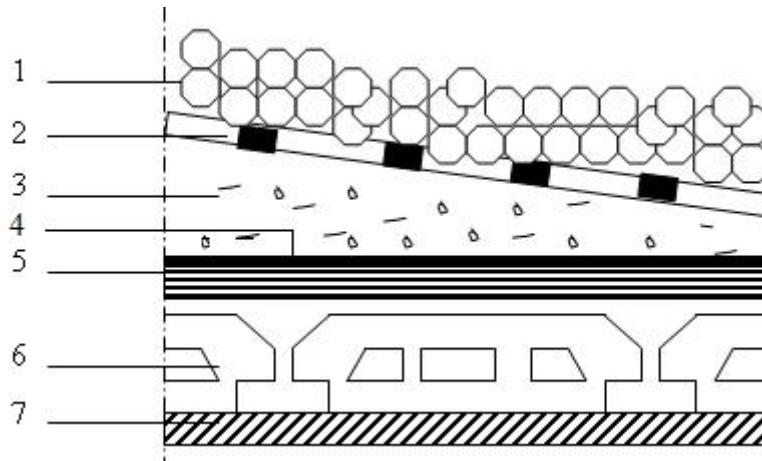
Les poutres principales :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

Les poutres secondaires :  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

- II.1.1.Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

Plancher terrasse inaccessible :

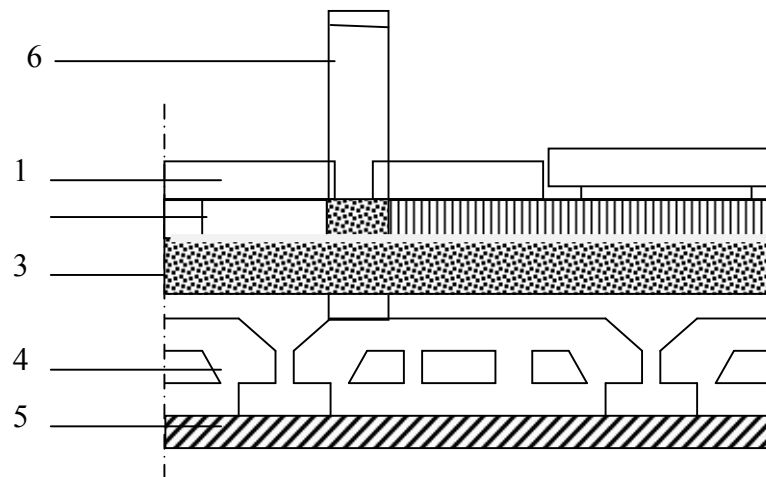


Figure( II.2): Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	17	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	06	0.19
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.55
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.20
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_t$				6.00



## b) Plancher courant :

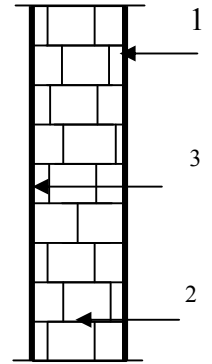


Figure( II.3): Coupe verticale du plancher courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	22	0.44
3	Couche de sable	0.03	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale $G_t$				5.14

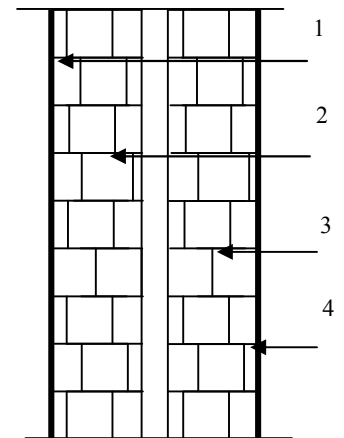
c) Murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G <sub>t</sub>				1.30



d) Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	P (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.01	9	1.8
3	Lame d'air	0.05	9	/
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G total				2.36



Dalle pleine du balcon :

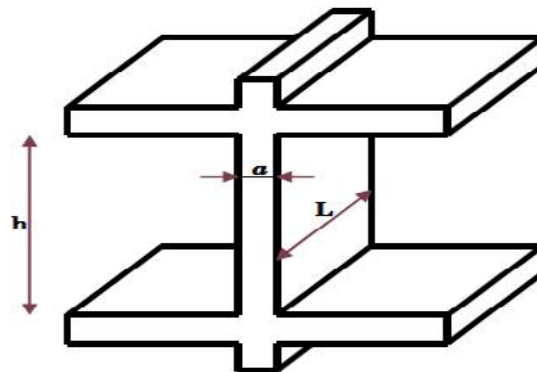
N°		Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Charge permanente totale G <sub>t</sub>				5.23

### II.3.1 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99/2003) :

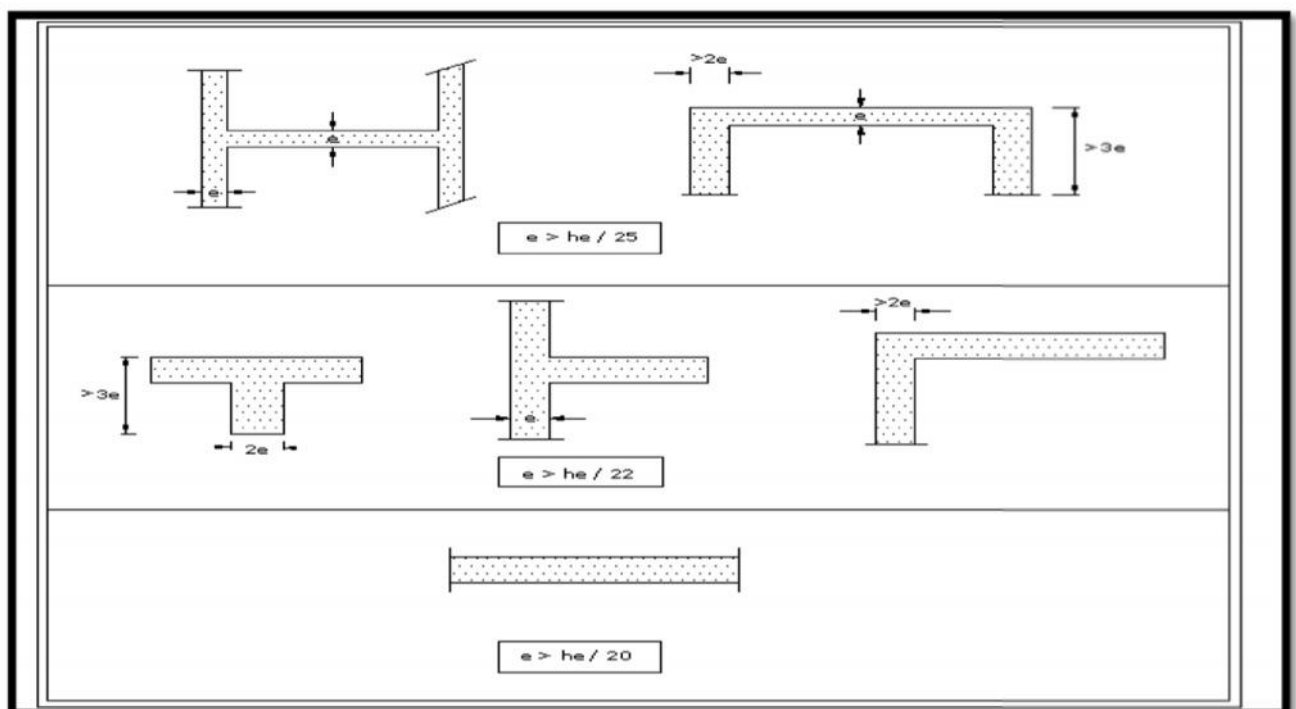
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

\* **L'épaisseur du voile (e)**: Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.



Figure( II.4): coupe vertical du voile.



Figure( II.5) : les différents types de voiles.

**Remarque:** la structure faisant l'objet d'étude comporte des voiles linéaires, ils seront pré dimensionnés tel qu'il est illustré dans le troisième cas de figure II.5.

**a) pour le RDC :**

$$h_e = 4,22 - 0,4 = 3,82\text{m}$$

$$a \geq \frac{382}{20} = 19.10\text{cm}$$

$$a \geq \frac{382}{22} = 17.36\text{cm}$$

$$a \geq \frac{382}{25} = 15.28\text{cm}$$

**b) L'étages courants (du 1<sup>er</sup> au 7<sup>ème</sup> étage)**

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m}$$

$$a \geq \frac{266}{20} = 13.3\text{cm}$$

$$a \geq \frac{266}{22} = 12.09\text{cm}$$

$$a \geq \frac{266}{25} = 10.64\text{cm}$$

Prendre une épaisseur des voiles égale à : (a=20cm)

**Remarque :** Pour qu'un élément de contreventement puisse être considéré comme étant un voile, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :

$L_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$ . Pour des valeurs inférieures à 80 cm l'élément est considéré comme étant un poteau.

#### **II .4.Poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux est établi à l'état limite de service ( ELS ) en prenant le plus sollicité (poteau central) en considérant un effort de compression simple axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton, selon la relation suivante ( $N_s = G + Q$ ) avec :

$N_s$  : effort normal repris par le poteau le plus sollicité.

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :  $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A : section du poteau considéré.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau, ( $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge.)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

**Remarque:** l'effort normal (N) sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

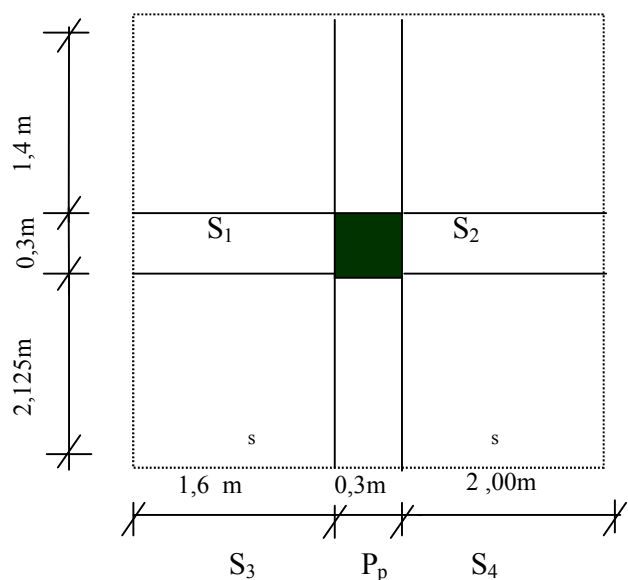
### II.4.1.Descente de charge :

#### II .4.1.1.Surface d'influence :

Surface nette du plancher revenant au poteau B3:

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (2,24 + 2,8) + (3,4 + 4,25) = 12,69 \text{ m}^2$$



Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant Plancher à usage commercial	1.55
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.00

**II .3.1.2.Poids propre des éléments:** c'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

**- Plancher terrasse**

$$G_t = 12.69 \times 6.00 = 76.14 \text{ KN.}$$

**- Plancher courant**

$$G_c = 12.69 \times 5.14 = 65.22 \text{ kN}$$

**- Poutres**

➤ **Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0.35 \times 0.3) \times (1.6 + 2.8) \times 25 = 11.76 \text{ KN.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0.3 \times 0.25) \times (1.6 + 2) \times 25 = 6.75 \text{ KN.}$$

$$G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 18.51 \text{ kN}$$

➤ **Les poteaux :**

$$G_{RDC \text{ au } 2^{\text{eme}} \text{ EC}} = 0.4 \times 0.4 \times 4.42 \times 25 = 17.68 \text{ KN.}$$

$$G_{3^{\text{eme}} \text{ et } 5^{\text{eme}} \text{ étage}} = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN.}$$

$$G_{6^{\text{eme}} \text{ et } 7^{\text{eme}} \text{ étage}} = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN.}$$

**Surcharge d'exploitation**

➤ Section d'influence  $3.825 \times 3.9 = 14.91 \text{ m}^2$  .....Terrasse

$$3.825 \times 3.9 - (0.3)^2 = 14.82 \text{ m}^2 \text{ .....étage courant + Rdc}$$

➤ Plancher Terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1 \times 14.91 = 14.91 \text{ KN}$

➤ Etages courants :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 1.5 \times 14.82 = 22.23 \text{ KN}$

➤ RDC, 1<sup>er</sup> EC et 2<sup>eme</sup> EC :  $Q = 5 \times 14.82 = 74.1 \text{ KN.}$

**II.3.1.3.Dégression vertical des surcharges d'exploitation:** pour une structure comprenant un grand nombre d'étages, le BAEL exige l'application de la loi de la dégression des surcharges d'exploitation du fait que l'occupation des derniers niveaux peut être indépendante.

Loi de dégression s'écrit comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .

$n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas.

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage ( $n$ ) en tenant compte de la dégression des Surcharges.

Niv	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coef	1	1	0.95	0.9	0.875	0.8	0.75	0.714

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour  $n \geq 5$

Terrasse :  $Q_0 = 1 \times Q_0 = 14,91 \text{ KN}$

Niv6:  $Q_0 + Q_1 = 37,14 \text{ KN}$

Niv5 :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 57,14 \text{ KN}$

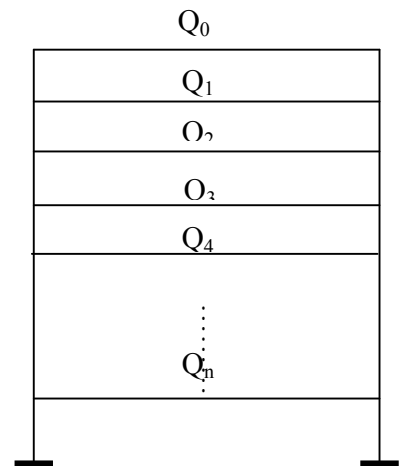
Niv4 :  $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 74,93 \text{ KN}$

Niv 3:  $Q_0 + 0,875(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 92,71 \text{ KN}$

Niv2:  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 145,32 \text{ KN}$

Niv1 :  $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 192,76 \text{ KN}$

RDC:  $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 300,60 \text{ KN}$



II.3.1.3 : Tableau récapitulatif de la descente de charge :

	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	
Niv	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc	Q	Qc	$N_s = G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
07	74.25	18.51	0,00	92,76	92.76	14.91	14.91	107.67	71,78	30x30
06	68,68	18,51	6,88	94,07	186.83	37.14	52.05	238.88	159.25	30x30
05	68,68	18.51	9,37	96.56	283.39	57.14	109.19	392.58	261.72	35x35
04	68,68	18.51	9,37	96.56	379.95	74.93	184.12	564.07	376.04	35x35
03	68,68	18.51	9,37	96.56	476.51	92.71	276.83	753.34	502.22	35x35
02	68,68	18.51	17,68	104.87	581.38	145,32	422.15	1003.53	669.02	40x40
01	68,68	18.51	17,68	104.87	686.25	192.76	614.91	1301.16	867.44	40x40
RDC	68,68	18.51	17,68	104.87	791.12	300.60	915.51	1706.63	1137.75	40x40

Tableau II.5: Pré dimensionnement des poteaux.

**Remarque :** pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent êtres coulés une seule fois suivant toute leur longueur , les décalages sont interdits.

II.6.1.Vérification :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 13.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 13.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 13.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée



**Conclusion:** les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales données par le RPA 99/2003. Ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.

**Remarque :** dans tout les cas de pré dimensionnement des poteaux, il faut s'assurer que la rotule plastique induite par l'effort sismique ne se forme pas au niveau des poteaux, et qu'elle soit dirigée de préférence vers les poutres où l'en peut tolérer l'apparition de fissures. Pour cela il faut prévoir des sections de poteau plus grandes que celle des poutres.

## 2. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante:  $\lambda \leq 50$

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0.7 l_0$ ).

$L_0 = h_e$  = Hauteur libre du poteau.

$i$ : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ )

$I$ : Moment d'inertie du poteau :  $I = b \times h^3 / 12$  tel que  $b = h$ .

$B$  : section transversal du poteau ( $B = b \times h$ ) tel que  $b = h$ .

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4 / 12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- ♦ poteaux (40x40) :  $L_0 = 4,22\text{m} \Rightarrow \lambda = 25.53 < 50$  (pour le RDC).....condition vérifier
- ♦ poteaux (30x30) :  $L_0 = 2.86\text{m} \Rightarrow \lambda = 23.07 < 50$  (pour 6 et 7 étage).....condition vérifier
- ♦ poteaux (35x35) :  $L_0 = 2.86\text{m} \Rightarrow \lambda = 19.77 < 50$  (pour 3 ,4 et 5 étage) ... ..condition vérifier
- ♦ poteaux (40x40) :  $L_0 = 2.86\text{ m} \Rightarrow \lambda = 17.30 < 50$  (pour 1,2étage) .....condition vérifier

**Conclusion:** les sections des poteaux adoptées pour les différents niveaux sont vérifiées vis-à-vis du flambement.

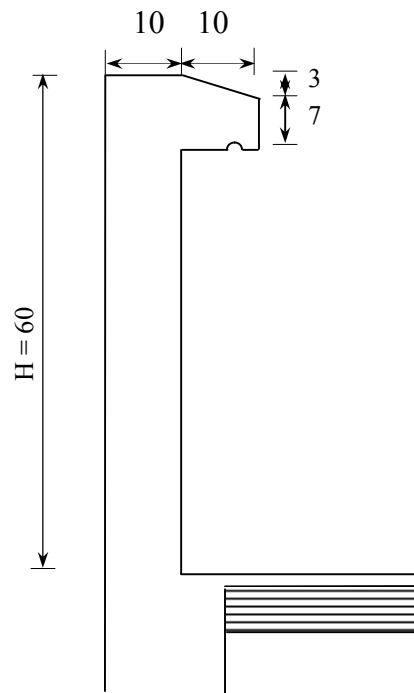
# **Chapitre III : calcul des éléments**



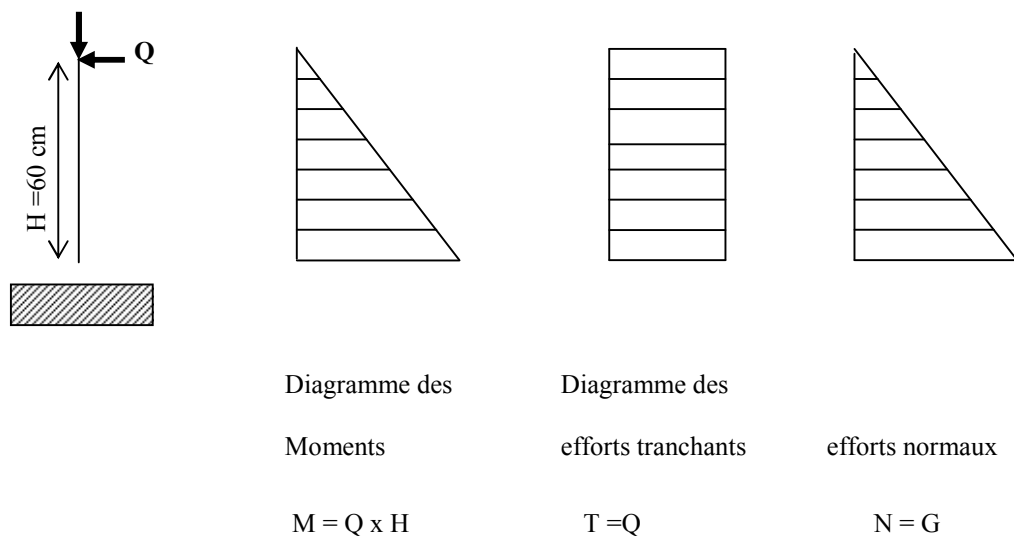
## L'acrotère

### I. Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher. Il est soumis à un effort «G» dû à son poids propre et à un effort latéral «Q» dû à la main courante engendrant un moment de renversement «M» dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.



**Figure( III.1): Coupe transversale de l'acrotère**



**Figure( III. 2): diagrammes des efforts internes.**

## II. Calcul des sollicitations :

### II.1.Effort normal de compression dû au poids propre :

$$N = \rho \times S \times 1m$$

$\rho$  : masse volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

$$N = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)] = 1.7 \text{ KN/ml.}$$

### II.2.Moment de renversement M dû à l'effort horizontal Q=1.00kN/ml.

$$M = Q \times H \times 1m = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m.}$$

### II.3.Effort tranchant :

$$T = Q \times 1m = 1.00 \text{ kN}$$

## III. Combinaison des charges :

### a. A L'ELU :

La combinaison de charge est : **1.35G + 1.5Q**

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7 = 2.30 \text{ KN /ml}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

### b. A L'ELS:

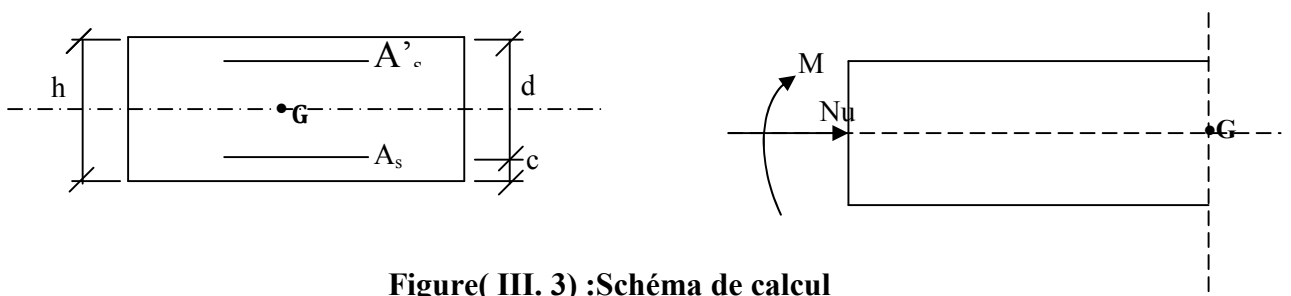
La combinaison de charge est : **G + Q**

Effort normal dû à G :  $N_s = 1.7 \text{ KN/ml}$

Moment de flexion dû à Q :  $M_s = 0.6 \text{ KN.m}$

## IV. Ferrailage de l'acrotère (à L'ELU):

Il consiste à étudier une section rectangulaire (b x h), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal  $N_u$  et un moment de flexion  $M_u$ .



Figure( III. 3) :Schéma de calcul

h (épaisseur de la section)= 10 cm.

b (largeur de la section)= 100 cm.

c et c' (enrobage)= 3cm.

d(hauteur utile)=h-c=7cm.

#### IV.1.Position de centre de pression:

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.30} = 0.39\text{m}=39\text{cm}.$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 3 = 2 \text{ cm}.$$

$e_u > [(h/2) - c]$  d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section délimitée par les armatures. L'effort normal « $N_u$ » est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. On fait un calcul en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif « $M_{fu}$ ».

#### IV.2.Calcul en flexion simple:

##### a. Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u(h/2 - c) = 0.9 + 2.30(0.1/2 - 0.03) = 0.946\text{kN} \cdot \text{m}$$

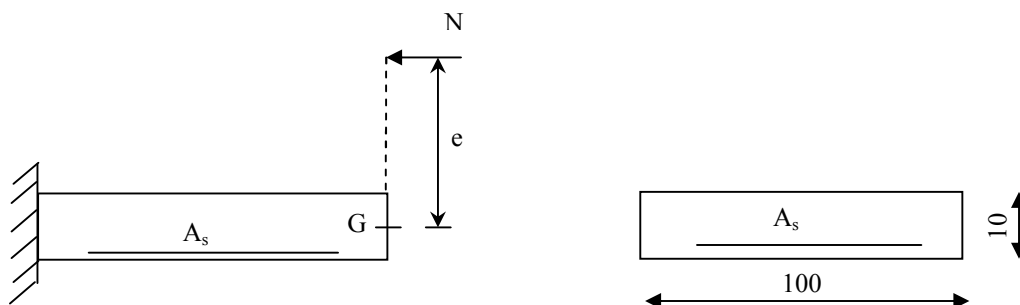
##### b. Moment réduit :

$$\mu_u = M_f / (bd^2 \cdot f_{bu}). \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_c 28}{\gamma} = \frac{0.85(25)}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{On aura } \mu_u = 0.946 / (1 \times 0.07^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.0135$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée .}$$

$$\mu_u = 0.0135 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.993$$



Figure( III.4):section transversale de l'acrotère.

**c. Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.946 \times 10^5}{0.993 \times 7 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.391 \text{ cm}^2.$$

**IV.3. Calcul en flexion composée****a. Armatures réelles :**

$$A_s = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.391 - \frac{2.30 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

**IV.4. Vérification à l'ELU :****a. Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right].$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.30} = 0.260 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{26 - 0.455 \times 7}{26 - 0.185 \times 7} \right] = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.78 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section plus importante.

Soit : 5HA8  $\Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA8  $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b. Vérification de l'écartement dans les barres****Armatures verticales :**

$$A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition:**

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{cm}.$$

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

**c. vérification au cisaillement : (BAEL 91 art 5.1.1)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ tel que :}$$

$V_u$  : effort tranchant max à l'ELU.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021\text{MPa} < 2.5 \text{ Mpa, alors la condition est vérifiée.}$$

**d. Vérification de l'adhérence des barres:**

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

$$\tau_{se} \langle \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{tj} \quad \text{avec } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

Avec:  $V_u = 1.5\text{KN}$

$$U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236\text{MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \rangle \tau_{se} = 0.253 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion** : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**e. Ancrage des barres verticales :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit ( $L_s$ ).

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{et} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22\text{cm}$$

Soit :  $L_s = 30\text{cm}$

**IV.5. Vérification des contraintes à L'ELS:** L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.



**a. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66 , 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29. \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.914$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{0.914 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.65 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :** La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

**b. Vérification des contraintes dans le béton :**

Etat limite de compression de béton: (Art A452 du BAEL91): Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$ .

$$\alpha_u = \frac{\gamma}{d} \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{0.90}{0.6} = 1.5$$

$$\mu_u = 0.0107 \longrightarrow \alpha_u = 0.493.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 + 0.25 = 0.50 > 0.493 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** la section est justifiée vis-à-vis de la compression

**IV.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 modifié 2003):** L'acrotère doit être conçue de façon à résister à la force horizontale  $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ .

A: coefficient de force horizontale pour les éléments secondaires (zone III).  $A = 0.18$

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires  $C_p = 0.3$

$W_p$  : poids de l'acrotère  $W_p = 1.7 \text{ KN/ml}$

D'où  $F_p = 4 \times 0.18 \times 0.3 \times 1.7 = 0.36 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$

La force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis du séisme.

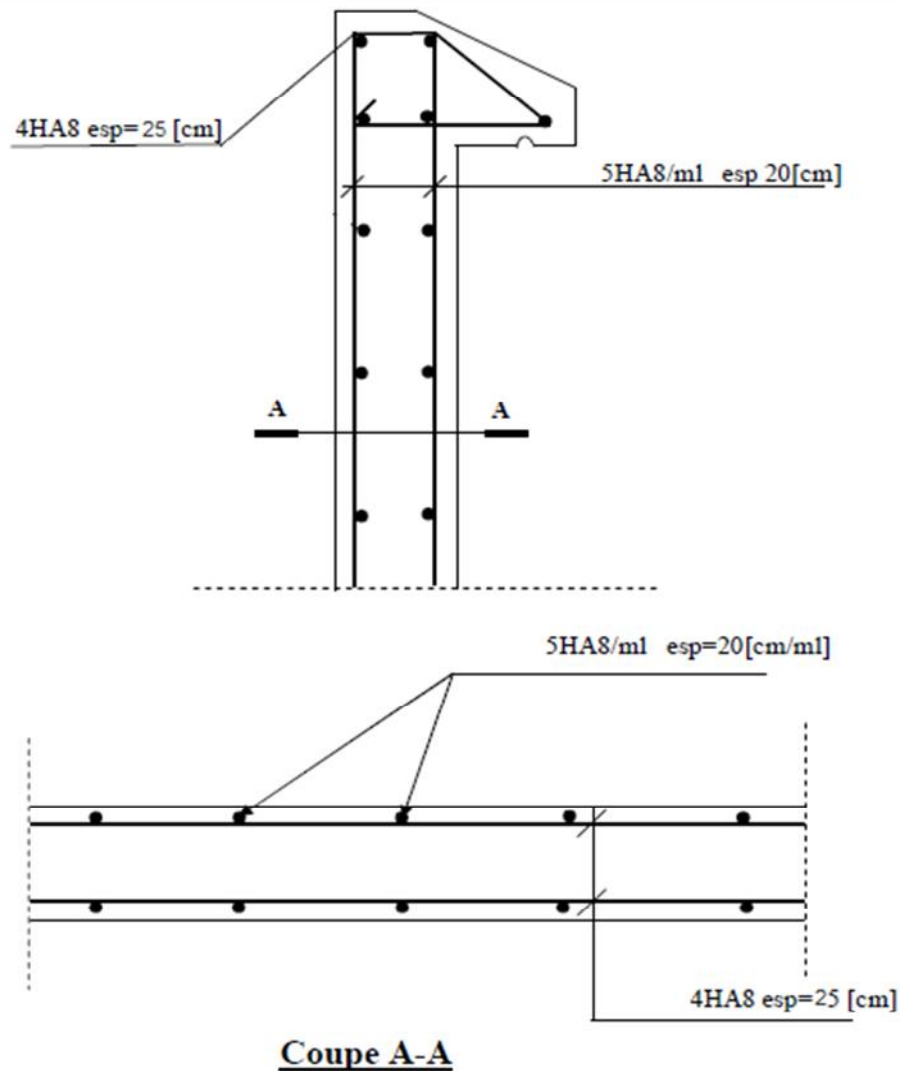


Figure ( III.5): Plan de ferrailage de l'acrotère.

**III.3) Les balcons :**

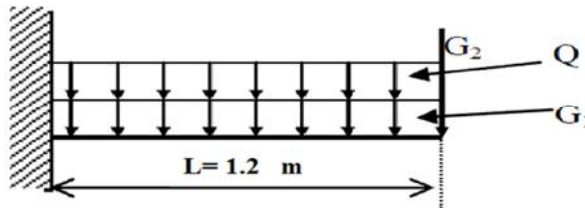
Le bâtiment est constitué de deux types de balcons, le premier est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage et le second est en dalle pleine.

**III.3.1.) Etude de la dalle pleine :**

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive, soumise à des charges permanentes, au poids du garde corps ainsi aux charges d'exploitations ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionnés comme suit :

- largeur  $L=1,2$  m
- longueur  $l=4,2$  m
- un garde corps de hauteur  $h=1$  m en brique plein de 10,5 cm d'épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande d'1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.



**Figure (III.6) :** Schéma statique du balcon.

**III.3.1.1) Dimensionnement :**

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{L}{10} \text{ Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

$$e = \frac{1,2}{10} = 0,12 \text{ m} \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

**III.3.1.2) Déterminations des sollicitations :**

N°		Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Charge permanente totale $G_t$				5.23

**Tableau( III.1): Les charges permanentes revenant au balcon.**

**b) Charge concentré du garde corps :**

Désignations	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Murs en brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2* 0,02	0,72
Poids totale			<b>G1= 1,62</b>

**Tableau( III.2):Les charges concentré revenant au balcon.**

**c) Surcharge d'exploitations :**

$Q = 3,5$  KN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharge du balcon).

**Combinaison de charges :**

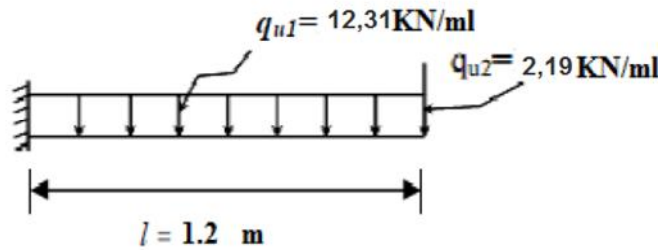
L'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

- Dalle :  $q_{u1} = (1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 3,5) = 12,31$  KN/ml
- Garde de corps :  $q_{u2} = (1,35 \times 1,62) = 2,19$  KN/ ml.

L'ELS :  $q_s = G + Q$

- Dalle :  $q_{s1} = 5,23 + 3,5 = 8,73 \text{ KN/ml}$
- Garde de corps :  $q_{s2} = 1,62 \text{ KN/ml}$

3) calcul à l'ELU :



- Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} l^2 = \frac{12,31}{2} \times 1,2^2 = 8,86 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2,19 \times 1,2 = 2,63 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :  $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 8,86 + 2,63 = 11,49 \text{ KNm}$ .

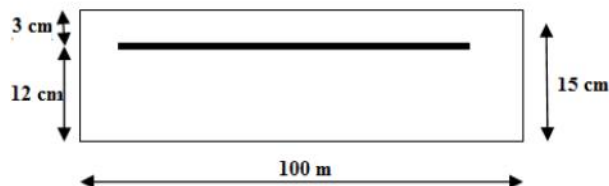
- Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12,31 \times 1,2 + 2,19 = 16,96 \text{ KN}.$$

#### III.3.1.4) Ferrailage en flexion simple :

- Armature principale :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,49 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$



$$\mu = 0,056 \quad \beta = 0,971$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,49 \times 10^6}{0,971 \times 120 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> Avec : St = 100/4 = 25 cm.

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> Avec : St = 100/4 = 25

### III.3.1.5) Vérification des efforts :

- **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 120 \times 2,1}{400} = 144,9 \text{ mm}^2 = 1,45 \text{ cm}^2$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A \text{ adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :**

On doit vérifier :  $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d U_i} \text{ Avec : } U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$U_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d U_i} = \frac{16,96 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,7} = 1,04$$

Condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

On doit vérifier :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min \left[ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,96 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,14 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier.}$$

Pas de risque de cisaillement Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principale :  $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm})$  condition vérifier.

Armature secondaire :  $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm})$  condition vérifier.

### III.3.1.6) calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left( \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left( \frac{8,73 \times 1,2^2}{2} + 1,62 \times 1,2 \right) = 8,22 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8,22 \text{ KN.m}$$

- **Détermination d'armatures :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{r \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \{266,66 ; 201,63\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{8,22 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 201,63} = 0,0028$$

$$\mu_1 = 0,0028 \quad \eta_1 = 0,913 ; k_1 = 42,47$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{8,22 \times 10^6}{0,913 \times 120 \times 201,63} = 372,1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13$$

$$\text{Soit : } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5.2 BAEL)

$$\eta_1 = 0,307 ; k_1 = 42,47$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{201,63}{42,47} = 4,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,75 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{S.S.A}$$

- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissurations :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Valeur de } \rho_1 : = \frac{100 \cdot A_s}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,377$$

$$\rho_1 = 0,905$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{8,22 \times 10^6}{0,905 \times 120 \times 4,52} = 167 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$  la section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissurations

- Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

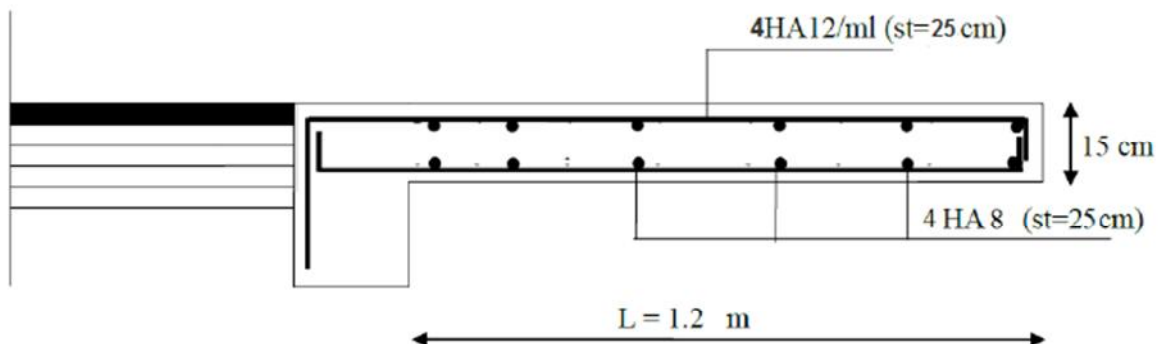
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \quad \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{8,22}{10 \times 8,22} = 0,1$$

### Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **4HA12= 4,52 cm<sup>2</sup> /ml** avec un espacement de **25 cm**.

Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2,01cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **25cm**.



Figure( III.7): Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis.



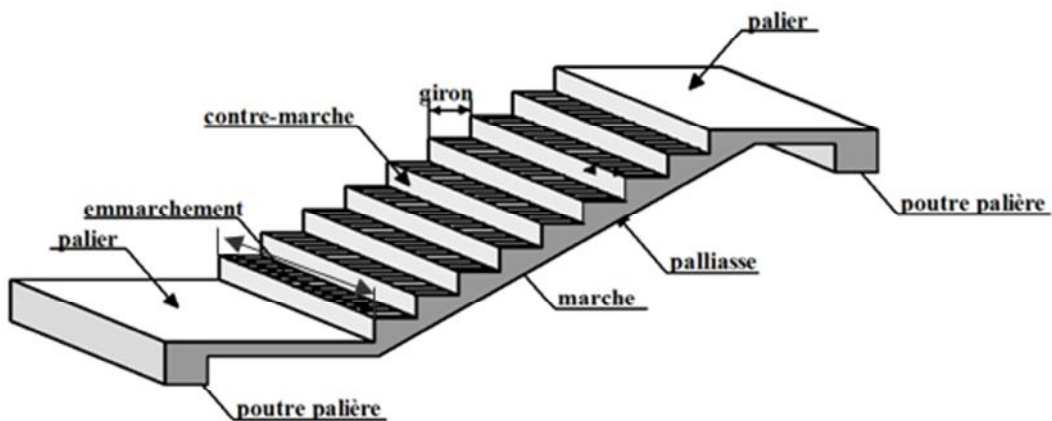
## Escaliers

### III.6) Calcul des escaliers:

#### 1) Calcul de l'escalier commerce:

##### III.6.1) terminologie et définition:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.



Figure(III.6.1) : Coupe verticale d'un escalier.

Avec :

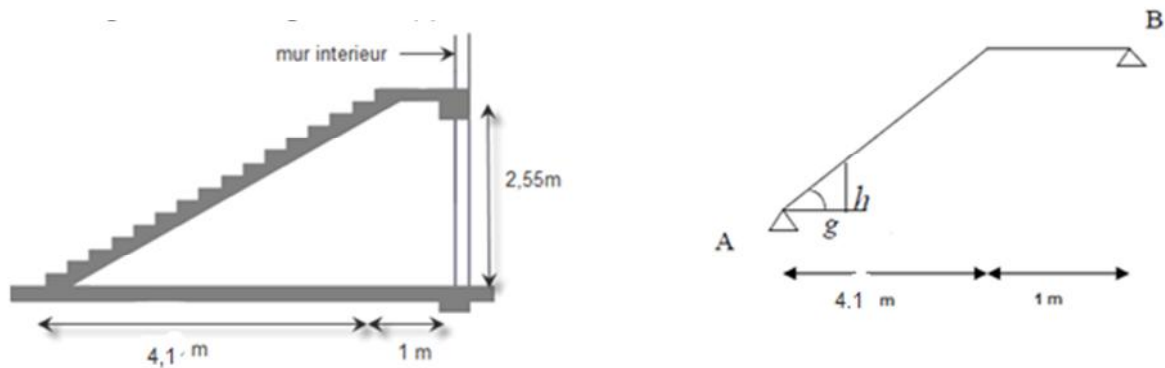
- $g$  : giron (largeur des marches)
- $h$  : Hauteur des marches
- $E$  : Emmarchement
- $H$  : hauteur de la volée
- $e_p$  : Épaisseur de la palliase et du palier
- $L1$  : longueur du palier de départ
- $L2$  : longueur projeté de la volée.
- $L3$  : longueur du palier d'arrivée.

## III.6.2) Pré dimensionnement :

## a) La hauteur et le giron des marches et contremarches :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer:

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).



Figure(III.6.2) : Schéma statique d'escalier.

## a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**:

- **La hauteur de la marche h:**

On a:  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$  ; on prend  **$h = 17\text{cm}$** .

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{255}{17} = 15 \text{ marches.}$$

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{410}{14} = 29.28\text{cm. on prend } g = 30\text{cm}$$

**Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$60\text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{ cm.}$$

$$60\text{ cm} \leq 2h+g = 64\text{ cm} \leq 66\text{cm.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

Pré dimensionnement de la paillasse et le palier :

Le pré-dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier.

Epaisseur de la paillasse et du palier elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \text{ avec } L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} + L_1 ; \quad \tan \alpha = \frac{H}{L}$$

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_0 = \frac{4,10}{\cos 29,54} + 1 = 5,71 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{571}{30} \leq e_p \leq \frac{571}{20} \quad 19,03 \text{ cm} \leq e_p \leq 28,5 \text{ cm}$$

Soit :  $e_p = 25 \text{ cm}$ .

### III.6.3) Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale  $L = 4,50 + 1,30 = 5,8 \text{ m}$ .

- Les charges permanentes :
- Le palier :

Eléments	Poids (KN/m²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.25 = 6,25$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.24+0.4+0.4+0.2)	1.24
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G_1 = 7,49</math></b>

Tableau (III.D.1) : Charge totale du palier.

- La volée :

Eléments	Poids (KN/m²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,25}{\cos \alpha} = 7,18$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,12$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.24+0.4+0.4+0.2)	1.24
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G_2 = 10,54</math></b>

Tableau( III.D.2) : Charge totale de la volée.

Les surcharges d'exploitation:

**Surcharge d'exploitation:** selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation  
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

**III.D.3 : Combinaison des charges :**

- **ELU:**  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$ .

**Palier :**  $q_{u1} = (1.35 \times 7,49 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 13,86 \text{ KN / ml}$ .

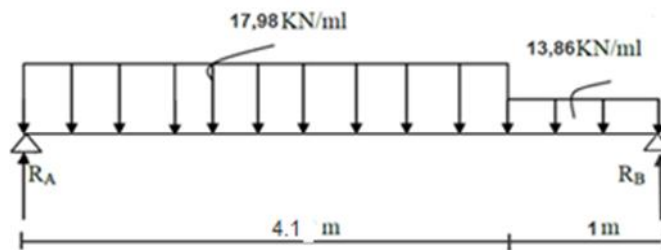
**Volée :**  $q_{u2} = (1.35 \times 10,54 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 17,98 \text{ KN / ml}$ .

- **ELS:**  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$ .

**Palier :**  $q_{s1} = (7,49 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9,44 \text{ KN / ml}$ .

**Volée :**  $q_{s2} = (10,54 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 13,04 \text{ KN / ml}$ .

**Calcul des moments et effort tranchant a l'ELU :**



Figure(III.6.3) : Schéma statique de calcul (ELU).

**D'après les formules de la RDM :**

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = 87,6 \text{ KN}.$$

$$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 42,1 \text{ KN}.$$

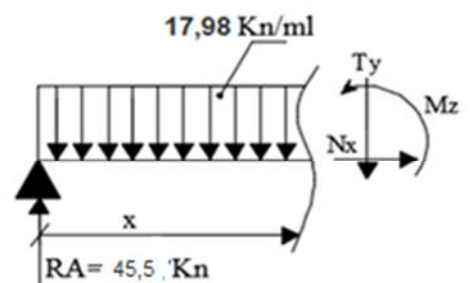
$$\Sigma M / B = 0 ; \quad R_A = 45,5 \text{ KN}.$$



**Calcul des efforts internes :**

**1<sup>er</sup> tronçon : 0 x 4,1**

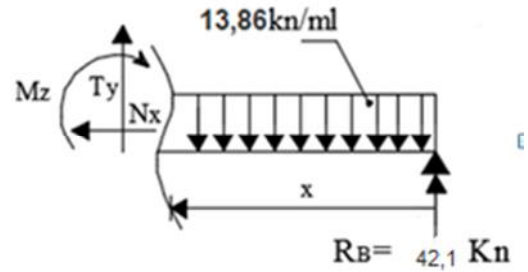
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad T_y = 45,5 \text{ KN} \\ T_y = 45,5 - 17,98x \\ x = 4,1 \quad T_y = -28,2 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$\begin{cases} x=0 & M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = 45,5x - \frac{17,98}{2}x^2 \\ x=4,1 & M_z = 35,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon : 0 x 1**

$$\begin{cases} x=0 & T_y = -42,1 \text{ KN} \\ T_y = 13,86x - 42,1 \\ x=1 & T_y = -28,2 \text{ KN} \\ x=0 & M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = +42,1x - \frac{13,86}{2}x^2 \\ x=1 & M_z = +35,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

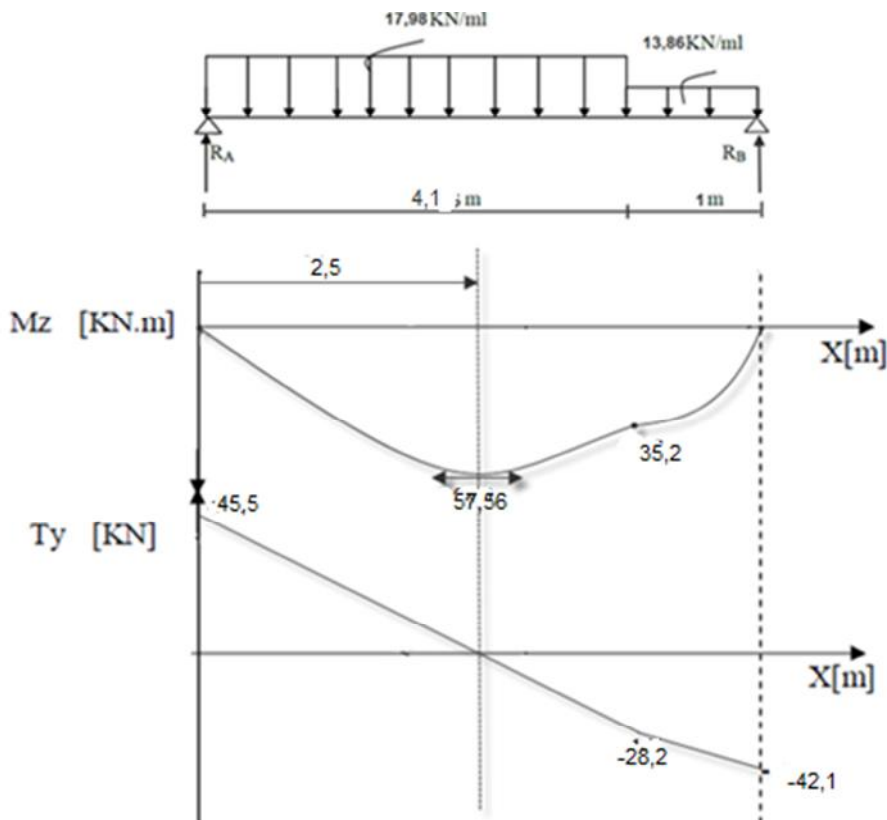


**Le moment  $M_z^{\max}$  :**

$$T_y = 45,5 - 17,98x = 0 \quad x = \frac{45,5}{17,98} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_z^{\max} = 57,56 \text{ KNm}$$

**c) Diagrammes efforts internes:**



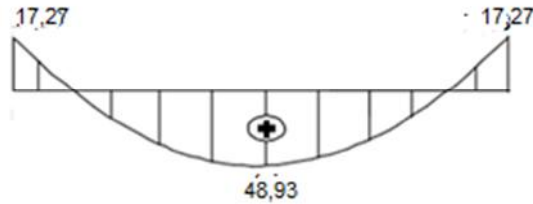
Figure(III.6.4) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

**Note :**

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on multiplie les valeurs de  $M_z^{\max}$  par des coefficients de correction, mais on va garder la même valeur pour l'appui droit.

$$M_z^{\text{ap}} = -0,30 \times 57,56 = -17,27 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\text{t}} = 0,85 \times 57,56 = 48,93 \text{ KN.m}$$



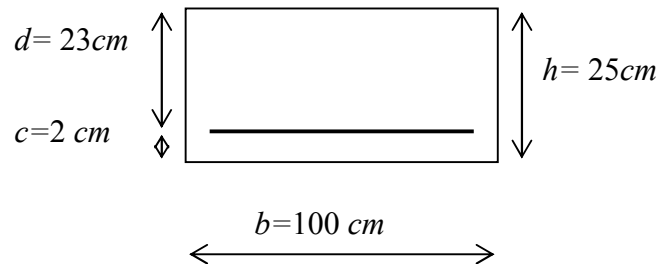
**C) Calcul des armatures :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur et 25cm d'épaisseur.

**1) Armatures longitudinales :**

**En travée:  $M_t = 48,93 \text{ KN.m}$**

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 25 \text{ cm}$ .  $d = 23 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$



• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{48,93 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,065$$

$$\mu_t = 0,065 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,065 \quad \beta_1 = 0,909$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{48,93 \times 1000}{0,909 \times 23 \times 348} = 6,72 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_t = 6 \text{ HA } 12 / \text{ ml} = 6,78 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 16 \text{ cm}$ .**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_{rt} = 4 \text{ HA } 10 / \text{ ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .**

- **Aux appuis :**

**Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{17,27 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0,023$$

$$\mu_a = 0,023 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,023 \quad \beta_1 = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,27 \times 1000}{0.988 \times 23 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 2,777 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,777 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,777 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Espacement des barres :**

**Armatures principales :**  $S_t \text{ max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**Armatures répartitions :**  $S_t \text{ max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**c) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : (BAEL 99, Art-5.1.2.1)**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{45,5 \times 1000}{1000 \times 230} = 0,198 \text{ Mpa}$$

Avec  $T_{\max}$  : Effort tranchant maximal.      Avec :  $T_{\max} = 45,5 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,198 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Justification des sections d'appuis (Art5-1-3) :**

$$A_s = \frac{T_{\max}}{f_{\tau}} = \frac{45500}{348 \times 100} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,31 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

**e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99, Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$       Pour HA :  $\Psi_s = 1,5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{45,5}{0,9 \times 230 \times 15,07} = 0,014 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = 0,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$



$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

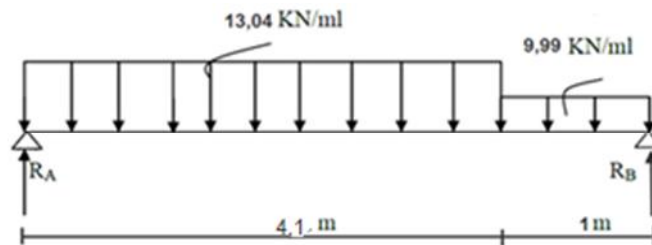
Forfaitairement :  $l_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0,4L$

**Etat limite de service(ELS) : G+Q**

**Palier :**  $q_{s1} = (7,49 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,44 \text{ KN / ml.}$

**Volée :**  $q_{s2} = (10,54 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 13,04 \text{ KN / ml.}$



**a) Calcul des réactions :**

$$R_A + R_B = 63,45 \text{ KN.}$$

$$R_A = 32,95 \text{ KN.}$$

$$R_B = 30,5 \text{ KN.}$$

**b) Calcul des efforts internes:**

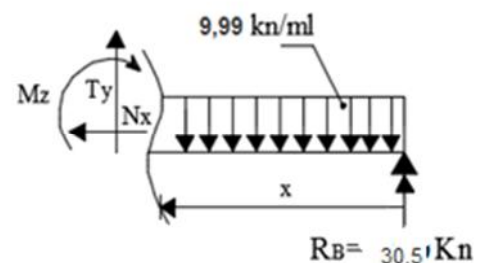
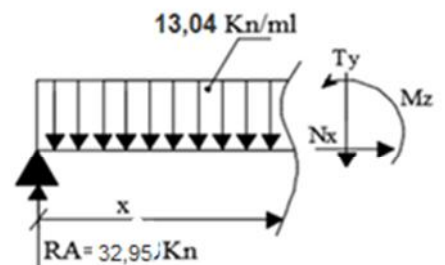
**1<sup>er</sup> tronçon : 0 x 4,1**

$$\begin{cases} x = 0 & T_y = 32,95 \text{ KN} \\ T_y = 32,95 - 13,04x \\ x = 4,1 & T_y = -20,51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M_z = 32,95x - \frac{13,04x^2}{2} \\ x = 4,1 & M_z = 25,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon : 0 x 1**

$$\begin{cases} x = 0 & T_y = -30,5 \text{ KN} \\ T_y = 9,99x - 30,5 \\ x = 1 & T_y = -20,51 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_z = -\frac{9,99x^2}{2} + 30,5x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=1 \quad M_z = 25,5 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le moment  $M_z^{\max}$  :

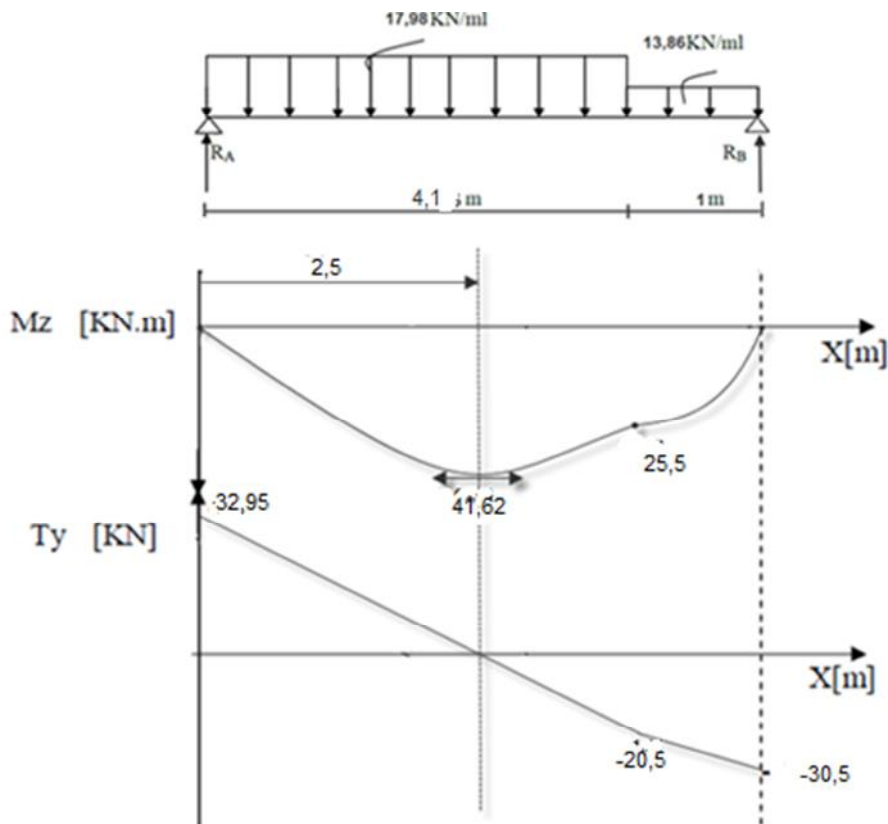
$$T_y = 0 \quad T_y = 32,95 - 13,04x = 0 \quad x = \frac{32,95}{13,04} = 2,5 \text{ m}$$

$$M_z(2,5) = 32,95(2,5) - \frac{13,04(2,5)^2}{2} = 41,62 \text{ KN.m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x=2,5\text{m}$ .

$$M_z^{\max} = 41,62 \text{ KN.m}$$

c) Diagrammes efforts internes:



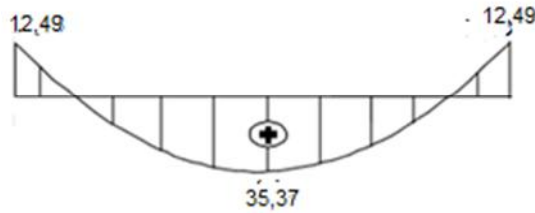
Figure(III.6.5) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

**Note :**

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on multiplie les valeurs de  $M_z^{\max}$  par des coefficients de correction

$$M_s^{\text{ap}} = -0,30 \times 41,62 = -12,49 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{\text{t}} = 0,85 \times 41,62 = 35,37 \text{ KN.m}$$



**c) Calcul des armatures :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur et 25cm d'épaisseur.

**1) Armatures longitudinales :**

**En travée :**

$$M_s^{\text{t}} = 35,37 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 25 \text{ cm}; d = 23 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}$$

$$u_1 = \frac{M_x^{\text{t}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{35,37 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 15} = 0,0446$$

$$k_1 = 6,17$$

$$\sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} = 6,17 \times 15 = 92,55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{S.S.A}$$

$$\beta_1 = 0,763$$

$$A_s^{\text{t}} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{35,37 \times 10^6}{0,763 \times 230 \times 348} = 579,17 \text{ mm}^2 \quad 5,79 \text{ cm}^2$$

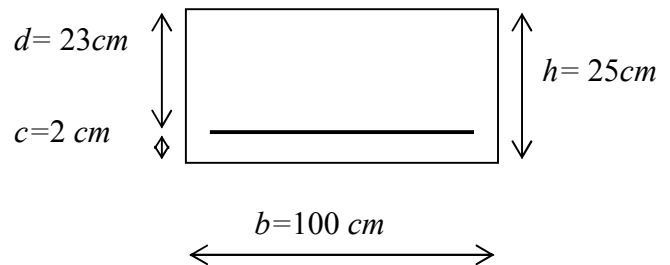
$$A_{ss}^{\text{t}} = 5,79 \text{ cm}^2 < A_{su}^{\text{t}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisant

**Aux appuis:**

$$u_1 = \frac{M_x^{\text{a}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,49 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 15} = 0,0157$$

$$k_1 = 4,92$$



$$\sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} = 13,77 \times 15 = 206,55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{S.S.A}$$

$$\beta_1 = 0,825$$

$$A_s^a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,49 \times 10^6}{0,825 \times 230 \times 348} = 189,14 \text{ mm}^2 \quad 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 3,14 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ HA10}$$

$$A_{ss}^a = 1,89 \text{ cm}^2 < A_{su}^a = 2,54 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisant.

### Vérification de la flèche :

D'après le BAEL on vérifie la flèche si l'une des conditions suivante n'est pas vérifiée:

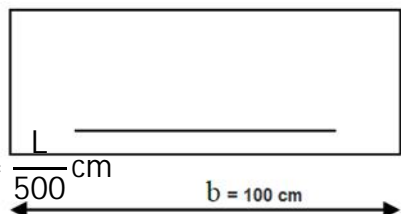
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} ; \quad \frac{A_t}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} = \frac{1}{16} = \frac{25}{550} = 0,045 > 0,062 \quad \text{condition non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée le calcul de la flèche est indispensable

### Calcul de la flèche :

On doit vérifier :

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{ql^4}{E_v \times I_{fv}} \quad f = \frac{L}{500} \text{ cm}$$


$$\text{Avec: } q_s = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}}) = \max (13,04 ; 9,44) = 13,04 \text{ KN/mL}$$

$E_v$  : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 = 10819 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (v_2 - c_2)^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + (15 \times 6,78 \times 23) = 33589,1 \text{ cm}^3$$

$B_0$ : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_{st} = (100 \times 25 + 15 \times 6,78) = 2601,7 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{33589,1}{2601,7} = 12,91 \text{ cm} ; v_2 = h - v_1 = 25 - 12,91 = 12,09 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (v_2 - c_2)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (12,91^3 + 12,09^3) + 15 \times 6,78 (12,09 - 2)^2 = 140982,47 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{13,04 \times 10^3 \times 5,1^4}{10818,865 \times 140982,47 \times 10^{-4}} = 0,831 \quad f = \frac{510}{500} = 1,02 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée résultats :**

**Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :**

- **En travée**

**Armatures principales**

$$A_t = 6\text{HA}12 / \text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 16 \text{ cm.}$$

**Armatures de répartition**

$$A_t = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

- **Aux appuis**

**Armatures principales**

$$A_a = 3\text{HA}10 / \text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

**Armatures de répartition**

$$A_a = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

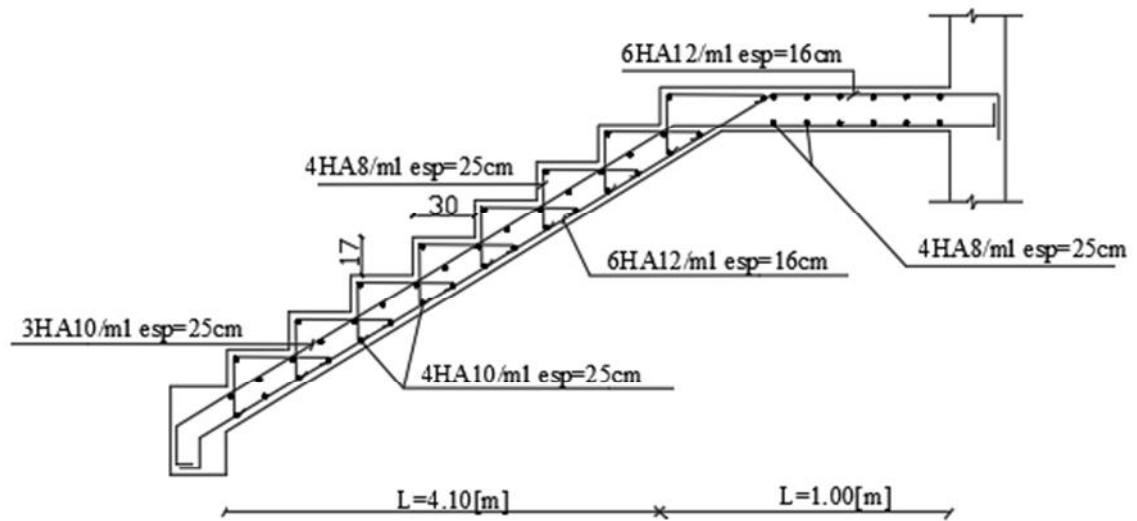


Figure (III6.6): Ferrailage des escaliers.

**Les planchers****III.4.) Les planchers :**

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher, à savoir le plancher à corps creux (16+4), associé à des poutrelles préfabriquées avec une dalle de compression.

Les poutrelles seront disposées dans le sens longitudinal, parallèles à la petite portée.

**III.4.1) Étude et ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE520 ( $\Phi \leq 6\text{mm}$ ), avec une limite d'élasticité  $f_e = 520\text{ MPa}$ . Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91**.

- 20cm (5par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

**a) Armatures  $\perp$  aux poutrelles :**

- $A \text{ [cm}^2 \text{ / m l]} \geq 200 / f_e$ . Lorsque  $L \leq 50\text{cm}$ .
- $A \text{ [cm}^2 \text{ / m l]} \geq 4L / f_e$ . Lorsque  $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$ .

$L$  : est l'entre axes des poutrelles.

**b) Armatures // aux poutrelles :**

- $A_{//} \text{ [cm}^2 \text{ / ml]} \geq A_{\perp} / 2$

Dans notre cas :  $L = 65\text{ cm}$  soit :  $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$ .

- **Application numérique :**

**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Selon le tableau des armatures, nous adoptons **TS de 6  $\Phi 5$**  avec un espace mentes=**15cm**.

Soit :  $A_{\perp} = 6T5 = 1.18\text{cm}^2$  ; avec :  $es = 15\text{ cm}$

**b) Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Nous adopterons la même section que précédemment, soit :  $A_{//} = 6T5 = 1.18\text{cm}^2$ ,

Avec :  $es = 15\text{ cm}$ .

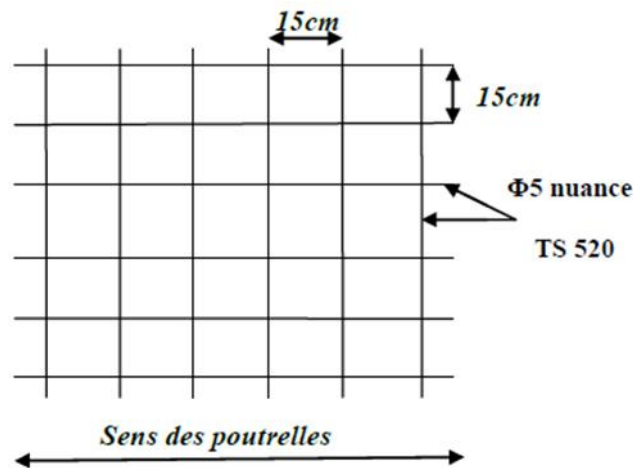


Figure (III.4.1) : Treillis soudés  $\Phi 5$  (15 × 15).

### III.4.2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

#### III.4.2.1) Avant coulage de la dalle de compression:

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure III. 4.2). Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

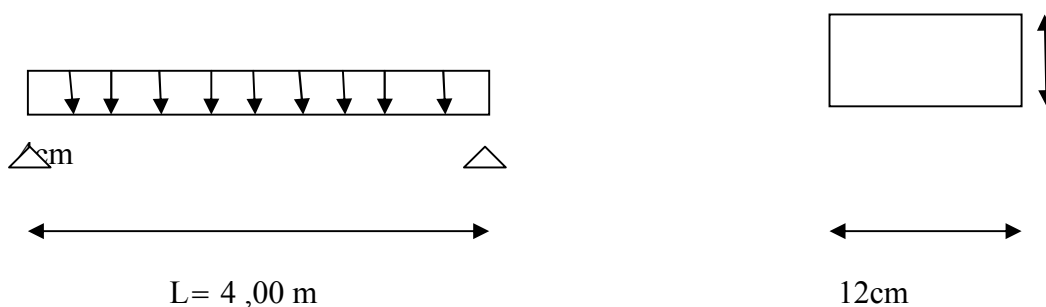


Figure (III.4.2) : Schéma statique de la poutrelle.



**III.4.2.2) Evaluation des charges :**

**a) Charges permanentes :**

$$G = \begin{cases} \text{Poids propre de la poutrelle : } G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.} \\ \text{Poids de corps creux : } G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**b) Surcharge :**

Surcharge due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$

**III.4.2.3) Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

**III.4.2.4) Calcul des efforts internes max :**

**1) Moment en travée :** le moment en travée est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 5 \text{ KN.m}$$

**2) L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

$$T_u = 5 \text{ KN}$$

**III.4.1.1.4) Calcul des armatures :** les armatures sont données par la formule suivante :

$$\mu = \left( \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \right)$$

**Où :**

$$\begin{cases} \mu: \text{moment réduit.} \\ M_0: \text{moment max en travée.} \\ b: \text{largeur de la section.} \\ d: \text{hauteur utile, avec } d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm (c=2cm : l'enrobage).} \\ f_{bc}: \text{contrainte du béton à la compression.} \end{cases}$$

Comparer  $\mu$  à  $\mu_1 = 0,392$ .

$$\begin{cases} \text{Si } \mu > \mu_1 \text{ section doublement armée.} \\ \text{Si } \mu < \mu_1 \text{ section simplement armée.} \end{cases}$$

A.N :

$$\mu = \left( \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} \right) = 7.33 > 0,392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée}$$

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais: 80 à 190cm).

#### III.4.1.2) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui, qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

Dans notre cas le plancher le plus sollicité c'est le plancher à usage commercial, et pour ce lui la (plancher commerce) nous calculerons la file la plus défavorable (celle à sept travées).

##### III.4.1.2.1) Les dimensions de la section en T :

$b=65\text{cm}$ , distance entre axes de deux poutrelle.  $h_0$

$h = (16+4)$ , hauteur du plancher en corps creux.

$b_0 = 12\text{cm}$ , largeur de la poutrelle.

$h_0 = 4\text{ cm}$ , épaisseur de la dalle de compression.  $L$

$b_1 = \text{débord. } b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5\text{ cm.}$

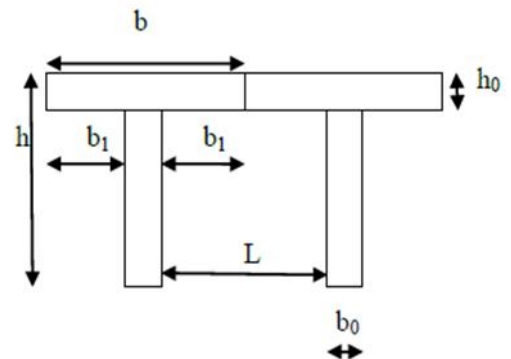


Figure (III.4.3):Section en T.

##### III.4.1.2.2) Calcul des efforts internes :

###### a) Calcul des moments :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois (3) moments.
- Méthode de Caquot.

###### 1) Méthode forfaitaire:

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment

fléchissanten travées, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

### 1.1) Les conditions d'application :

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/M.

$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN})$$

On a:

$$2G = 2 \times 5.14 = 10.28 \text{ KN} \quad Q \leq \max (10.28 \text{ KN}, 5 \text{ KN}) \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

- 2) La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections. **(Condition vérifiée).**
- 3) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(Condition vérifiée).**
- 4) Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\text{Soit :} \quad 0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1.25$$

$$L_2/L_1 = 4/3.2 = 1.25$$

$$l_3/l_2 = 3.6/4 = 0.9$$

$$L_4/l_3 = 3.1/3.6 = 0.86$$

$$l_5/l_4 = 3.6/3.1 = 1.16$$

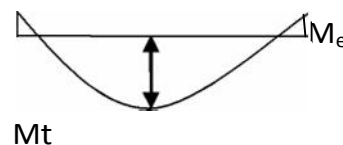
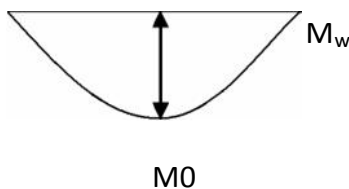
$$L_6/l_5 = 4/3.6 = 1.11$$

$$l_7/l_8 = 3.2/4 = 0.8$$

conditions vérifier

**Conclusion:** Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

#### c) Exposé de la méthode :



**Figure (III.4.4): Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).**

- le rapport ( ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $= \frac{Q}{Q+G}$  , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \quad \alpha=0$  et pour  $Q=2G \quad \alpha=2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec  $\begin{cases} L : \text{longueur de la travée entre nus d'appuis} \\ q : \text{charge uniformément répartie} \end{cases}$

- $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- $M_t$ : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- Dans une travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t & \max[1,05M_0; (1 + 0,3)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t & \frac{1 + 0,3}{2} M_0 \end{cases}$$

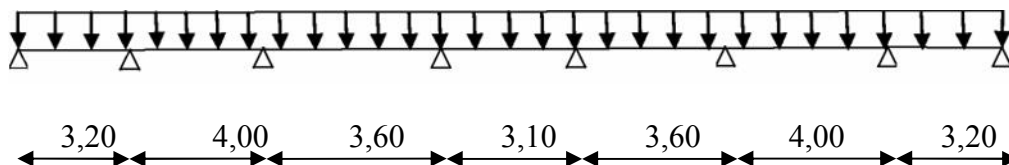
- Dans une travée de rive :

$$\begin{cases} M_t & \max[1,05M_0; (1 + 0,3)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t & \frac{1,2 + 0,3}{2} M_0 \end{cases}$$

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à:

- $0,6M_0$  : dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$  : pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



**Figure (III.4.5): schéma statique de la poutrelle.**

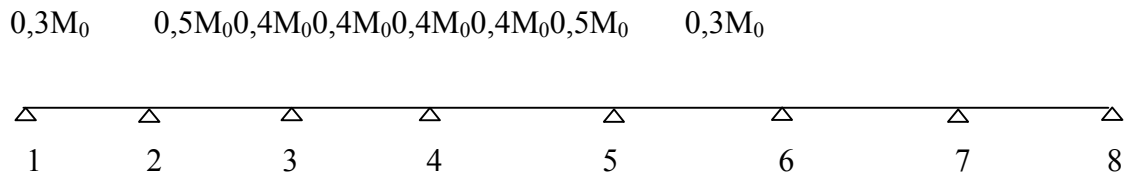


Figure (III.4.6): Diagramme des moments d'une poutre continue.

**Application de la méthode :**

**Calcul du rapport de charge :**

$$= \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,97}{0,97+3,34} = 0,22 \quad G = 5, \left\{ \begin{array}{l} 4 \times 0,65 = 3,34 \text{ KN/ml} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$1 + 0,3 \left\{ \begin{array}{l} = 1 + (0,3 \times 0,22) = 1,07 \\ (1 + 0,3) / 2 = (1 + 0,3 \times 0,22) / 2 = 0,53 \\ (1,2 + 0,3) / 2 = (1,2 + 0,3 \times 0,22) / 2 = 0,63 \end{array} \right.$$

**Calcul des combinaisons de charge :**

$$L'ELU : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,34) + 1,5(0,97) = 5,96 \text{ KN/ml}$$

$$L'ELS : q_s = G + Q = 3,34 + 0,97 = 4,31 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**

**Calcul des moments isostatiques  $M_{0i}$  :**

$$M_{012} = M_{078} = 5,96 \times [(3,2)^2/8] = 7,63 \text{ KNm.}$$

$$M_{023} = M_{067} = 5,96 \times [(4,00)^2/8] = 11,92 \text{ KNm.}$$

$$M_{034} = M_{056} = 5,96 \times [(3,6)^2/8] = 9,65 \text{ KNm.}$$

$$M_{045} = 5,96 \times [(3,1)^2/8] = 7,16 \text{ KNm.}$$

**Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3M_{012} = 0,3 \times 7,63 = 2,29 \text{ KNm.}$$

$$M_2 = 0,5 \max(M_{012}, M_{023}) = 0,5 \times 11,92 = 5,96 \text{ KNm.}$$

$$M_3 = 0,4 \max(M_{023}, M_{034}) = 0,4 \times 11,92 = 4,77 \text{ KNm.}$$

$$M_4 = 0,4 \max(M_{034}, M_{045}) = 0,4 \times 9,65 = 3,86 \text{ KNm.}$$

$$M_5 = 0,4 \max(M_{045}, M_{056}) = 0,4 \times 9,65 = 3,86 \text{ KNm.}$$

$$M_6 = 0,4 \max(M_{056}, M_{067}) = 0,4 \times 11,92 = 4,77 \text{ KNm}$$

$$M_7 = 0.5 \max (M_{067}, M_{078}) = 0.5 \times 11,92 = 5,96 \text{ KNm.}$$

$$M_8 = 0.3 M_{078} = 0.3 \times 7,63 = 2,29 \text{ KNm.}$$

**Calcul des moments en Travées :**

- Travée (1 -2) (7-8) : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1.05 \times 7,63), (1.15 \times 7,63)] - (2,29 + 5,96)/2 = 4,64 \text{ KN m.} \\ M_t \geq 0.63 \times 7,63 = 4,81 \text{ KNm.} \end{cases}$$

$$\text{Soit: } M_{t12} = M_{t78} = 4,81 \text{ KNm.}$$

- Travée (2 -3) (6-7): travée intermédiaire

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1.05 \times 11,92), (1.15 \times 11,92)] - (5,96 + 4,77)/2 = 8,34 \text{ KN m.} \\ M_t \geq 0.53 \times 11,92 = 6,32 \text{ KNm.} \end{cases}$$

$$\text{Soit: } M_{t23} = M_{t67} = 8,34 \text{ KNm.}$$

- Travée (3 -4) (5-6): travée intermédiaire

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1.05 \times 9,65), (1.15 \times 9,65)] - (4,77 + 3,86)/2 = 5,73 \text{ KN m.} \\ M_t \geq 0.53 \times 9,65 = 5,11 \text{ KNm.} \end{cases}$$

$$\text{Soit: } M_{t34} = M_{t56} = 5,73 \text{ KNm.}$$

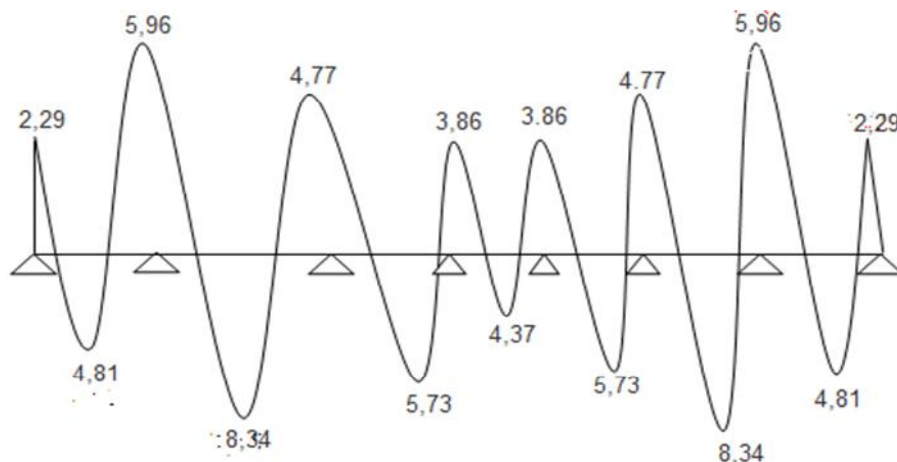
- Travée (4 -5) : travée intermédiaire

$$\begin{cases} M_t \geq \max [(1.05 \times 7,16), (1.15 \times 7,16)] - (3,86 + 3,86)/2 = 4,37 \text{ KN m.} \\ M_t \geq 0.53 \times 7,16 = 3,79 \text{ KNm.} \end{cases}$$

$$\text{Soit: } M_{t45} = 4,37 \text{ KNm.}$$

**Le diagramme des moments fléchissant est comme suit^ :**

**Calcul des efforts tranchant**



L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante:

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Avec } \theta(x=0) = +\frac{qu \times l_i}{2} \quad \text{ET} \quad \theta(x=L_i) = -\frac{qu \times L_{i+1}}{2}$$

$T(x)$  : effort tranchant sur appuis ;  $\theta(x)$  effort tranchant de la travée isostatique.

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : moment sur appuis  $i$ ,  $i+1$  respectivement en valeur algébrique.

$T_w$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

$T_e$  : effort tranchant sur appui droit de la travée.

$L$  : longueur de la travée

**Application :**

$$\text{Travée (1-2)} : \begin{cases} T_1 = \frac{5,96 \times 3,2}{2} + \frac{5,96 - 2,29}{3,2} = 10,68 \text{ KN} \\ T_2 = \frac{-5,96 \times 3,2}{2} + \frac{5,96 - 2,29}{3,2} = -8,39 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} T_2 = \frac{5,96 \times 4}{2} + \frac{4,77 - 5,96}{4} = 11,62 \text{ KN} \\ T_3 = \frac{-5,96 \times 4}{2} + \frac{4,77 - 5,96}{4} = -12,22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} T_3 = \frac{5,96 \times 3,6}{2} + \frac{3,86 - 4,77}{3,6} = 10,47 \text{ KN} \\ T_4 = \frac{-5,96 \times 3,6}{2} + \frac{3,86 - 4,77}{3,6} = -10,98 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4-5)} : \begin{cases} T_4 = \frac{5,96 \times 3,1}{2} + \frac{3,86 - 3,86}{3,1} = 9,24 \text{ KN} \\ T_5 = \frac{-5,96 \times 3,1}{2} + \frac{3,86 - 3,86}{3,1} = -9,24 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5-6)} : \begin{cases} T_5 = \frac{5,96 \times 3,6}{2} + \frac{4,77 - 3,86}{3,6} = 10,98 \text{ KN} \\ T_6 = \frac{-5,96 \times 3,6}{2} + \frac{4,77 - 3,86}{3,6} = -10,47 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6-7)} : \begin{cases} T_6 = \frac{5,96 \times 4}{2} + \frac{5,96 - 4,77}{4} = 12,22 \text{ KN} \\ T_7 = \frac{-5,96 \times 4}{2} + \frac{5,68 - 4,77}{4} = -11,62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (7-8)} : \begin{cases} T_7 = \frac{5,96 \times 3,2}{2} + \frac{2,29 - 5,96}{3,2} = 8,39 \text{ KN} \\ T_8 = \frac{-5,96 \times 3,2}{2} + \frac{2,29 - 5,96}{3,2} = -10,68 \text{ KN} \end{cases}$$

Le diagramme des efforts tranchants est comme suit :

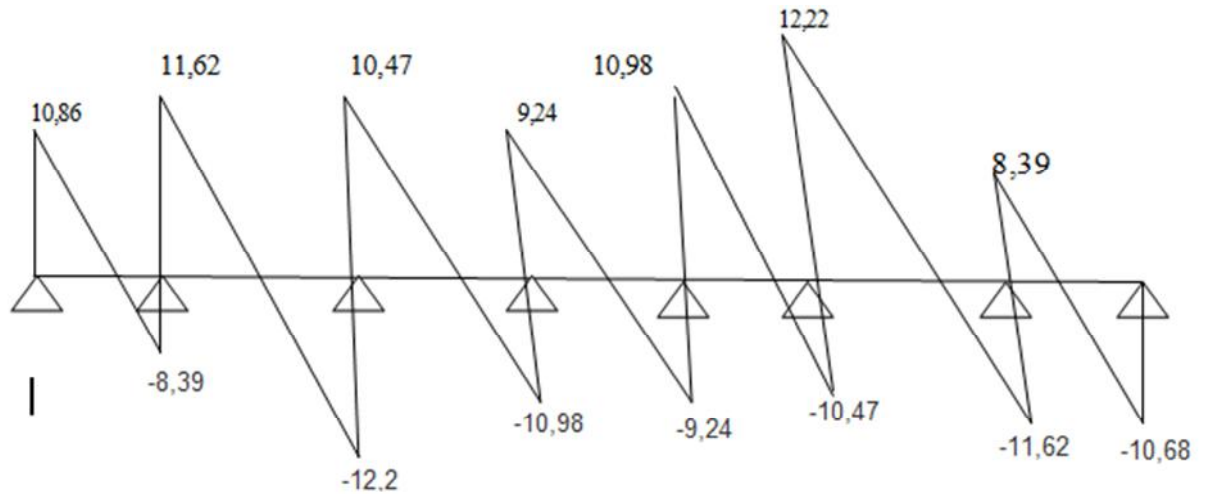


Figure (III.4.8): Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

#### Ferraillage de la Poutrelle à L'ELU :

Le ferraillage se fera en considérant les moments maximal :

En travée :  $M_t^{\max} = 11,92 \text{ KN m}$ .

Sur appui :  $M_a^{\max} = 5,96 \text{ KN m}$ .

#### Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

Le moment équilibré par la table de compression est:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,07 \text{ KN m}$$

$$M_t = 59,07 > M_t^{\max} = 11,92 \text{ KN m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 x 20) cm.

#### Calcul de $\mu_u$ :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,92 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu_u = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$\mu_u = 0,040 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,92 \times 10^6}{0,980 \times 180 \times 348} = 194,18 \text{ mm}^2$$



$$A_{st} = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Aux appuis :**

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera nos calcul pour, une section rectangulaire (bxh) = (12 x20) cm soumise au moment max.

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,96 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \text{ SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,96 \times 10^6}{0,990 \times 180 \times 348} = 96,11 \text{ mm}^2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Vérification a l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié 99).**
- **En travées :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 \quad A_{min} < A_{st} \Rightarrow \text{condition vérifié} \end{array} \right.$$

**Aux appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min} < A_{sa} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$A_{sa} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $\tau \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9d \cdot U_i}$$

Avec :  $U_i$  : somme de paramètres utiles des barres.

$$\tau_u = \frac{12,22 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8 \times 10} = 0,12 \text{ MPA}$$

La contrainte d'adhérence,  $\tau_u$  pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_u = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA Avec } \psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

Donc  $\tau_u = 0,12 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPA}$  Condition vérifier

• **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} \quad \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 12,22 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{12,22 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,566 \text{ MPA}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bullet \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5 \text{ MPA} \right\} \approx \min \{ 3,33; 5 \} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,566 < \bar{\tau}_u = 3,33$  condition vérifier

**Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \min \left\{ \frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \min \{ 0,57; 1; 1,2 \} = 0,57$$

$$\text{Soit : } \phi = 6 \text{ mm} \quad A_t = 2 \phi^2 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 6$

**Espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99).**

L'espacement des armatures transversales est au plus égale au plus bas des espacements suivant :

$$S_t = \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2; 40 \} = 16,2 \text{ cm On prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

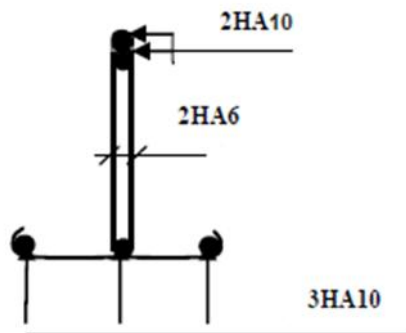


Figure (III.4.9) : plan de ferrailage de la poutrelle.

**Calcul à L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3,34 + 0,97 = 4,31 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul des moments fléchissant :**

**Calcul des moments isostatiques  $M_{0i}$  :**

$$M_{012} = M_{078} = 4,31 \times [(3,2)^2 / 8] = 5,52 \text{ KNm.}$$

$$M_{023} = M_{067} = 4,31 \times [(4)^2 / 8] = 8,62 \text{ KNm.}$$

$$M_{034} = M_{056} = 4,31 \times [(3,6)^2 / 8] = 6,98 \text{ KNm.}$$

$$M_{045} = 4,31 \times [(3,1)^2 / 8] = 5,18 \text{ KNm}$$

**Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3M_{012} = 0,3 \times 5,52 = 1,66 \text{ KNm.}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}, M_{023}) = 0,5 \times 8,62 = 4,31 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{023}, M_{034}) = 0,4 \times 8,62 = 3,45 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}, M_{045}) = 0,4 \times 6,98 = 2,79 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{045}, M_{056}) = 0,4 \times 6,98 = 2,79 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0,4 \max (M_{056}, M_{067}) = 0,4 \times 8,62 = 3,45 \text{ KNm}$$

$$M_7 = 0,3 \max (M_{067}, M_{078}) = 0,3 \times 8,62 = 2,59 \text{ KNm}$$

$$M_8 = 0,3M_{078} = 0,3 \times 5,52 = 1,66 \text{ KNm}$$

**Moments en Travées :**

- Travées 1-2 et 7-8 : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t & \max[1,05 \times 5,52 ; (1,07)5,52] - \frac{1,65+4,31}{2} \\ M_t & \frac{1,2 + 0,3(0,22)}{2} \times 5,52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t & 2,92 \\ M_t & 3,48 \end{cases}$$

$$\text{Soit: } M_{t12} = M_{t78} = 3,48 \text{ KNm.}$$

- Travées 2-3 et 6-7 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t & \max[1,05 \times 8,62 ; (1,07)8,62] - \frac{3,45+4,31}{2} \\ M_t & \frac{1 + 0,3(0,22)}{2} \times 8,62 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t & 5,34 \\ M_t & 8,57 \end{cases}$$

Soit:  $M_{t23} = M_{t67} = 8,57 \text{ KNm}$ .

- Travées 3-4 et 5-6: travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t & \max[1,05 \times 6,98 ; (1,07)6,98] - \frac{2,79+3,45}{2} \\ M_t & \frac{1+0,3(0,22)}{2} \times 6,98 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t & 4,35 \\ M_t & 3,7 \end{cases}$$

Soit:  $M_{t34} = M_{t56} = 4,35 \text{ KNm}$ .

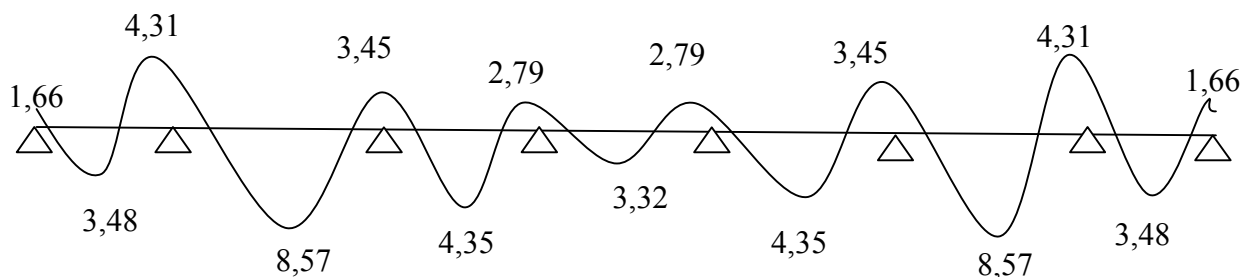
- Travée 4-5 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t & \max[1,05 \times 5,18 ; (1,07)5,18] - \frac{1,65+2,79}{2} \\ M_t & \frac{1 + 0,3(0,22)}{2} \times 5,18 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t & 3,32 \\ M_t & 2,74 \end{cases}$$

Soit:  $M_{t45} = 3,32 \text{ KNm}$ .

**Le diagramme des moments fléchissant est comme suit :**



**Figure (III.4.10): Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KNm.**

**Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont :

**Etat limite de résistance de béton en compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$

**En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_{st}=3 \quad 10$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 18} = 0,2 \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,928 \\ k_1 = 54,17 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_T^{max}}{\beta_1 d K_1 A_{st}} = \frac{8,57 \times 10^6}{0,928 \times 180 \times 54,17 \times 235} = 4,03 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4,03 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis

$$A_{sa} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 A_{sa}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \quad \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,876 \\ k_1 = 25,48 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_T^{max}}{\beta_1 d K_1 A_{st}} = \frac{8,57 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 25,48 \times 235} = 9,08 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 9,08 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

La vérifications étant satisfaite donc les armatures a l'ELU sont satisfaisantes

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est effectuer.

- **Etat limite de déformation :(Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

**Avec :**

h : hauteur de la section droite,

L : longueur de la travée entre nus d'appuis,

d: hauteur utile de la section droite,

b<sub>0</sub> : longueur de la nervure,

M<sub>0</sub> : moment fléchissant maximum de la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres,

M<sub>t</sub> : moment fléchissant maximum en travée.

### Application

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22.5} = 0,04 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{15} \times \frac{8,57}{8,62} = 0.07 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{2,35}{12 \cdot 18} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

### **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

**Avec :**  $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$

L = 400-25 = 375 : Longueur réel (libre) de la poutrelle.

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

E<sub>v</sub> : Module de déformation différée,  $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$

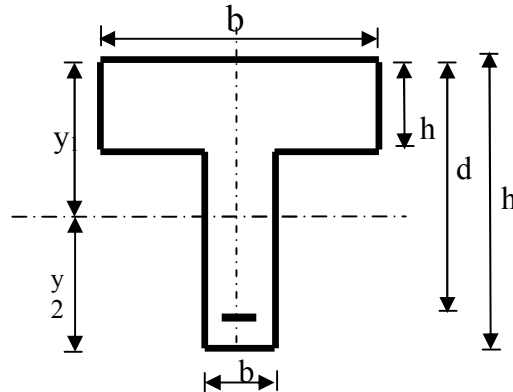
$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$M_s^t$  = Moment de service maximum dans la travée.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.



Figure(III.C.12) :Section de la poutrelle.

**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,35$$

$$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.10^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35(12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^2$$

### Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \quad \beta = 0.981$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.011} = 1.495$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{8.57 \times 10^6}{0.981 \times 180 \times 235} = 206.52 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.67 ; 0 \} = 0.67$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 1.495 \times 0.67} = 10992.71 \text{ cm}^4$$

### **D'où la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{8.57 \times 100 \times 375^2}{10 \times 10992.71 \times 10818.86} = 0.15 \text{ cm} < \bar{f} = 0.80 \text{ cm}$$

### **Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3 HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.**

Armatures en appuis : **2 HA 10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.**

Armatures transversales : **2HA6=0.56 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.**



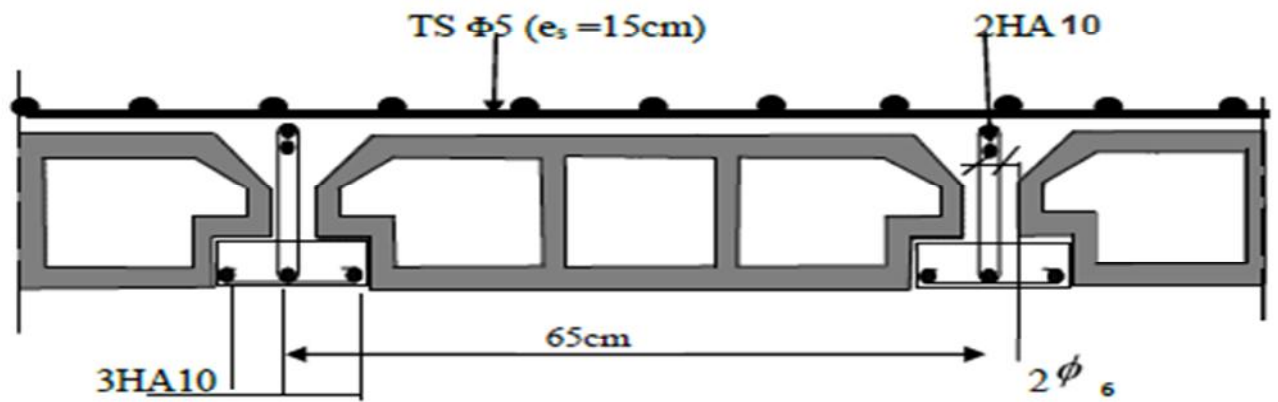


Figure (III.4.11) : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

**III.7: Calcul de la poutre palière :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

**III. 7.1 : Prédimensionnement :**

- La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18,66\text{cm} \leq h_t \leq 28\text{cm}$$

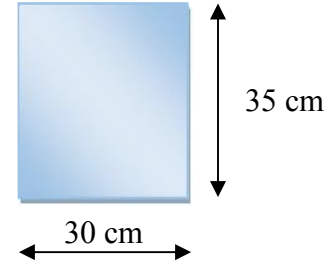


Figure III.7.1 : Section de la poutre palière.

**Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour  $h_t = 35\text{cm}$ .**

- La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

**D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 30\text{cm}$**

- Recommandation de RPA 99 Version 2003 :**

$$b \geq 25\text{cm} \quad , \quad h_t \geq 30\text{cm} \quad \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**III.7.2 : Détermination des charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre:  $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$

Effort tranchant à l'appui ELU :  $T_u = 53,02\text{KN}$

Effort tranchant à l'appui ELS :  $T_s = 38,51\text{KN}$

**III.7.3) Combinaisons des charges :**

$$\begin{cases} q_u = 1,35 G + T_u = 1,35 \times 2,62 + 53,02 = 56,56 \text{ KN/ml.} \\ q_u = 56,56 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_s = G + T_s = 2,62 + 38,51 = 41,13 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 41,13 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**III.7.4) Calcul des efforts à l'ELU :**

- Moment isostatique :**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 56,56 \times \frac{(2,80)^2}{8} \quad M_0 = 55,43 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

**Aux appuis :**  $M_a = -0,30 M_0 = -16,63 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 47,11 \text{ KN.m}$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{56,56 \times 2,8}{2} = 79,18 \text{ KN}$$

- **Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**

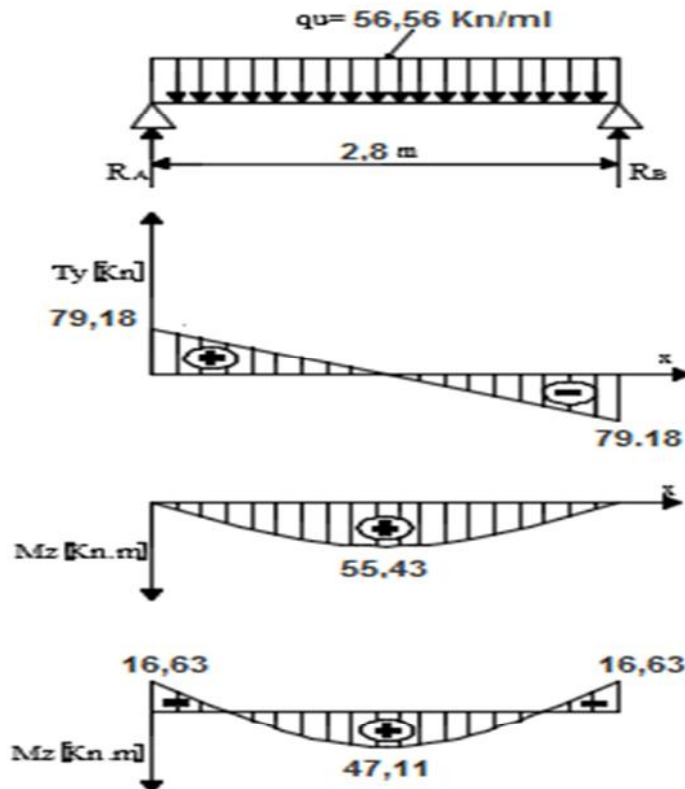


Figure (III.7.2) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

**Calcul des armatures :**

$$b = 30 \text{ cm}; \quad h = 35 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 33 \text{ cm}.$$

- **En travée :**

$$M_u^t = 47,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{47,11 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14.2)} = 0.101 < \mu_l = 0.392. \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.101 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.945$$

$$A_t = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{47,11 \times 10^3}{0,945 \times 33 \times 348} = 4,34 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A_t = 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

• Aux appuis :

$$M_u^{ap} = 16,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,63 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14.2)} = 0.036 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.036 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{16,63 \times 10^3}{0,982 \times 33 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

### III.7.4) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < (A_t = 4,52 \text{ cm}^2, A_a = 3.39 \text{ cm}^2) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2) :

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{16,63 \times 10}{30 \times 33} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art.6.1.3)

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression:

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{79.18 \times 10}{0.9 \times 33 \times (3 \times 3.14 \times 1.2)} = 2.36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1.5 \times 2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7.5.2.2) on obtient ce qui suit :

**Aux appuis :**

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\right) = \min(8.75; 14.4; 30) \quad \text{Soit } St=10\text{cm}$$

**En travée :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm} \quad \text{Soit } St=10\text{cm}$$

**Remarque :** les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**III.7.5) Vérifications à l'ELS :**

$$q_s = 41.13 \text{ KN/ml}$$

**a) Moment isostatique :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 41.13 \times \frac{2.8^2}{8} = 40.31 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

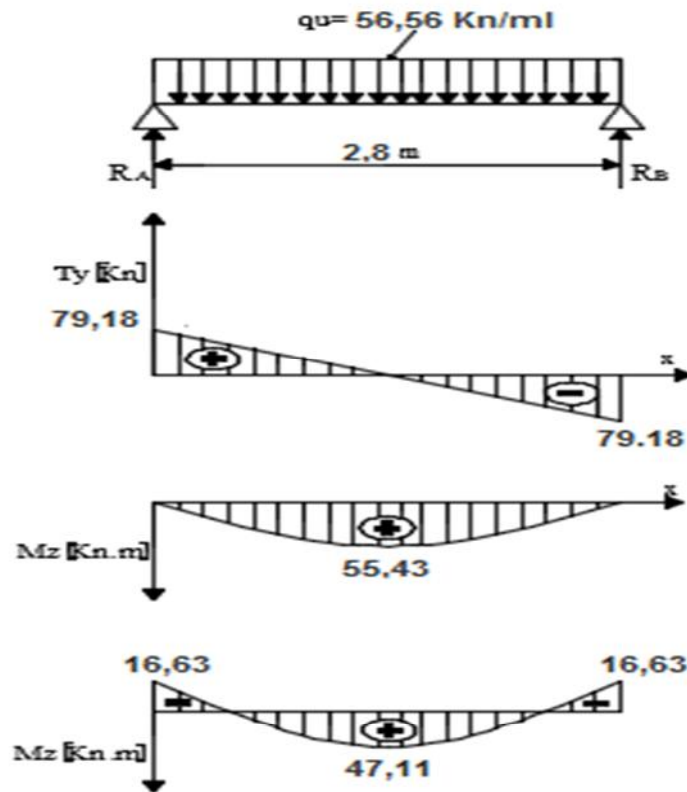
$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 40.31 = -12.09 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 40.31 = 34.26 \text{ KNm}$$

**b) Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{40.31 \times 2.8}{2} = 56.43 \text{ KN}$$

## c) Diagramme du moment et de l'effort tranchant:



## 1) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

## Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

## Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342 \quad \alpha_1 = 0,267$$

$$\beta_1 = 0,911$$

$$k_1 = 43,82$$

$$\sigma = \frac{M_{sa}}{\beta d A_a} = \frac{12,09 \times 10^3}{0,911 \times 33 \times 3,39} = 118,63$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{118,63}{43,82} = 2,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{30 \times 33} = 0,456 \quad \alpha_1 = 0,309$$

$$\beta_1 = 0,897$$

$$k_1 = 33,54$$

$$\sigma = \frac{M_{st}}{\beta d A_a} = \frac{34,26 \times 10^3}{0,897 \times 33 \times 4,52} = 256,06$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{256,06}{33,54} = 7,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

## 2) Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,10 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{34,26}{10 \times 57,02} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,52}{30 \times 33} = 0,004 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Remarque :**

Une vérification vis-à-vis du séisme est nécessaire pour la poutre palière, qu'on effectuera lors de la modélisation de la structure par le logiciel **ETABS**.

## Dalle de la salle machine

### I.1.Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , de surface égale à  $(2.25 \times 2.05 = 4.61\text{m}^2)$  pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson

Avec :  $M_1, M_2$  : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

$$\text{suivants } \rho = \frac{Lx}{Ly}, \frac{U}{Lx}, \frac{V}{Ly}$$

$q$ : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$u, v$  : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge  $q$  contenue de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton.

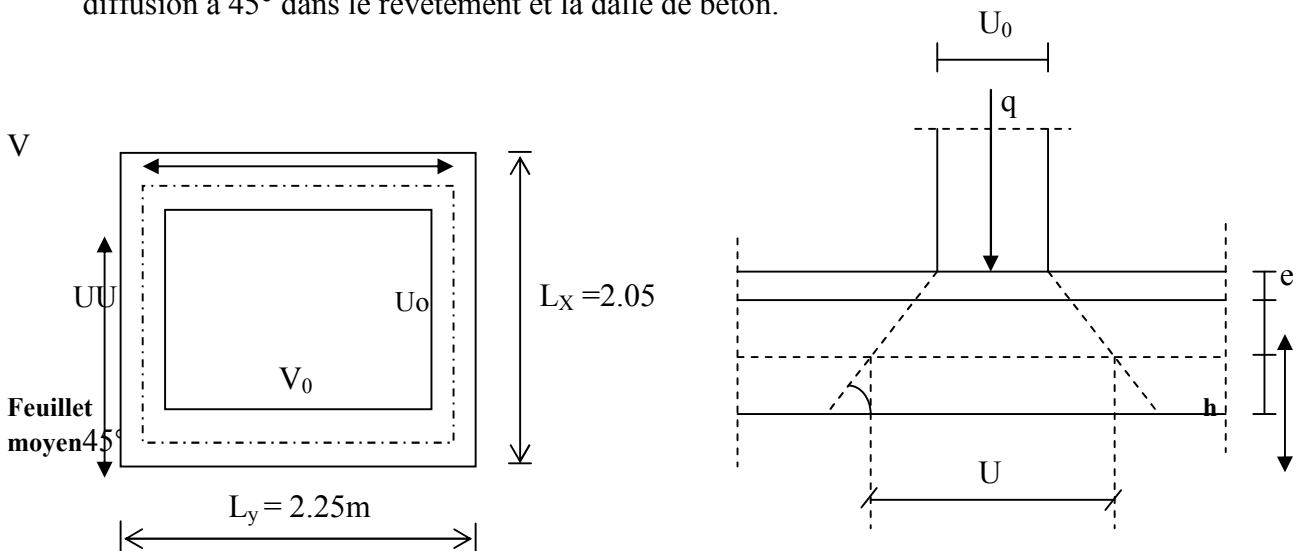


Figure III.39 : Schéma de la salle machine

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

$$u = u_0 + 2 e + h_0$$

$$v = v_0 + 2e + h_0$$



Avec :  $h_0$  : épaisseur de la dalle ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ ).

$e$ : épaisseur du revêtement( $e=5\text{cm}$ ).

$K$  : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$u_0, v_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $u_0=v_0=80\text{cm}$ ).

D'où:  $u = 80+2 \times 5+15 = 105\text{cm}$ .

$v = 80+2 \times 5+15 = 105\text{cm}$ .

### **I.2. Calcul des efforts :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{205}{225} = 0.9 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{205} = 0.512 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{225} = 0.467 \end{array} \right. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :**

$M_1 = 0.1$ .

$M_2 = 0.083$ .

- **Calcul des moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage :**

A l'ELU :  $\nu = 0 \Rightarrow M_{x1} = q_u M_1$

$M_{x2} = q_u M_2$

Avec :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml}$ .

D'où :  $M_{x1} = 121.5 \times 0.1 = 12.15 \text{ N.m}$ .

$M_{x2} = 121.5 \times 0.083 = 10.084 \text{ KN.m}$ .

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$

$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$\mu_x = 0.0458$ .

$\mu_y = 0.778$ .

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q.$$

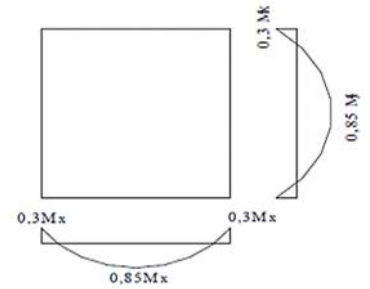
$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1\text{m} = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{d'où: } M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 1.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 1.205 \text{ KN.m.}$$



Les moments dans les deux sens  $L_x, L_y$

• **Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 12.15 + 1.549 = 13.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 10.084 + 1.205 = 11.29 \text{ KN.m.}$$

**Remarque:** Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0,85)** en travée et **70% (0,3)** aux appuis.

**Moment en travée :**  $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{0x} = 11.645 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{0y} = 9.6 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -4.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -3.387 \text{ KN.m}$$

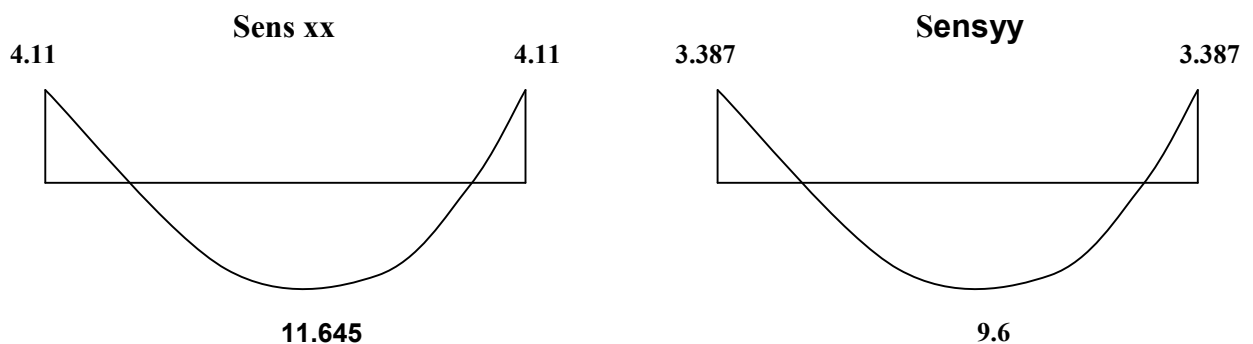


Figure III.40 : Les moments dans les 02sens

**II. Calcul de la section d'armature :****II.1. Sens x-x :**

- **En travée :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x_t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.645 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0048$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.0048 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.0048 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_{x_t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{11.645 \cdot 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.11 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4.11 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.917 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**II.1. Sens y-y :**

- **En travée :**

$$\text{Calcul du moment réduit } \mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.04 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{9.6 \times 10^3}{0.98 \times 13 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Aux appuis :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.387 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

On a :  $\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.387 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.754 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III. Vérification à l'ELU :

#### III.1. Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or :  $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### III.2. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

L'espacement des bars dans la direction la plus sollicitée  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) \dots \dots \text{CV}$

Dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{CV}$

#### III.3. Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.9)}{2} \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

**III.4. Condition de non poinçonnement :**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec  $U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.2\text{m}.$$

$N_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN}.$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5\text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**III.5. Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}.$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7\text{KN/m}^2 = 0.29\text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}.$$

**IV. calcul a l'ELS :****IV.1. Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{ox1} = q_s(M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

$$\text{Avec : } q_s = G = 90 \text{ KN}.$$

$$v = 0.2.$$

$$\text{Donc : } M_{ox1} = q_s(M_1 + v M_2) = 90 (0.1 + 0.2 \times 0.083) = 10.5\text{KN.m}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.083 + 0.2 \times 0.1) = 9.27\text{KN.m}$$

**IV.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85 \text{ KN/ml}.$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0458 \times 5.85 (2.05)^2 = 1.126 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.778 \times 1.126 = 0.876 \text{ KN.m.}$$

#### IV.3. Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 10.5 + 1.126 = 11.626 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 9.27 + 0.876 = 10.146 \text{ KN.m.}$$

**Remarque:** Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0,85)** en travée et **70% (0,3)** aux appuis.

**Moment en travée :**  $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{0x} = 9.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{0y} = 8.62 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -3.04 \text{ KN.m}$$

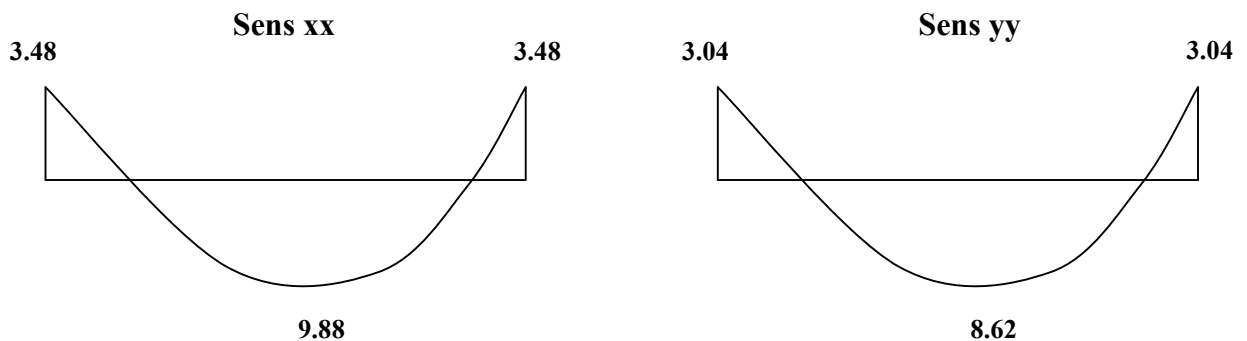


Figure III.41 : Les moments dans les 02 sens

#### V. Vérification à L'ELS :

##### V.1. Contrainte de compression dans le béton :

##### V.1.1. Sens x-x :(sens le plus défavorable).

- Aux appuis :  $M_a = 3.48 \text{ KN.m}$  .

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.48 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 142.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 142.28 = 2.27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**  $M_t = 9.88 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.88 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 262.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 262.8 = 5.256 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Remarque:** les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

## V.2. Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

VI. Ferrailage : on a le même ferrailage dans les deux sens

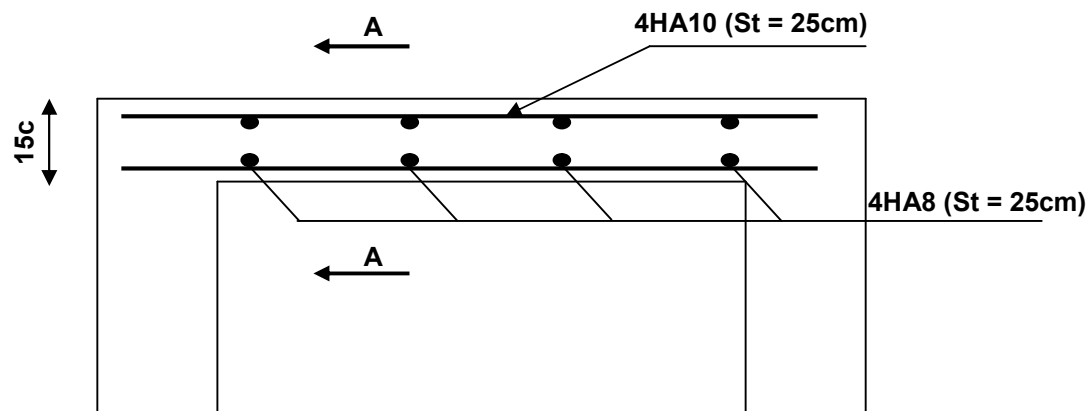


Figure III.42 : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine

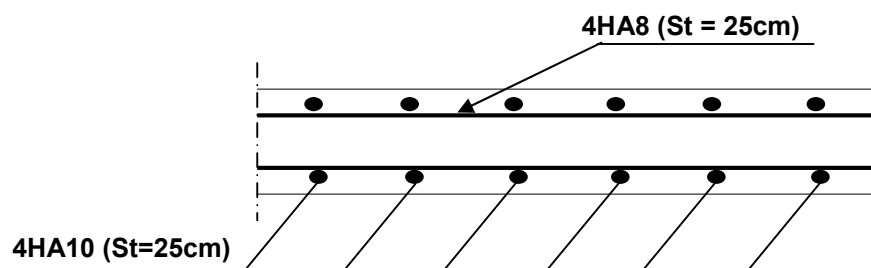


Figure III.43 : Coupe A-A



# **Chapitre IV : contreventement**



**IV.1) Introduction :**

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

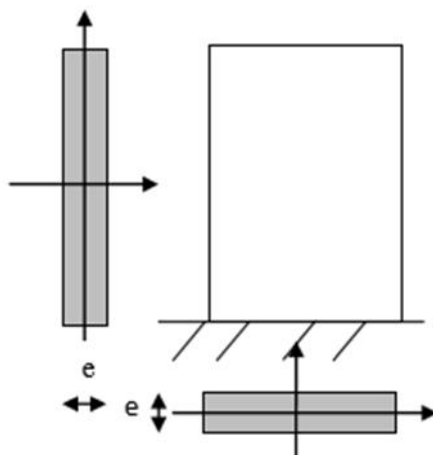
- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends .pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outres les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage

**IV.2) Etude des refends :**

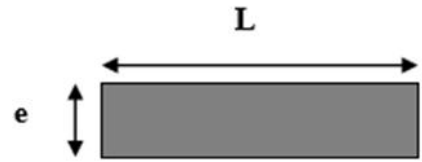
Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins :



**Figure (IV.1) : Vue en plan et en coupe des refends.**

**Calcul des inerties :****a-1) Refends longitudinaux :**

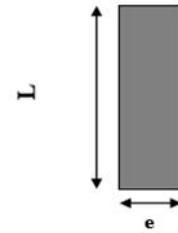
$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend  $I_y$ .

**b-1) Refends transversaux :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend  $I_x$ .

- Inertie des voiles longitudinaux :**

voiles	L(m)	e (m)	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	Nbr de v	$I_{yTOT}$
VL <sub>1</sub>	2,00	0,20	0,133	6	0,798
VL <sub>2</sub>	2,30	0,20	0,202	2	0,404
VL <sub>3</sub>	2,60	0,20	0,292	2	1,858
$I_y = 3,06 \text{ m}^4$					

- Inertie des voiles transversaux:**

voiles	L(m)	e (m)	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	Nbr de v	$I_{xTOT}$
VT <sub>1</sub>	4,25	0,20	1,279	2	2,558
VT <sub>2</sub>	4,00	0,20	1,067	2	2,134
VT <sub>3</sub>	3,25	0,20	0,567	2	1,134
VT <sub>4</sub>	2,05	0,20	0,143	2	0,286
$I_x = 6,112 \text{ m}^4$					

**IV.3) Caractéristiques géométriques des portiques :**

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Poteau :  $k_p = \frac{I_p}{h_c}$  : Moment d'inertie de la poutre.

$h_c$ : Hauteur calculée du poteau ( $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} - h_0$ )

Poutre :  $k_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$  : Moment d'inertie de la poutre.

$L_c$ : Longueur calculée de la poutre ( $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{pout}$   $L_0$ )

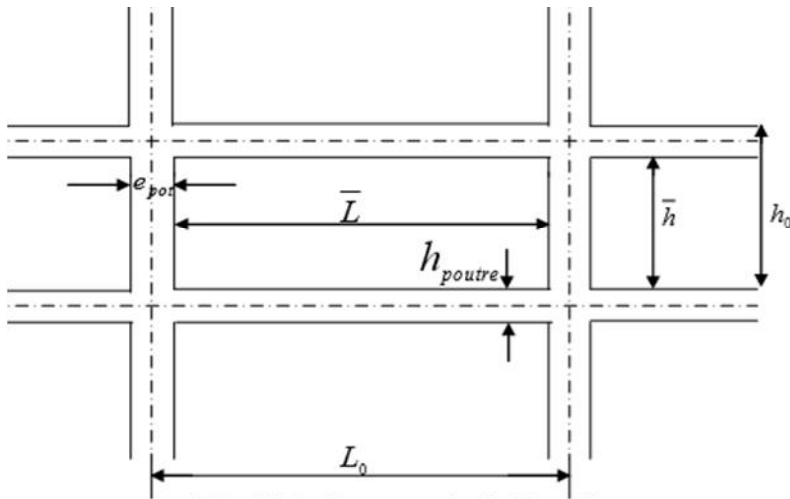


Fig. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

$\bar{L}$  : longueur entre nus des appuis.

$\bar{h}$  : Hauteur entre nue des appuis.

$e_{pot}$  : épaisseur de poteau.

$h_{pout}$  : épaisseur de la poutre.

$L_0$  : Longueur entre axe des poteaux.

$h_0$  : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs

### Rigidités linéaires des poteaux :

- sens longitudinal :

Les poteaux :

niveaux	poteaux	$\bar{h}(\text{cm})$	$e_{pot}(\text{cm})$	$h_c(\text{cm})$	$I_{pot}(\text{cm}^4)$	$K_{pot}(\text{cm}^4)$
Du6au7	30*30	281	30	296	67500	228,04
Du3au5	35*35	281	35	298,5	125052,08	418,93
1et2	40*40	281	40	301	213333,33	708,74
RDC	40*40	417	40	437	213333,33	488,17

Les poutres :

niveaux	Travées	$L_0(\text{cm})$	$e_p(\text{cm})$	$\bar{L}(\text{cm})$	$h_{pout}$	$L_c(\text{cm})$	$I_{pout}(\text{cm}^4)$	$K_{pout}(\text{cm}^3)$
Du6 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	a-b	320	30	290	30	305	56250	184,42
	b-c	400		370		385		146,10
	c-d	360		330		345		163,04
	d-e	310		280		295		190,67
	e-f	360		330		345		163,04
	f-g	400		370		385		146,10
	g-h	320		290		305		184,42
Du3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	a-b	320	35	285	30	300	56250	187,50
	b-c	400		365		380		148,02
	c-d	360		325		340		165,44
	d-e	310		275		290		193,96
	e-f	360		325		340		165,44
	f-g	400		365		380		148,02
	g-h	320		285		300		187,50

Du RDC  au 2 <sup>ème</sup>	a-b	320	40	280		295		190,67
	b-c	400		360		375		150
	c-d	360		320		335		167,91
	d-e	310		270		285		197,36
	e-f	360		320		335		167,91
	f-g	400		360		375		150
	g-h	320		280		295		190,67

- Sens transversal

Poteaux:

niveaux	poteaux	$\bar{h}(\text{cm})$	$e_{pot}(\text{cm})$	$h_c(\text{cm})$	$I_{pot}(\text{cm}^4)$	$K_{pot}(\text{cm}^4)$
Du6au7	30*30	281	30	296	67500	228,04
Du3au5	35*35	281	35	298,5	125052,08	418,93
1et2	40*40	281	40	301	213333,33	708,74
RDC	40*40	417	40	437	213333,33	488,17

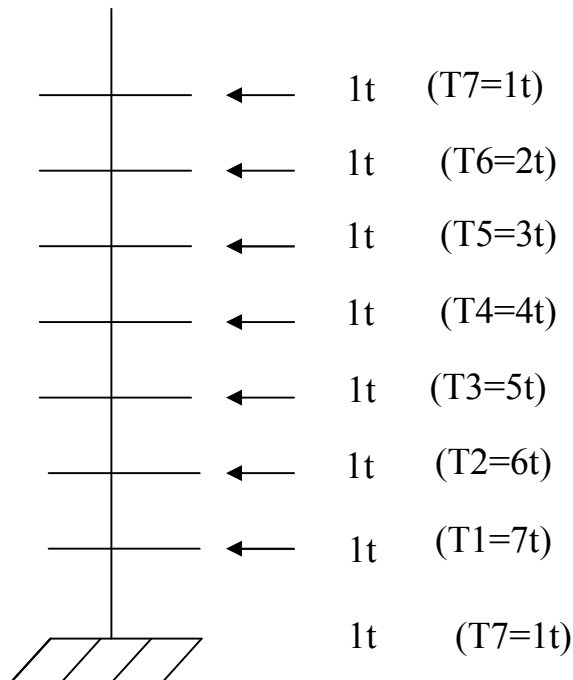
Poutre :

niveaux	Travées	$L_0(\text{cm})$	$e_p(\text{cm})$	$\bar{L}(\text{cm})$	$h_{pout}$	$L_c(\text{cm})$	$I_{pout}(\text{cm}^4)$	$K_{pout}(\text{cm}^3)$
Du6 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	1-2	425	30	395	35	412,50	107187,5	259,84
	2-3	280		250		267,50		400,70
	3-4	400		370		387,50		276,61
	4-5	280		250		267,50		400,70
	5-6	325		295		312,50		343
Du3 <sup>ème</sup> Au 5 <sup>ème</sup>	1-2	425	35	390		407,50		263,03
	2-3	280		245		262,50		408,33
	3-4	400		365		382,50		280,22
	4-5	280		245		262,50		408,33
	5-6	325		290		307,50		348,57
duRDC  au 3 <sup>ème</sup>	1-2	425	40	385		402,50		266,30
	2-3	280		240		257,50		416,26
	3-4	400		360		377,50		283,94
	4-5	280		240		257,50		416,26
	5-6	325		285		302,50		354,33

#### IV.4) Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1[m4], il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.



Figure(IV.3) : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

#### Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie  $I = 1[\text{m}^4]$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci-dessus est donnée par :  $f_i = \frac{s_i d_i}{EI}$

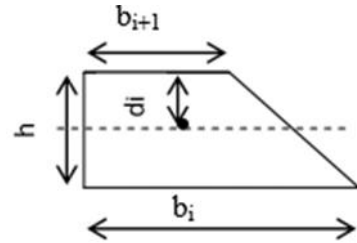
Avec :

$s_i$ : Surface du trapèze

$d_i$ : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$b_i, b_{i+1}$  : Longueur horizontale du trapèze.

$h$ : hauteur du trapèze



$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

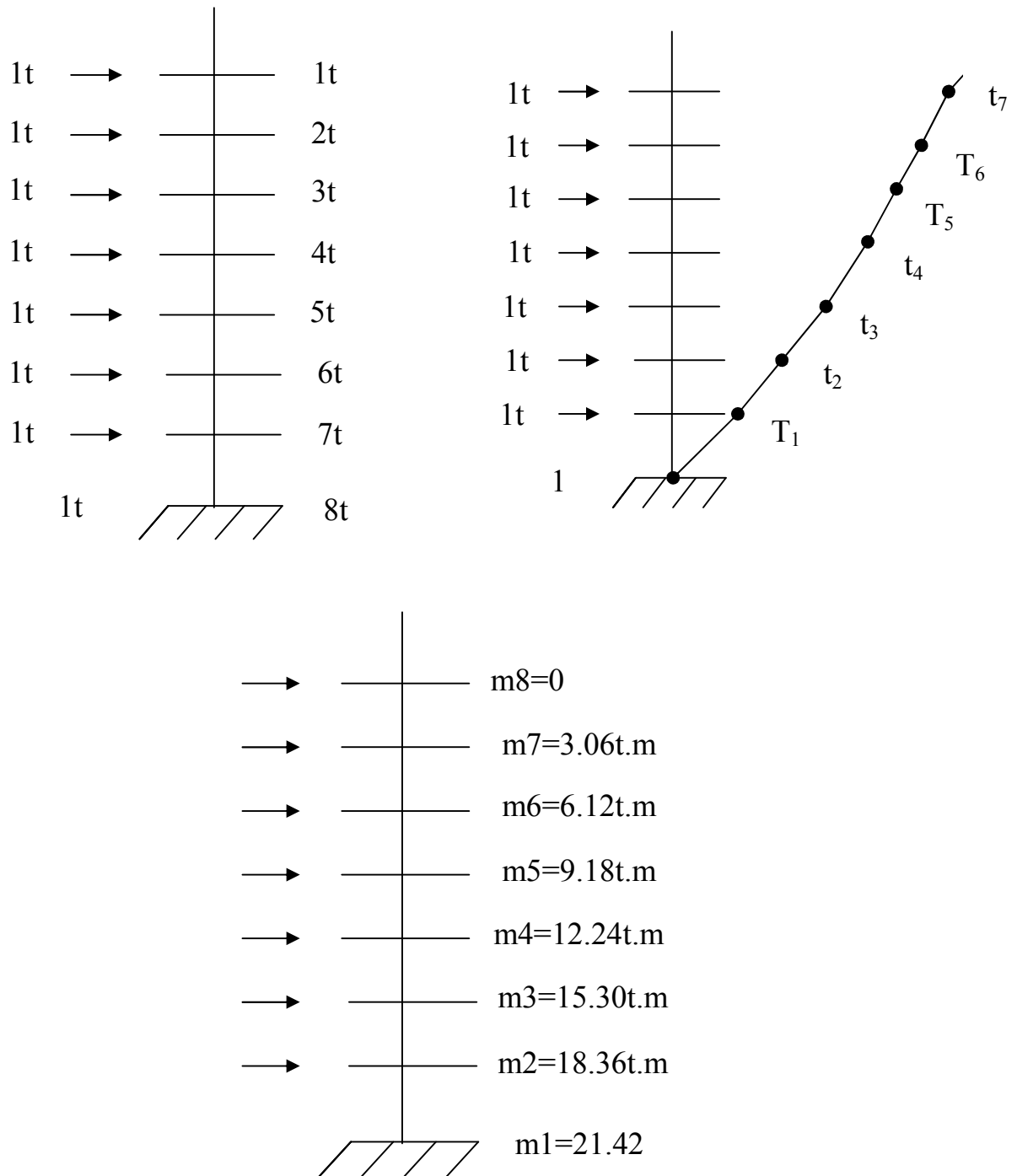
$$s_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$

Calcul de  $S_i \times d_i$  pour les différents niveaux :

NIV	h(m)	bi (m)	bi+1(m)	Si (m2)	di (m)	Si× di	Σ Si× di = EI fi
7	3,06	3,06	0	4,681	2,04	9,549	2065,774
6	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,427	2056,225
5	3,06	18,36	9, 18	42,136	1,700	71,631	2022.798
4	3,06	30,60	18,36	74,908	1,657	124,122	1951,167
3	3,06	45,90	30,60	117,045	1,632	191,017	1827.045
2	3,06	64,26	45,90	168,544	1,615	272,198	1636.028
1	3,06	85,68	64,26	229,408	1,602	367,511	1363.830
RDC	4 ,42	110,16	85,68	432,806	2,302	996,319	996,319

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} = \frac{S_1 \times d_1}{EI} = \frac{996,319}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.



Figure(IV.4) : Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux.



**IV.5 : Calcul des déplacements des portiques :**

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum KP_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

$h$  : hauteur d'étage.

$E$  : module de YOUNG de béton.

$\theta_n, \theta_{n-1}$  : Rotation d'étage.

$n$  : étage

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau  $E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum KP_n}$

La rotation d'un poteau des étages courants  $E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$  :

$Kt_n$  : Raideur des poutres par niveau.

$Kp_n$  : Raideur des poteaux par niveau

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en } (KN.m)$$

**IV.5) Inertie fictive des portiques :**

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec } D_n = \quad n$$

$I_{en}$  : Inertie fictive de portique au niveau  $i$ .

$f_n$  : Flèche du refend au même niveau  $i$ .

$D_n$  : Déplacement du portique au niveau  $i$ .

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	M <sub>n</sub>	M <sub>n-1</sub>	Eθ <sub>n</sub>	Eψ <sub>n</sub>	EΔi	$\sum E\Delta i$	EI fi	Ieiy
7	3,06	0,015	0,0097	3,06	0	8,50	21,25	65,025	3688,683	2065,774	1,78
6	3,06			6,12	3,06	25,50	51	156,06	3623,658	2056,225	1,76
5	3,06			9,18	6,12	42,50	85	260,10	3467,598	2022.798	1,71
4	3,06			12,24	9,18	59,50	119	364.14	3207,458	1951,167	1,64
3	3,06		15,30	12,24	76,50	153	468,18	2843,318	1827.045	1,55	
2	3,06		0,017	18,36	15,30	93,50	187	572,22	2375,138	1636.028	1,45
1	3,06			21,42	18,36	110,50	221	676.26	1802,918	1363.830	1,32
RDC	4,42		0,0306	25,84	21,42	112.20	254,90	1126,658	1126,658	996,319	1,13
									Ieix <sub>moy</sub> =1,54		

Avec :  $\sum k_{tn} = \sum \frac{I_{poutre}}{L}$  ET  $\sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	M <sub>n</sub>	M <sub>n-1</sub>	Eθ	Eψ <sub>n</sub>	EΔi	$\sum E\Delta i$	EI fi	Ie <sub>ix</sub>
7	3,06	0,0066	0,0097	3,06	0	19,318	35,947	109,997	5556,018	2065,774	2,68
6	3,06			6,12	3,06	57,954	91,986	281,477	5446,021	2056,225	2,64
5	3,06			9,18	6,12	96,590	156,137	477,779	5164,544	2022.798	2,55
4	3,06			12,24	9,18	135,227	221,062	676,449	4686,765	1951,167	2,40
3	3,06		15,30	12,24	173,863	285,988	875,123	4010,316	1827.045	2,19	
2	3,06		0,017	18,36	15,30	212,50	283,181	866,533	3135,193	1636.028	1,91
1	3,06			21,42	18,36	251,136	336,818	1030,663	2268,66	1363.830	1,66
RDC	4,42		0,0306	25,84	21,42	168,304	280,090	1237,997	1237,997	996,319	1,24
									Ie <sub>iy<sub>mov</sub></sub> =2,15		

#### IV.5) Interprétation des résultats :

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie (m <sup>4</sup> )	pourcentage(%)
portiques	1,54	33,47
Voiles	3,06	66,53
Portiques+voiles	4,60	100

Sens transversal :

	Inertie (m <sup>4</sup> )	pourcentage(%)
portiques	2,15	26,02
Voiles	6,112	73,98
Portiques+voiles	8,262	100

**Conclusion :**

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques.

le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques » les recommandations suivantes :

- ❖ les voiles de contreventements doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales
- ❖ les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de l'interaction à tous les niveaux.
- ❖ les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchants d'étage.

# **Chapitre V : modilisation**



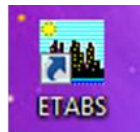
**V-1-Introduction:**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

**V.1.1: Manuel d'utilisation de L'ETABS:**

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS v 9.7

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1):



**Figure ( V.1) :Icône d'Etabs .**

**V.1.2: Etapes de modélisation :****a). Première étape:**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

**➤Choix des unités:**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



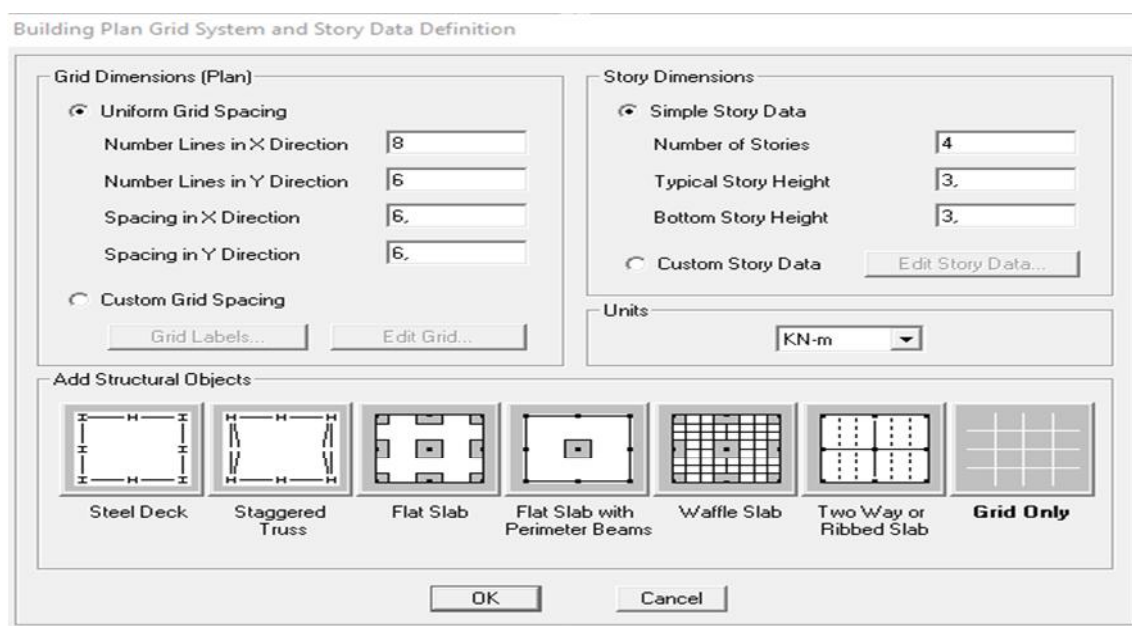
Figure(V.2) :Choix des unités .

### ➤Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model**⇒**Default.edb**.

Cette option permet d'introduire:

- ❖Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- ❖Le nombre de portique suivant y-y,(dans notre cas nous avons 6 lignes suivant y-y)
- ❖Le nombre des étages,(8 niveaux R+7)



Figure(V.3) :Géométrie de base

Après validation de l'exemple on a deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y**. **X-Z**. **Y-Z**.

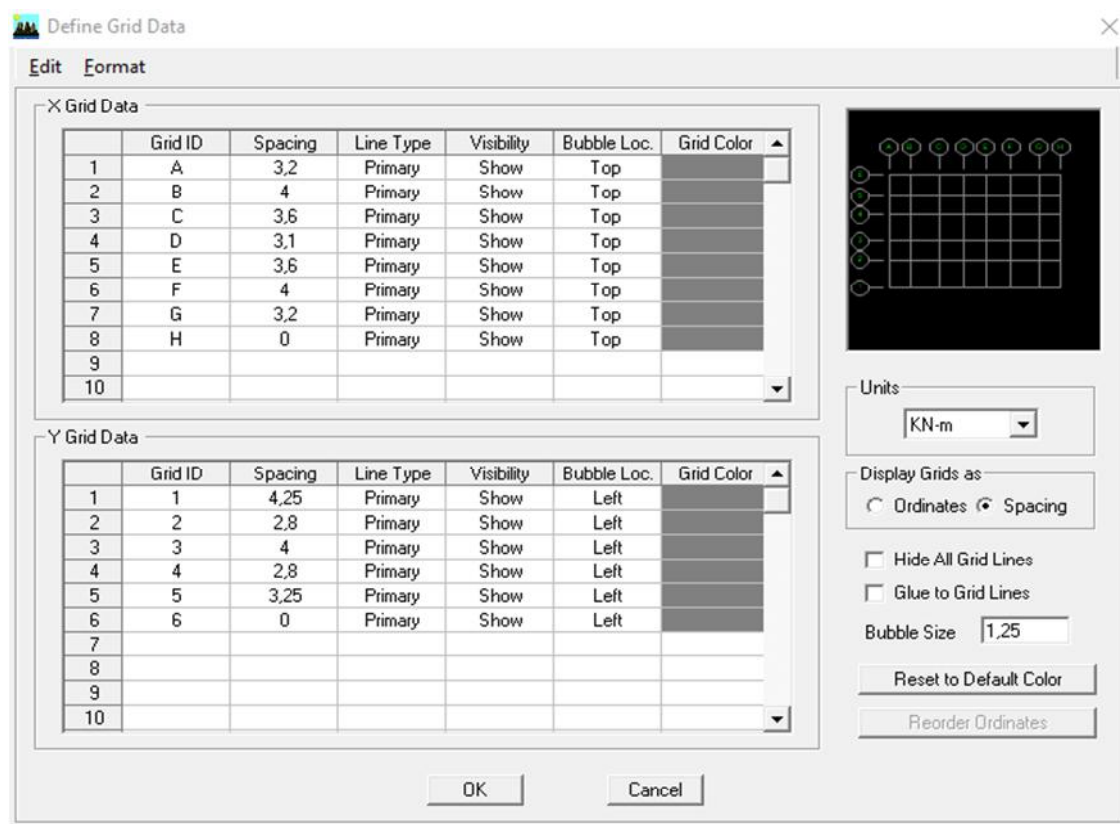
### ➤ Modification de la géométrie de base :

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- On clique sur



- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**



Figure( V. 4) : Modification des longueurs de trames suivant X-X etY-Y .

### B)deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

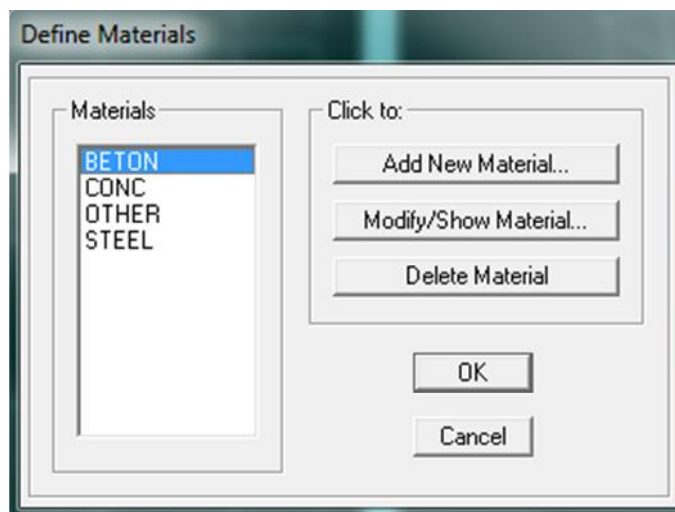
On clique sur **Define**⇒ **Material proprieties** nous sélectionnant **Add new materiale** ton

écrit BETON dans la case **Material name**, ou bien l'icone



et on apporte les

modifications inscrites dans la **Figure 6**:



**Figure (V.5): définir un nouveau matériau .**


**Figure( V.6) Introduction des propriétés mécaniques du béton.**

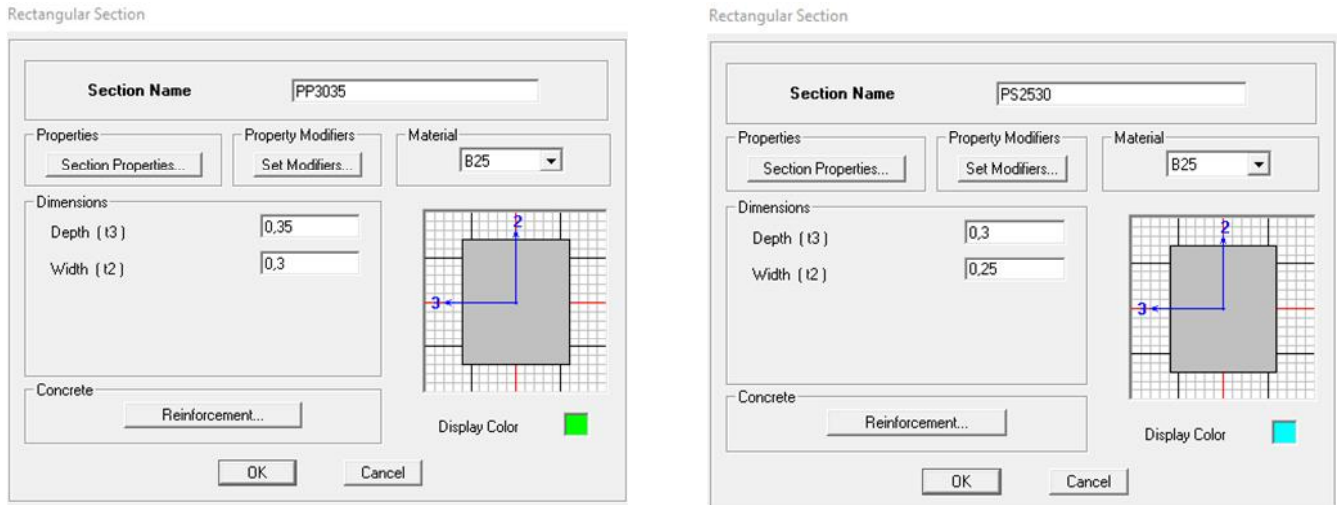
➤ *Troisième étape:*

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)



Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections** (  ), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



**Figure (V.7) : dimensionnement des élém**

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres D'armatures

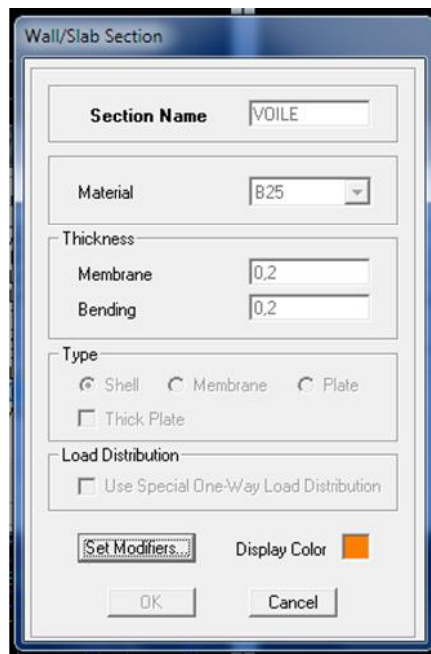
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

**Define** ⇒ **wall/slab/decksection** ⇒ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile **Fig8**



**Figure(V.8) : Dimensionnement des voiles .**

➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à:

Des charges permanentes(**G**)et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :**Define** ⇒ **Static LoadCases**, Ou bien l'icone:



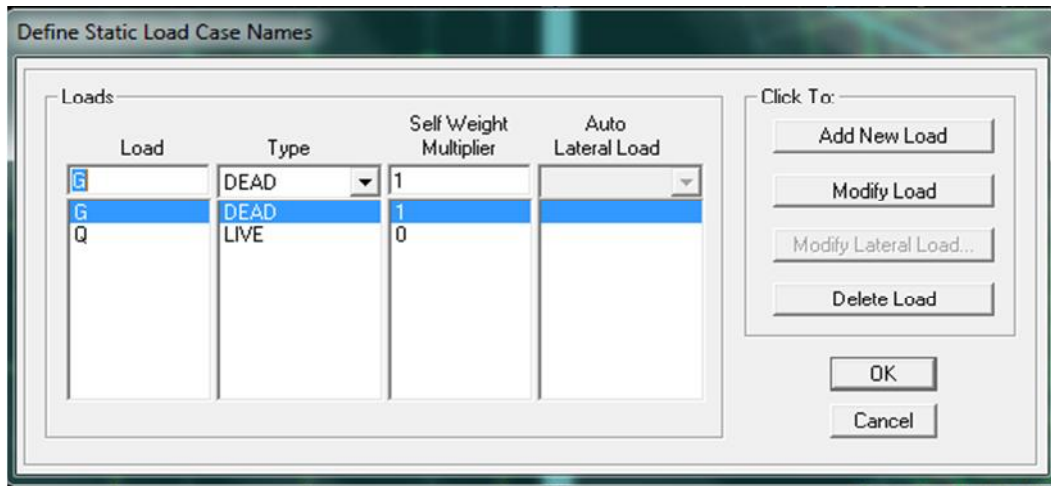


Figure (V.9) : Définition des charges G et Q .

#### ❖ Charge dynamique(E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération  $[(S_a/g)$  Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

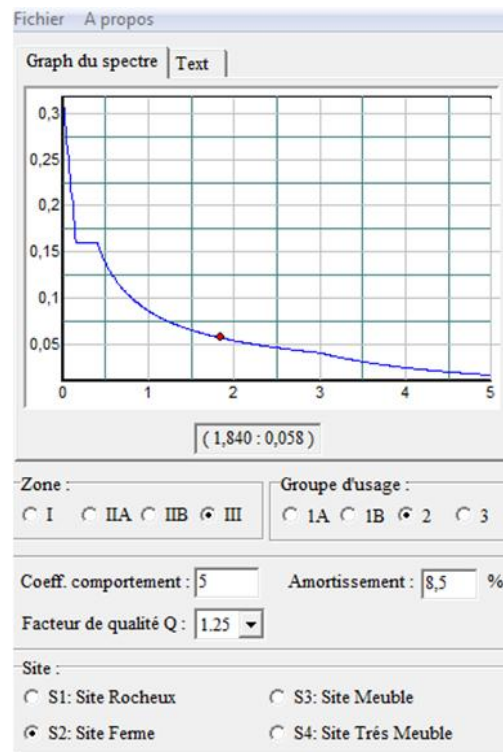
#### Données à introduire dans le logiciel:

- **Zone: III** (Zone à sismicité élevée, voir Annexe1 du RPA2003)
- **Groupe d'usage: 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coefficient de comportement: A=5.** (Mixte portique/voile avec interaction)
- **Remplissage: Dense**
- **Site: S2 (site ferme)**

- **Facteur de qualité (Q):**  $Q = 1 + \frac{Q_p}{2}$

■ On ouvre l'application en cliquant sur l'icône:





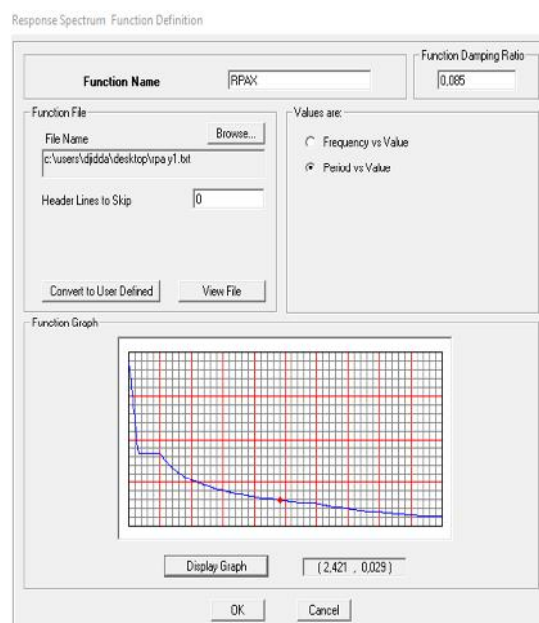
Figure(V .9): le spectre .

❖ Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**

Et on enregistre.

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

**Define** ⇒ **Response Spectrum Functions** ( ou  ) ⇒ **Add Spectrum from file**



Figure( V.10) : la réponse de spectre .

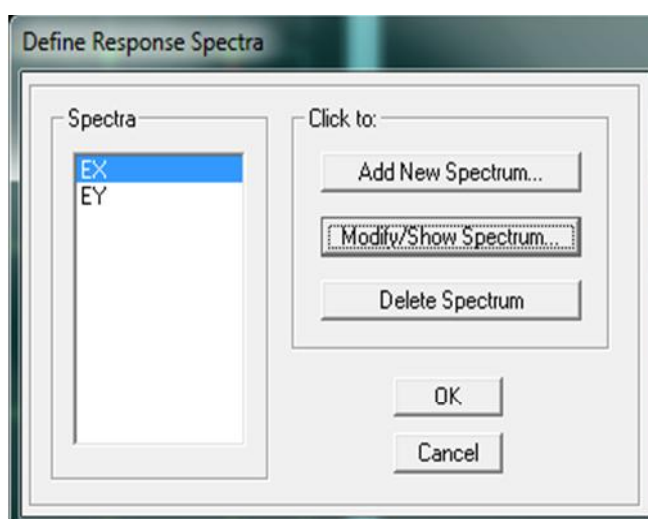
- ❖ Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur:

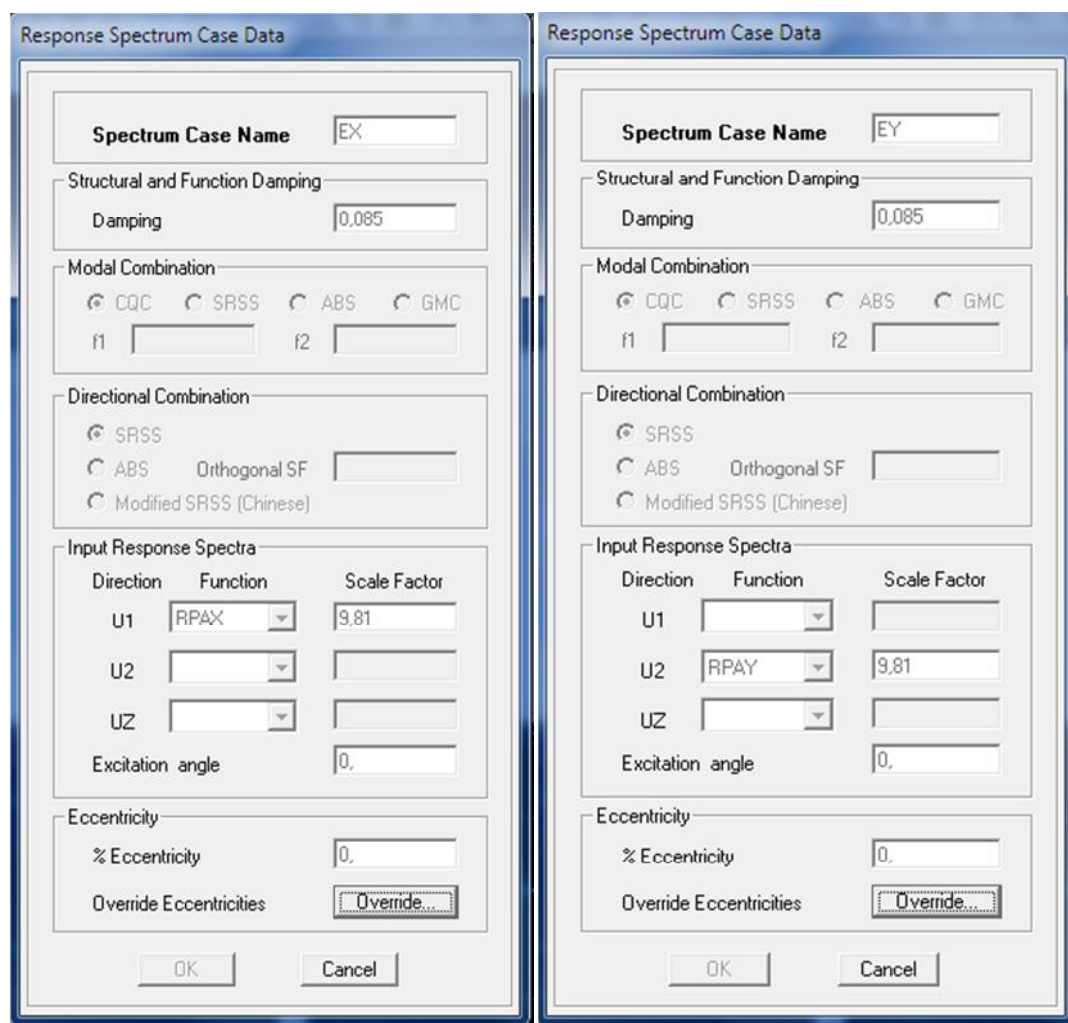
**Define Responses spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum** (ou



).

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **U1 et U2** .





Figure( V.11) : Définition du chargement Ex et Ey (séisme)

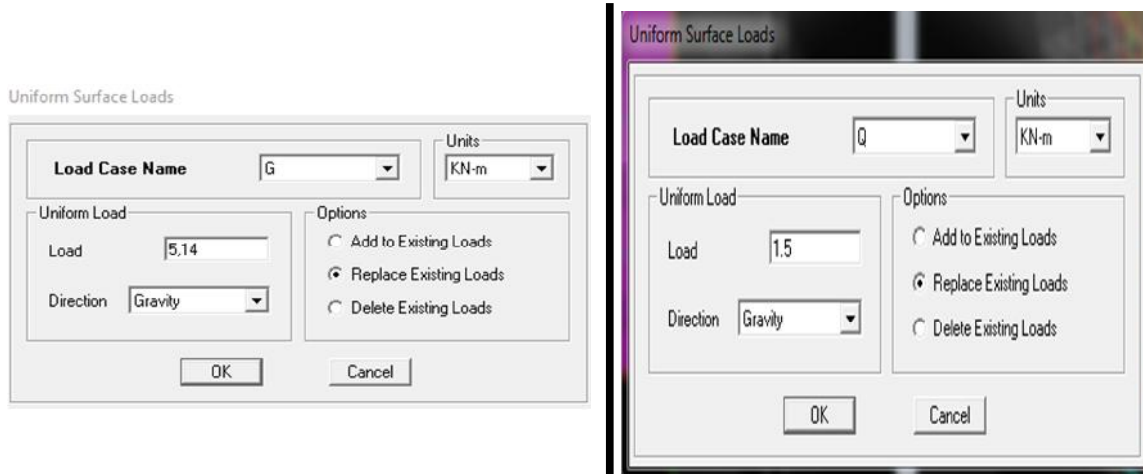
#### ➤Cinquième étape:

Chargement du plancher

#### ❖Etapes du chargement :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

Assign ⇒ Shell/Area loads ⇒ Uniform...ou sur  )



Figure( V.12) : Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (G ou Q) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième étape:**

#### ❖ Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et

Déformations sont:

#### ➤ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):**

**ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS:**  $G + Q$

#### ➤ **Combinaisons accidentelles du RPA:**

**GQ E:**  $G + Q \pm E$


**0,8GE:**  $0,8G \pm E$

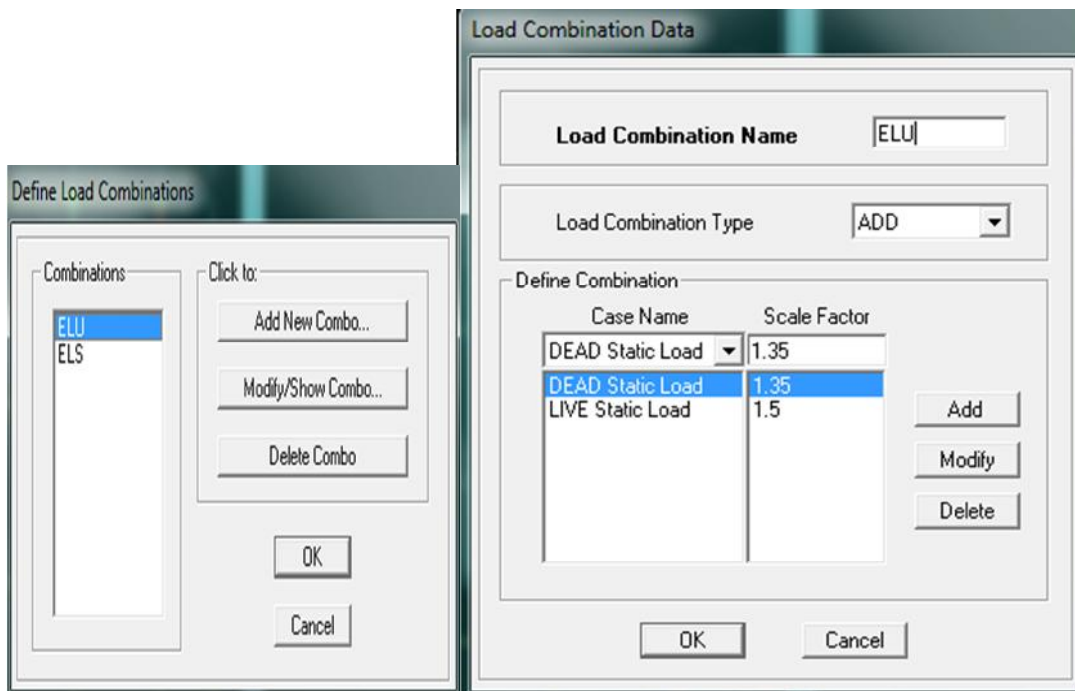
## Chapitre V

### Modélisation

---

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** ⇒ **load Combinations** ⇒ **Add New Combo** ou  )



**Figure( V.13) :Introduction des combinaisons d’actions**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

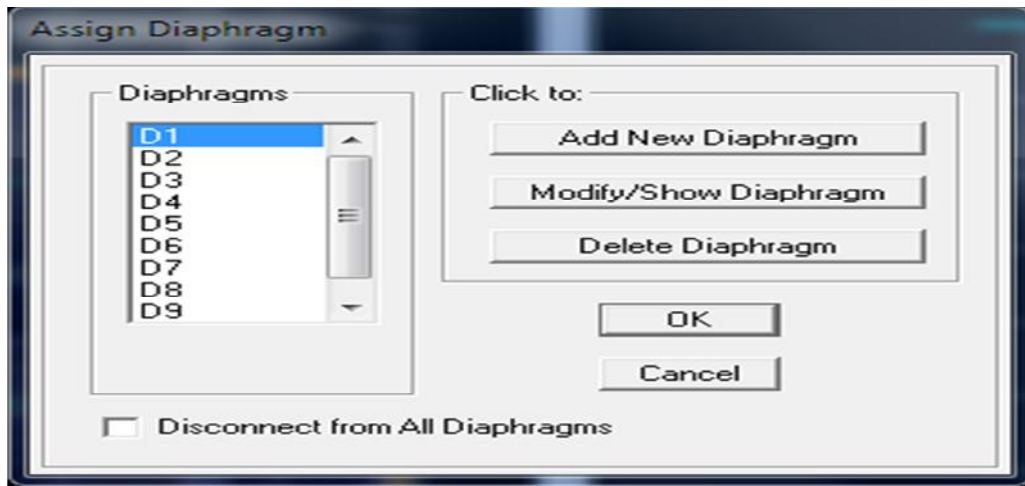
doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New** **Diaphragm** ou







Figure( V.14) : Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Septième étape :**

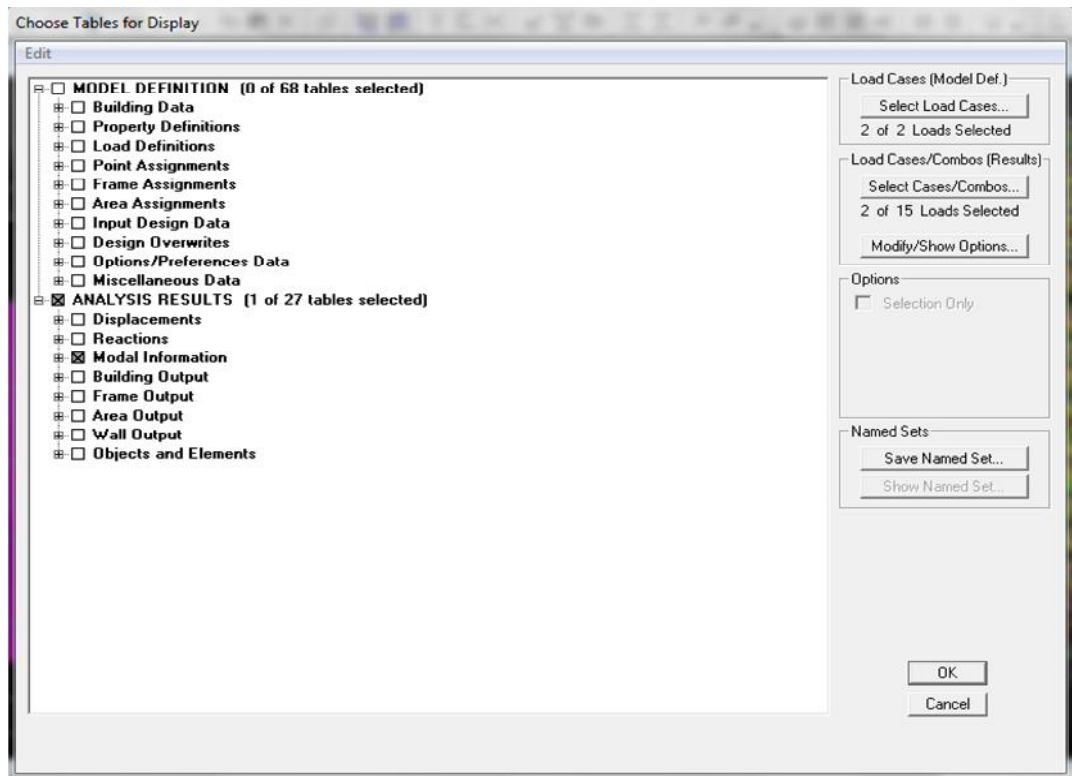
**Analyse et visualisation des résultats**

Pour le lancement de l'analyse:                    **Analyze** ⇒ **Run**   **Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

❖ **Période et participation modale:**

Dans la fenêtre **Display** ⇒ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».




Figure( V.15) : Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**  dans le menu **Display**.

- **Efforts internes dans les éléments barres:**

❖ **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :


**Display** ⇒ **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne «**Frame Forces**»(Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

❖ **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

❖ **Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles,  **Area Out put** on clique sur «**Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** , la colonne  $U_x$  correspond au sens  $xx$ , et  $U_y$  au sens  $yy$ ,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

«**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit« **EX ou EY** »

- **Effort tranchant de niveau:**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY** .

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

**Remarque :**

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant

La case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

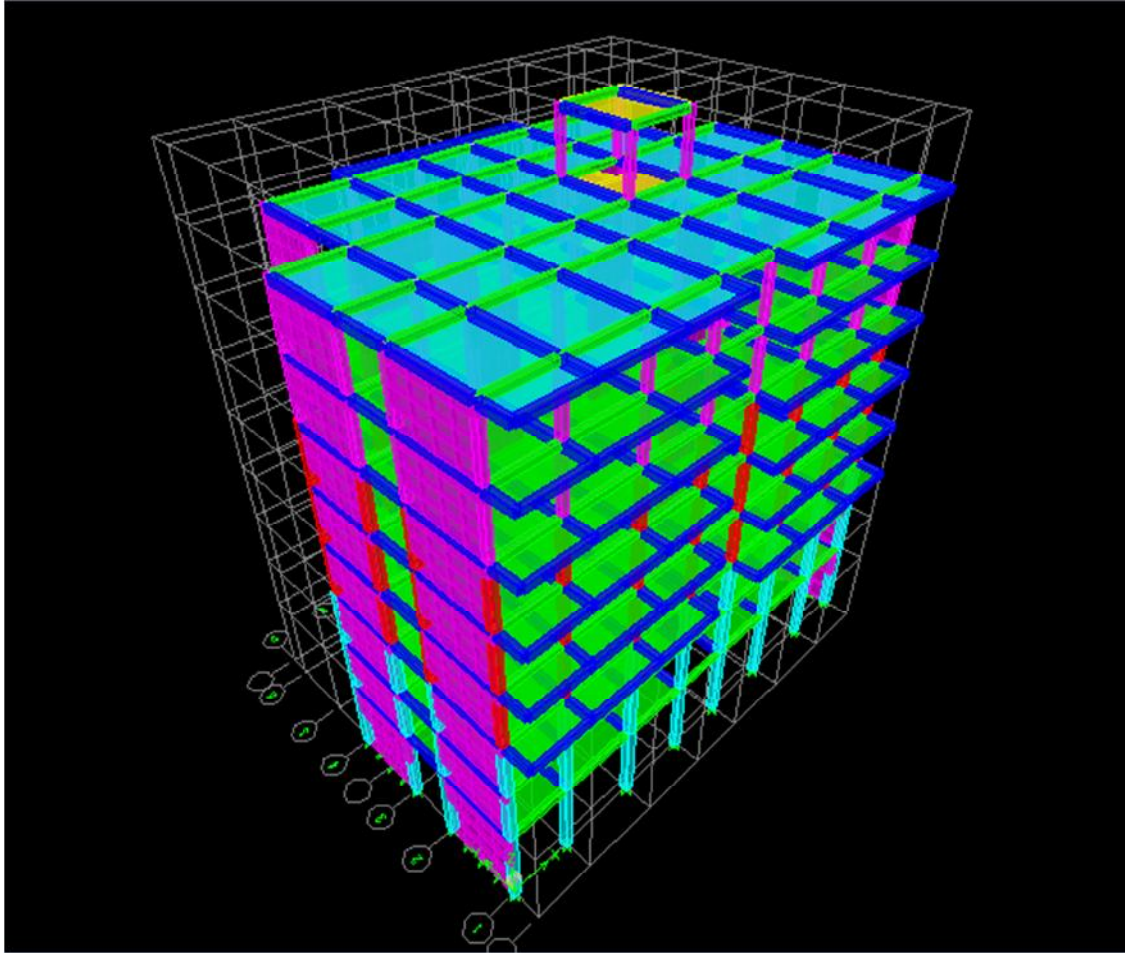


Figure (V. 16): Schéma final de notre structure en 3D.

**Visualisation des résultats :**

- **Période et participation modale:**

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

# **Chapitre VI : vérification RPA**



**V.1) Introduction :**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le **RPA** nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**5Vt**) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **90%** 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

**V.2) Vérification de la période :****Estimation de la période fondamentale de la structure :**

- \* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculer par des méthodes analytiques ou numériques.
- \* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

**h<sub>n</sub>**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**C<sub>T</sub>** : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **(4.6) du RPA 99**.

Avec : **C<sub>T</sub> = 0.05**

**Remarque :****L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :**

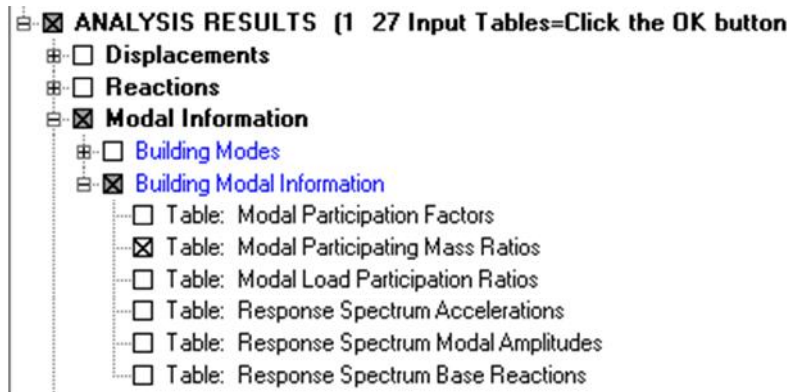
Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques, ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 28.9^{3/4} = \mathbf{0.62 \text{ sec.}}$$

D'où :

$$T = 1.3 \times 0.62 = \mathbf{0.80 \text{ sec}} > T_{ETABS} = \mathbf{0.79 \text{ sec}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Display    Show tables**



OK

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	1	0,792726	74,3609	0,0188	0,0000	74,3609	0,0188	0,0000
	2	0,581555	0,0274	71,1405	0,0000	74,3883	71,1593	0,0000
	3	0,494535	0,2485	0,1793	0,0000	74,6367	71,3386	0,0000
	4	0,213142	14,7611	0,0022	0,0000	89,3978	71,3408	0,0000
	5	0,170350	1,0355	0,0378	0,0000	90,4333	71,3786	0,0000
	6	0,167601	0,0642	1,3515	0,0000	90,4976	72,7301	0,0000
	7	0,162036	0,0368	0,0732	0,0000	90,5344	72,8033	0,0000
▶	8	0,131014	0,0051	17,8733	0,0000	90,5395	90,6767	0,0000
	9	0,109202	0,0844	0,1177	0,0000	90,6240	90,7944	0,0000
	10	0,090391	5,4462	0,0003	0,0000	96,0701	90,7947	0,0000
	11	0,056325	0,0013	5,8242	0,0000	96,0714	96,6189	0,0000
	12	0,051699	2,4898	0,0010	0,0000	98,5612	96,6199	0,0000

Tableau (V.1) : Période et participation massique.

La somme des masses modales dans le 8<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 69,89% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 69,48%.

**a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{4.1 Du RPA 99}$$

**b) Déduction des coefficients A, D, et R :**

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
  - Zone sismique III
- } **A = 0.25 (Tab 4.1).**



**R:** coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 5** (Mixte portiques/voiles avec interaction). (**Tab 4.3 RPA**)

**c) Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i q_i$$

**p<sub>q</sub>**: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. P<sub>x</sub> = 0.00**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. P<sub>y</sub> = 0.00**

- **Régularité en plan**

**Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Suivant **x-x** : **Condition non vérifiée. P<sub>qx</sub> = 0.05**

Suivant **y-y** : **Condition non vérifiée. P<sub>qy</sub> = 0.05**

- **Condition de régularité en élévation :**

**La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

- La vérification des masses et rigidités :

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment.....**Condition vérifiée.**

- Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le **séisme** de **2003**.

Pénalité $P_q$ :		
Critère $q$	Sens X-X	Sens Y-Y
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,00	0,05
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,00	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
	0,10	0,15

Tableau (V.2) : Valeurs de pénalités  $P_q$  dans les deux sens.

Donc :  $Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.25 = 1.25$

**D**: facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de **RPA99**, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 2.5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \\
 D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \quad T \leq 3.0s \\
 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} 3.0 \left( \frac{T}{3.0} \right)^{\frac{5}{3}} \quad T \geq 3.0s
 \end{array} \right.$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme  $S_2 \quad T_2 = 0.4 s$ .

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

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

$\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

$$\xi = 8,5\% \rightarrow$$

D'où  $\eta = 0.82 \geq 0.70$  ..... Condition vérifiée.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

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

$$T = 0,05 \times 28,9^{3/4} = 0,62 \text{ sec.}$$

$$D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$= 2,5 \cdot 0,82 (0,4 / 0,57)^{2/3} \rightarrow D = 1,98$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.25	Tableau 4.1
Période caractéristique $T_2$	0.4 s	Tableau 4.7
Coefficient $C_T$	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.98	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.25	Formule 4.4
Poids total de la structure Wt	36618,99 KN	/

Tableau (V.3) : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt .

Display    show tables

Select Cases/Combos...

Select Output

Select

- 08GMEY Combo
- ELS Combo
- ELU Combo
- EX Spectra
- EY Spectra
- G Static Load
- GQEX Combo
- GQEXM Combo
- GQEY Combo
- GQEYM Combo
- POIDG02Q Combo**

OK Cancel Clear All

Choose Tables for Display

Edit

☐ MODEL DEFINITION (0 70 Input Tables--Click the OK button)

- ☐ Building Data
- ☐ Property Definitions
- ☐ Load Definitions
- ☐ Point Assignments
- ☐ Frame Assignments
- ☐ Area Assignments
- ☐ Input Design Data
- ☐ Design Overrides
- ☐ Options/Preferences Data
- ☐ Miscellaneous Data

☒ ANALYSIS RESULTS (1 25 Input Tables--Click the OK button)

- ☐ Displacements
- ☐ Reactions
- ☐ Modal Information
- ☒ Building Output
  - ☐ Table: Center Mass Rigidity
  - ☒ Table: Story Shears
  - ☐ Table: Tributary Area and RLLF
  - ☐ Table: Special Seismic Rho Factor
- ☐ Frame Output
- ☐ Area Output
- ☐ Wall Output
- ☐ Objects and Elements

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...

2 of 2 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...

1 of 15 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

☐ Selection Only

Named Sets

Save Named Set...

Show Named Set

OK Cancel

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX
	ET7-1	POIDS	Bottom	188,76	0,00	0,00	0,000	1708,278
	ET7	POIDS	Top	3746,91	0,00	0,00	0,000	32753,542
	ET7	POIDS	Bottom	4800,32	0,00	0,00	0,000	41788,058
	ET6	POIDS	Top	7940,93	0,00	0,00	0,000	69971,024
	ET6	POIDS	Bottom	8994,33	0,00	0,00	0,000	79005,540
	ET5	POIDS	Top	12197,74	0,00	0,00	0,000	107185,380
	ET5	POIDS	Bottom	13360,54	0,00	0,00	0,000	117126,134
	ET4	POIDS	Top	16501,15	0,00	0,00	0,000	145309,101
	ET4	POIDS	Bottom	17663,95	0,00	0,00	0,000	155249,855
	ET3	POIDS	Top	20841,91	0,00	0,00	0,000	183430,961
	ET3	POIDS	Bottom	22004,71	0,00	0,00	0,000	193371,716
	ET2	POIDS	Top	25469,82	0,00	0,00	0,000	223877,521
	ET2	POIDS	Bottom	26758,84	0,00	0,00	0,000	234863,934
	ET 1	POIDS	Top	30106,62	0,00	0,00	0,000	262278,356
	ET 1	POIDS	Bottom	31395,64	0,00	0,00	0,000	273264,770
	RDC	POIDS	Top	34757,07	0,00	0,00	0,000	300799,785
▶	RDC	POIDS	Bottom	36618,99	0,00	0,00	0,000	316669,049

Tableau(V.4) :Le poid total de la structure .

Application numérique :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W_t$$

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,98 \times 1,1}{5} \times 36618,99 = 3661,10 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,98 \times 1,15}{5} \times 36618,99 = 4169,07 \text{ KN}$$

#### Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente**  $V_{max}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V_t > 0.80 V$ ).

Si  $V_t < 0.80 V_{max}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

$$V_{etabs} \text{ X-X} = 3504,93 > 0.8 V_{RPA} = 0,8 \times 3661,10 = 2928,88 \text{ KN}$$

$$V_{etabs} \text{ Y-Y} = 4175,4 > 0.8 V_{RPA} = 0,8 \times 4169,07 = 3335,25 \text{ K}$$

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T
ET7-1	EX	Bottom	0	68,75	2,06	612,543
ET7-1	EY	Bottom	0	2,75	68,64	1057,025
ET7	EX	Bottom	0	961,14	24,52	7259,892
ET7	EY	Bottom	0	22,27	1164,06	13905,982
ET6	EX	Bottom	0	1585,19	42,12	12052,649
ET6	EY	Bottom	0	39,2	1948,06	23294,145
ET5	EX	Bottom	0	2103,24	56,35	15984,699
ET5	EY	Bottom	0	53,73	2565,13	30696,47
ET4	EX	Bottom	0	2540,78	67,8	19315,685
ET4	EY	Bottom	0	65,47	3071,91	36766,81
ET3	EX	Bottom	0	2893,1	76,72	22031,48
ET3	EY	Bottom	0	74,73	3470,18	41513,884
ET2	EX	Bottom	0	3185,6	83,88	24256,667
ET2	EY	Bottom	0	82,46	3799,53	45407,592
ET 1	EX	Bottom	0	3374,33	88,3	25775,078
ET 1	EY	Bottom	0	87,73	4018,9	47988,068
RDC	EX	Bottom	0	3504,93	90,8	26858,731
RDC	EY	Bottom	0	90,8	4175,4	49842,091

Tableau(V.5) :L'effort tranchant a la base .

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

#### VI.4.1 Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
Terrasse	0,1435	0,0995	0,0135	0.0115	0.0306	OK
7	0,13	0,088	0,016	0.013	0.0306	OK
6	0,114	0,075	0,017	0.013	0.0306	OK
5	0,097	0,062	0,018	0.0135	0.0306	OK
4	0,079	0,0485	0,0185	0.0125	0.0306	OK
3	0,0605	0,036	0,019	0.012	0.0306	OK
2	0,0415	0,024	0,017	0.0105	0.0306	OK
1	0,0245	0,0135	0,014	0.008	0.0306	OK
RDC	0,0105	0,0055	0,0105	0,0055	0,0442	OK

Tableau(V.6): Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

#### V.4.2 Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f$$

f : La flèche admissible.

$H_t$  : la hauteur totale du bâtiment.

##### a) Sous l'action de EX :

$$\Delta_{\max} = 0,03 \text{ m} \quad f = \frac{H_t}{500} = \frac{28,9}{500} = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

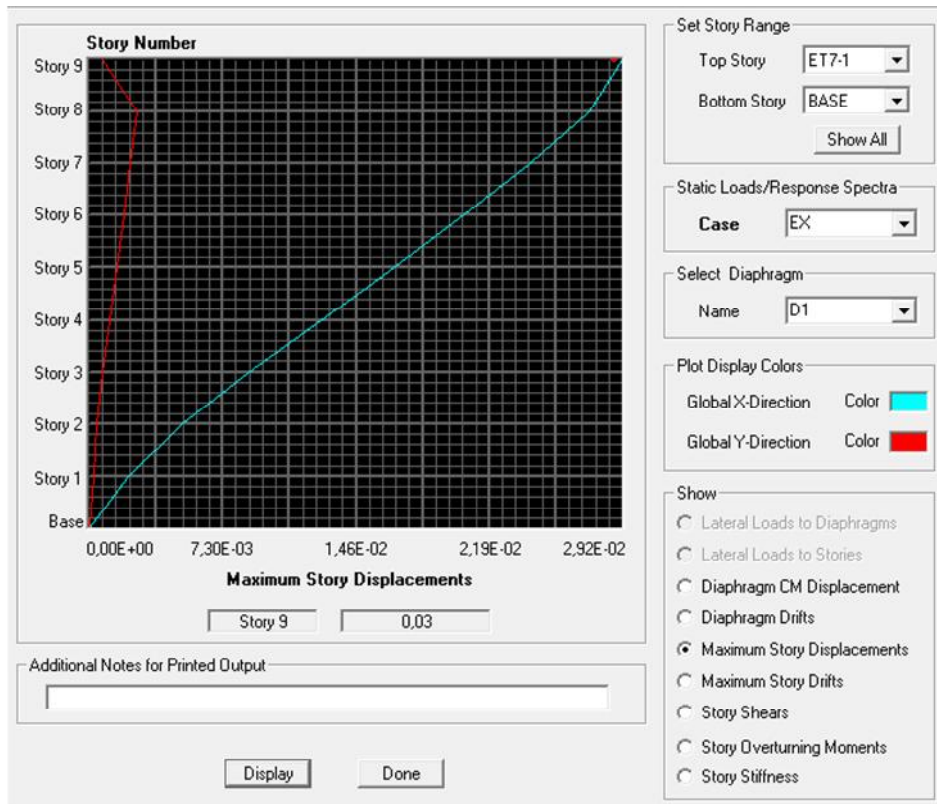


Tableau (V.7) déplacement maximal selon X-X.

b) Sous l'action de EY :

Max = 0,02m  $f = \frac{Ht}{500} = \frac{28,9}{500} = 0.05$  ..... Condition vérifiée

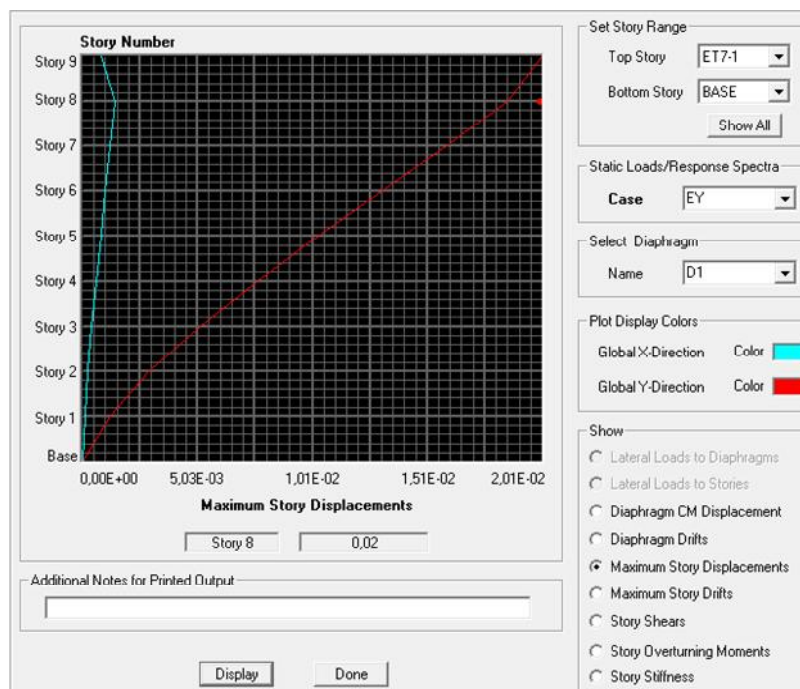


Tableau (V.8) : Déplacement maximal selon y-y.

**VI.5 Vérification de l'excentricité :**

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que :  $|CM - CR| \leq 5\% L$

**Selon X-X**

		Centre de masse	Centre detorsion	Excentricité théorique	Excentricitéacc identelle	
Story	Diaphragm	XCM	XCR	$ CM - CR $	5% L	Vérification
<b>RDC</b>	D1	12,404	12,555	0,151	1,25	CV
<b>ET1</b>	D2	12,393	12,615	0,222	1,25	CV
<b>ET2</b>	D3	12,389	12,632	0,243	1,25	CV
<b>ET3</b>	D4	12,400	12,634	0,234	1,25	CV
<b>ET4</b>	D5	12,400	12,629	0,229	1,25	CV
<b>ET5</b>	D6	12,401	12,624	0,223	1,25	CV
<b>ET6</b>	D7	12,401	12,619	0,218	1,25	CV
<b>ET7</b>	D8	12,326	12,617	0,291	1,25	CV
<b>ET-1</b>	D9	15,700	12,704	0,004	1,25	CV

Tableau ( V.9): Vérification de l'excentricité :Selon X-X.



Selon Y-Y

		Centre de masse	Centre de torsion	Excentricité théorique	Excentricité accidentelle	
Story	Diaphragme	YCM	YCR	$ CM - CR $	5% L	Vérification
RDC	D1	8,299	8,918	0,619	0,995	CV
ET1	D2	8,283	8,863	0,580	0,995	CV
ET2	D3	7,862	8,798	0,936	0,995	CV
ET3	D4	7,913	8,742	0,829	0,995	CV
ET4	D5	7,913	8,692	0,779	0,995	CV
ET5	D6	7,908	8,650	0,742	0,995	CV
ET6	D7	7,905	8,621	0,716	0,995	CV
ET7	D8	7,693	8,604	0,911	0,995	CV
ER7-1	D9	9,050	9,125	0,075	0,995	CV

**Tableau (V.10) : Vérification de l'effet P-Delta.**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement «delta» ( $\Delta$ ).

➤ La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée «négligeable» et donc ignorée dans le calcul.

Il y a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- $\delta$**  : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1$  tel que :

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**$P_K$**  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

**$V_K$**  : effort tranchant d'étage au niveau «K».

**$\Delta_K$**  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

**$h_K$** : hauteur de l'étage «K».

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Etage	$P_k$	$\Delta_k$ X(m)	$\Delta_k$ y(m)	V kx	V ky	$H_K$ (m)	$\theta_{kx}$	$\theta_{ky}$
Etage 7-1	188,76	0,0135	0 ,0115	68,75	32,83	3,06	0,012	0,021
Etage 7	4800, 32	0,016	0,013	961,14	876,82	3,06	0,026	0,023
Etage 6	8994, 33	0,017	0,013	1585,19	1633,54	3,06	0,031	0,023
Etage 5	13360,54	0,018	0,0135	2103,24	2315,28	3,06	0,037	0,025
Etage 4	17663,95	0,0185	0,0125	2540,78	2934,31	3,06	0,042	0 ,024
Etage 3	22004,71	0 ,019	0,012	2893,1	3492,42	3,06	0,047	0,024
Etage 2	26758,84	0,017	0,0105	3185,60	4044,01	3,06	0 ,046	0,022
Etage 1	31395,64	0,014	0,008	3374,33	4505,75	3,06	0,042	0,018
RDC	36618,99	0,0105	0,0055	3504,93	4958,71	4,42	0,024	0,009

**Tableau(V.11) : Vérification de l'effet P-Delta.**

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

**Conclusion :**

*D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :*

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailler les différents éléments structuraux.

# **Chapitre VII :**

## **Ferraillages des éléments**



**VII.1) Introduction :**

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent. Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

**VII.2) Ferraillage des poutres :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les Sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.
- $G + Q$  : à L'ELS
- $G + Q + E$  : RPA99 révisé 2003.
- $0.8G + E$  : RPA99 révisé 2003.

**VII.2.1) Recommandations du RPA99 :****a) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre  $0,5\% b h$ 
  - Poutre principales :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$ .
  - Poutre secondaire :  $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$ .
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
  - **En zone courante** : Poutres principales :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$   
 Poutres secondaires :  $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$
  - **En zone de recouvrement**: Poutres principales :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$   
 Poutres secondaires :  $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$
- La longueur minimale de recouvrement et de  $50\varnothing$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$

**b) Armatures transversales :**

- La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :  

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :  

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t = \frac{h}{4} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\varphi$  Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.2) Calcul des armatures à l'ELU :

**a) Armatures longitudinales:** elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$  et  $\gamma_b = 1.5$

Pour les feE400 on a :  $\mu_1 = 0.392$

**1er cas :**

$\mu \leq \mu_1 = 0.392$  S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires); la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :  $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s = 1.5$  Cas général.

$\gamma_s = 1.15$  Cas accidentel

Fe=400MPa

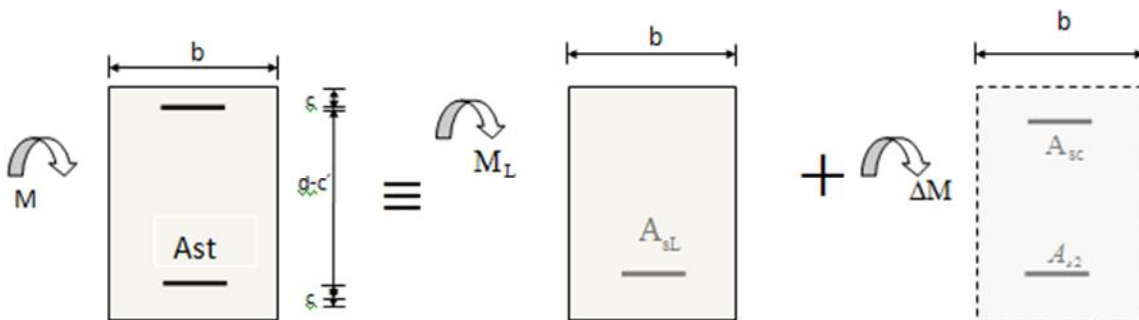
$A_{st}$  : section d'acier tendue

$d$  : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

**2emecas :**

$\mu \geq \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ (en compression)}$$

**Remarque :**

- En situation courante :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

**b) Armatures transversales :**

- Diamètre des aciers transversaux : (BAEL 91/Art A.7.2.2)

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

- Pourcentage minimal d'armatures tendues :

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \text{ tel que } \left\{ \begin{array}{l} \rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,001 \quad \text{si } f_{cj} < 40 \text{ MPa} \\ \rho \geq 0,00033 f_{tj} \quad \text{si } 40 \text{ MPa} \leq f_{cj} \leq 80 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Espacement minimal : (BAEL 91/Art 5.1.2.2)

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

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Une section du béton armé ou fléchi est considérée comme non fragile lorsque la sollicitation provoque la fissuration du béton dans cette section, entraîne dans les armatures tendues une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité.

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e}$$

Si la section choisie des armatures dépasse 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile.

**NB :**

Les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section moins égale à 0,01 de la section droite de la poutre.  $A_s \leq 0,01 b \cdot h$  (BAEL 91/ art B.6.4.)

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

- **Vérification d'adhérence à l'entraînement : (BAEL 91/ art A.6.1.3.)**

Pour assurer que les barres sont bien encrées, il y'a lieu de vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$$

$\Psi$  : coefficient de scellement relatif à une armature

$\Psi = 1.5$  : pour des barres haute adhérence  $\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$

$\Psi = 1$  pour des barres rondes lisses

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U}$$

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$  : Contrainte limite d'adhérence

$\mu_i = n\pi\varphi$  : Somme des périmètres utiles des barres

$n$  : Nombre des barres.

$\varphi$  : Diamètre d'une barre.

- **Vérification au cisaillement : (BAEL 91/ art A.5.1.2.1.)**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right)$

Fissuration non préjudiciable.

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91/ art A.5.2.)**

#### Appui de rive :

- Influence sur le béton :

On doit avoir :  $T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Longueur de l'appui :  $a = \min (a', 0.9 d)$

-Influence sur les armatures longitudinales :

On doit avoir :  $A_s = \frac{H_u + T_u}{\sigma_s}$

$T_u$  : effort tranchant.

$H_u$  : force horizontale transmise par l'appui.

Appui intermédiaire :



On doit avoir :  $T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b a$

En outre, la contrainte moyenne de compression du béton sur l'aire d'appui calculé sous la réaction d'appui ultime.

$$\sigma_{bc} \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL 91/ art A.5.1.322.)}$$

- Influence sur les armatures transversales :

$$\text{On doit avoir : } A_s = \frac{\gamma_s}{e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Mu : moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

### Vérification de l'encrage des barres : (BAEL 91/ art A.6.1.23.)

Calcul de la longueur de scellement droit des barres verticales :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$$

### VII.2.4) Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{K \beta_1 A_s d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b d}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible dans le béton comprimé.

$\sigma_s$  : contrainte maximale dans l'acier tendu.

$K_1 ; \beta_1$  : coefficients donnés par le tableau.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Comme la fissuration dans les poutres est supposée peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL 91, il est indispensable de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

- 1)  $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$  avec L : portée de la travée entre deux appuis.
- 2)  $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$  Mt : Moment fléchissant maximal en travée.

$$3) \frac{A}{bd} \frac{4,2}{f_e} \quad M_0 : \text{moment isostatique max.}$$

Les résultats du ferraillage des poutres principales et secondaires sont récapitulés dans le tableau suivant :

• **Poutre Principales (30x35):**

	<b>M<sub>u</sub> (max)</b> <b>(KN.m)</b>	<b>Situation</b>	<b>μ</b>	<b>Obs</b>	<b>B</b>	<b>A<sub>st</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adopté</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ferraillage</b>
<b>Travée</b>	<b>77,535</b>	ELU	0,177	SSA	0,953	<b>7,30</b>	<b>5,25</b>	8,01	<b>3HA14+ 3HA12</b>
<b>Appui</b>	<b>91,474</b>	8RPA	0,210	SSA	0,944	<b>8,72</b>		9,24	<b>3HA14+3HA14</b>

• **Poutre Secondaire (25x30) :**

	<b>M<sub>u</sub> (max)</b> <b>(KN.m)</b>	<b>Situation</b>	<b>μ</b>	<b>Obs</b>	<b>B</b>	<b>A<sub>st</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adopté</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ferraillage</b>
<b>Travée</b>	<b>63,015</b>	rpa	0,144	SSA	0,962	5,88	3,75	6,15	<b>3HA12</b>
<b>Appui</b>	<b>102,77</b>	acc	0,235	SSA	0,937	9,84		10,64	<b>3HA16+3HA14</b>

**Vérifications à L'ELU :**

**a) Justification de l'effort tranchant :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « $\tau_u$ », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales  $T_u^{\max} = 90,24 \text{ KN}$  ,  $\tau_u = \frac{90,24 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,940 \text{ MPa.}$
- Poutres secondaires  $T_u^{\max} = 86,81 \text{ KN}$  ;  $\tau_u = \frac{86,81 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0,094 \text{ MPa.}$

**b) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)**

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales :  $\tau_u = 0,940 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.
- Poutres secondaires :  $\tau_u = 0,094 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**Il faut vérifier que :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL99.art A.5.1.32})$$

- **Poutres principales :**

$$T_u = 90,24 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires:**

$$T_u = 86,81 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art A.6.1, 3) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{Périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales : **3HA12+2HA14**

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} = \frac{90,24 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 26,38} = 1,323 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires : **3HA16+3HA14**

$$\Sigma U = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma U} = \frac{86.81 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 282.6} = 1.264 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Calcul de la longueur d'encrage (B.A.E.L Art : A.6.1, 221) :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

**Avec :**  $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$

- Pour les T<sub>14</sub> :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$ .
- Pour les T<sub>16</sub> :  $l_s = 56.43 \text{ cm}$ .

Les règles du (BAEL99 Art A.6.1) admettent que l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0.4 l_s$ , pour les aciers HA.

- Pour les  $\Phi 14$  :  $l_a = 19.752 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\Phi 16$  :  $l_a = 22.572 \text{ cm}$ .

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est de  $(40\varphi \text{ en Zone II a})$

Pour les HA14 :  $L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA16 :  $L_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

**Vérification à l'ELS :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23.b.d.ft_{28}}{f_e}$$

- **Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2.$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} \longrightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b \leq K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

**On calcul :**  $\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d}$   (K,  $\beta_1$ ) sont tirés du tableau à l'ELS.

**Avec :**  $\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A_s}$  ( $A_s$  : Armatures adoptées à l'ELU)

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutre principale :**

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
<b>Travée</b>	<b>27,46</b>	8,01	0,834	0,869	0,391	23,44	123,28	<b>5,26</b>	15	vérifiée
<b>Appui</b>	<b>40,97</b>	9,24	0,944	0,864	0,409	21,66	163,56	<b>5,93</b>	15	vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS

- **Poutres secondaires :**

	$M_s$ (KNm)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
<b>Travée</b>	<b>24,14</b>	3,39	0,502	0,893	0,320	31,87	177,35	<b>9,89</b>	15	vérifiée
<b>Appui</b>	<b>40,12</b>	10,64	1,576	0,836	0,490	15,57	167,05	<b>10,64</b>	15	vérifiée

### Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

#### ❖ Vérification de la flèche :

**On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (A.6.5.2)**

##### • Sens des Poutres principales :

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8,5 \text{ mm}$$

##### • Sens des Poutres secondaires :

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la

$$\text{section. } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

$\rho$  : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\text{(Pourcentage d'armatures). } \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :  $\sigma_s$  est calculée précédemment.

$$\text{Calcul des coefficients : } \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho} ; \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

➤ Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	λ <sub>v</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	μ	Io (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f(mm)	obs.
27,46	425	10818.87	8,01	0,008	1,05	122,82	0,390	132543,65	103439,53	4,43	Vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres Principales

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm <sup>2</sup> )	ρ	λ <sub>v</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	μ	Io (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f(mm)	obs.
24,14	400	10818.87	6,03	0,008	1,05	177,35	0,528	69274,8	75881,75	4,7	vérifiée

### Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant :

$$\Phi \leq \min (h/35, \Phi_1, b/10) = \min (1, 1.2, 3)$$

$\Phi_1$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit :  $\Phi_1=8\text{mm}$

On choisira un cadre +un étrier soit  $A_t=4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$ .

### A) Calcul des espacements :

Sens principale :

- Zone nodale (appui) :

$$S_t^{\max} \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) = \min \left( \frac{35}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8\text{cm.}$$

- Zone courante : (travée)

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

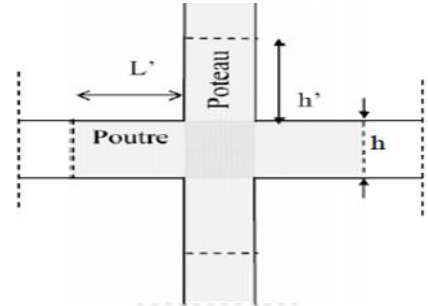
Sens secondaire :

- Zone nodale (appui) :

$$S_t^{\max} \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) = \min \left( \frac{30}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm.}$$

Zone courante : (travée)

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$



## B) Détermination de la zone nodale

$$\begin{cases} L' = 2xh \\ h' = \max \{ h_e/6, b_1, h_1, 60 \} \text{ cm} \end{cases}$$

### Délimitation de la zone nodale

**h** : Hauteur des poutres.

**b<sub>1</sub>** et **h<sub>1</sub>** : dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus des poutres.

#### Les poutres :

$$\begin{cases} L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} & \text{poutres principales (30x35).} \\ L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} & \text{poutres secondaires (25x30).} \end{cases}$$

#### **Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

#### Armatures transversale minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Disposition des armatures :



Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée

### **Conclusion :**

❖ Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
<b>Poutres principales</b>	<b>3HA14+3HA12</b>	<b>3HA14+3HA14</b>	<b>Cadre+étrier T8</b>	<b>Cadre+étrier T8</b>
<b>Poutres secondaires</b>	<b>3HA12</b>	<b>3HA16+3HA14</b>	<b>Cadre+étrier T8</b>	<b>Cadre+étrier T8</b>

Récapitulatif de Ferraillage des poutres principales et secondaire

## VII.2) Ferrailage des poteaux

### Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal «N» et à un moment de flexion «M» dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime «ELU» sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	$\gamma_b$	$F_{c28}$	$F_{bu}$	$\gamma_s$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14 ,2	1 ,15	400	348
accidentelle	1.15	25	21 ,73	1	400	400

**Tableau(V-II-1) : Caractéristique mécanique des matériaux**

### VII.3.1) Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- E L U .....1,35 G + 1,5 Q
- E L S ..... G + Q

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

- G + Q  $\pm$  E ..... RPA 2003
- 0,8G  $\pm$  E ..... RPA 2003

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant)

Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant)

Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant)

### VII.2.2) Recommandations du RPA99 révisé en 2003 pour la zone III:

#### a) Armature longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,9% (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 $\Phi$ .

- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} )$$

$(h_1 ; b_1)$ : section de poteau

$h_e$  : hauteur d'étage

### VII.2.3) Ferraillage longitudinal :

- **Ferraillage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.9% .

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.009 \times 35 \times 35 = 11,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) \rightarrow 0.009 \times 30 \times 30 = 8,1 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

**3% en zone courante.**

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.03 \times 35 \times 35 = 36,75 \text{ cm}^2$$

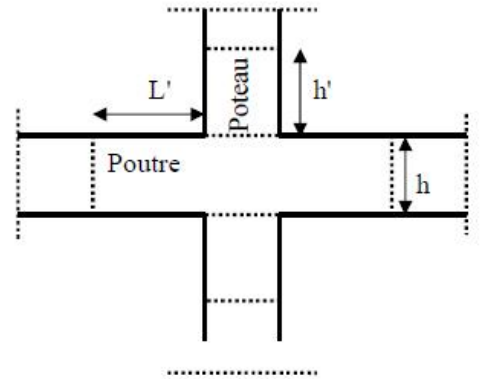
$$\text{Poteau } (30 \times 30) \rightarrow 0.03 \times 30 \times 30 = 27 \text{ cm}^2$$

**6% en zone de recouvrement.**

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) \rightarrow 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$



## VII.2.3.1) Calcul des armatures longitudinales :

Etape de calcul en flexion composée:

**N : effort de traction**

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est **partiellement tendue (S.P.T)**.

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Alors la section est **entièrement tendue (S.E.T)**.

**N : effort de compression**

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \longrightarrow$  Alors la section est **partiellement comprimée (S.P.T)**.

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \longrightarrow$  Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81\frac{c}{h}\right)bh^2f_{bc} \quad \dots\dots(A)$$

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) \quad - \longrightarrow \quad \text{Moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392$  la section est simplement armée

Si :  $\mu \geq \mu_l = 0.392$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :

$$A'_s = A' \quad \text{et} \quad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée**; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c') - M_f < (0,5 - cb)h.f_{bc} \dots \dots (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M_f - (d - 0,5h)bh.f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N_u - bh.f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N - \Psi bh.f_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x) avec **M2** :

Section	Effort normal N <sub>u</sub> (KN)	Moment M <sub>u</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	(h/2)-c	Nature	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Du <b>RDC</b> au <b>2<sup>eme</sup></b> (40 × 40)	N <sub>max</sub> = 1641,94	M <sub>cor</sub> = 1,776	0.0011	0,18	SEC	0	0	14,4	8HA16 = 16,08 cm <sup>2</sup>
	N <sub>min</sub> = 1094,44	M <sub>cor</sub> = 7,961	0.0073	0,18	SEC	0	0		
	N <sub>cor</sub> = 260,17	M <sub>max</sub> = 71,468	0.2747	0,18	SPC	0	1,68		
Du <b>3<sup>eme</sup></b> Au <b>5<sup>eme</sup></b> (35 × 35)	N <sub>max</sub> = 817,26	M <sub>cor</sub> = 23,21	0.0284	0,155	SEC	0	0	11,02	4HA16+4HA14 = 12,30cm <sup>2</sup>
	N <sub>min</sub> = -261,22	M <sub>cor</sub> = 3,272	0.0125	0,155	SEC	0	0		
	N <sub>cor</sub> = 134,23	M <sub>max</sub> = 69,115	0.5152	0,155	SPC	0	3,88		
Du <b>6<sup>eme</sup></b> Au <b>7<sup>eme</sup></b> (30 × 30)	N <sub>max</sub> = 329,17	M <sub>cor</sub> = 13,102	0.0398	0,13	SEC	0	0	8,1	4HA14+4HA12 = 10,67 cm <sup>2</sup>
	N <sub>min</sub> = 85,06	M <sub>cor</sub> = 1,227	0.0144	0,13	SEC	0	0		
	N <sub>cor</sub> = 77,94	M <sub>max</sub> = 46,986	0.6028	0,13	SPC	0	3,47		

Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y) avec **M3**:

section	Effort normal N <sub>u</sub> (KN)	Moment M <sub>u</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	(h/2)- c	Nature	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Du <b>RDC</b> au <b>2<sup>eme</sup></b> (40×40)	N <sub>max</sub> =1641,9 4	M <sub>cor</sub> =29,761	0,0018 1	0,18	SEC	0	0	14,4	8HA16 = 16,08 cm <sup>2</sup>
	N <sub>min</sub> = 1094,44	M <sub>cor</sub> = 0,222	0,0002	0,18	SEC	0	0		
	N <sub>cor</sub> = 46,29	M <sub>max</sub> =87,219	0,8842	0,18	SPC	0	5,39		
Du <b>3<sup>eme</sup></b> Au <b>5<sup>eme</sup></b> (35 ×35)	N <sub>max</sub> = 817,26	M <sub>cor</sub> =0,18	0,0002	0,155	SEC	0	0	11,2	4HA16+4HA1 4 = 14,20cm <sup>2</sup>
	N <sub>min</sub> =-261,22	M <sub>cor</sub> = 0,96	0,0037	0,155	SEC	0	0		
	N <sub>cor</sub> = 23,79	M <sub>max</sub> = 76,41	3,2119	0,155	SPC	0	5,80		
Du <b>6<sup>eme</sup></b> Au <b>7<sup>eme</sup></b> (30×30)	N <sub>max</sub> = 329,17	M <sub>cor</sub> =0,649	0,0020	0,13	SEC	0	0	8,1	4HA14+4HA1 2 = 10,67 cm <sup>2</sup>
	N <sub>min</sub> = 85,06	M <sub>cor</sub> = 8,359	0,0983	0,13	SEC	0	0		
	N <sub>cor</sub> = 58,01	M <sub>max</sub> = 53,273	0,6190	0,13	SPC	0	3,89		

Tableau (VII.5): Ferraillage des poteaux.

### VII.2.3.2) Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :  $\tau_{bu}$ : Contrainte de cisaillement

V<sub>u</sub> : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c)

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

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

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

$L_f$  : La longueur de flambement du poteau.

$$\text{On à : } \lambda_g = \frac{442}{40} = 11,05 \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\overline{\tau_b} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (40 x 40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{72,47 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{54,85 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,36 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (35 x 35) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{54,06 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{46,39 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,40 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (30 x 30) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{36,06 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{39,68 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_b} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

**VII.2.3.3) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221) :**

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

$$\bullet \text{ HA16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm on prend } l_s = 60 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ HA14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ HA12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm on prend } l_s = 45 \text{ cm}$$

**VII.2.3.4) Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est :**

$$L = 50 \times \varphi$$

- Pour les HA16 :

$$L = 50 \times \varphi = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$$

- Pour les HA14 :

$$L = 50 \times \varphi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

- Pour les HA12 :

$$L = 50 \times \varphi = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm.}$$

**VII.2.4) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.



**VII.2.4.1) Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$\phi_l^{max}$  : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Soit ( $A_{ad} = 3,14\text{cm}^2 = 4\text{HA}10$ )

**VII.4.2) Calcul des espacements :**

- **L'espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).**

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

**Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm}$**

❖ **En zone courante :**

$$S_t \min( b_l / 2, h_l / 2, 10\phi_t )$$

**Nous adoptons :  $S_t = 12 \text{ cm}$**

Avec :

$\phi_l^{min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

**Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

Avec :  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$St$  : Espacement des armatures transversales.

**Elancement géométrique du poteau :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec :  $L_f$  : La longueur de flambement des poteaux ( $L_f = 0,707 l_0$ ).

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section brute du poteau  $[(b-c) \times (h-c')]$ .

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = bh^3 / 12$ ) par rapport à l'axe faible

**Application numérique :**

Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0,707 L_0 = 0,707 \times 4,42 = 3,12 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,0021}{0,14}} = 0,12$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{3,12}{0,12} = 26$$

$\lambda_g \geq 5$  donc le coefficient  $\rho_a = 2,50$

L'effort tranchant max est égale à  $V_u = 72,47 \text{ KN}$

Pour les poteaux du RDC ( $40 \times 40$ ) :

❖ **Zone nodale  $St = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot St = \frac{2,5 \times 72,47}{40 \times 40} \times 10 = 1,13 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante  $St = 12 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot St = \frac{2,5 \times 72,47}{40 \times 40} \times 12 = 1,36 \text{ cm}^2$$

**VII.3.4.3) Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :**

Pour  $\lambda_g \geq 5$ , la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% . S . b$$

❖ **En zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0,3 \% b s_t = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En zone courante :**

$$A_{t \min} = 0,3 \% b s_t = 0,003 \times 30 \times 12 = 1,08 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Délimitation de la zone nodale :**

Au niveau des poutres  $L' = 2 \times h$

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max (73,6 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 73,6 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes à L'ELS .****a- Etat limites d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers

**b- Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service sous  $M_{ser}$  et  $N_{ser}$  on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissible

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91A.4.5.2})$$

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

**c- Vérification des contraintes :**

La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A_s')$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

$$\sigma_b^l = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque  $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ , donc il suffit de vérifier que  $\sigma_{b1} < \overline{\sigma_b}$

Avec :  $M_{ser}$  : le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : l'effort normal à l'ELS.

$B_0$  : Section total homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A')$$

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b}(c-c') + \frac{90A}{B}.(d-c)^2.$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{as}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{ai}$  : Contrainte max dans les aciers inférieure.

**Sens longitudinal :**

Section	Effort normal $N_u$ (KN)	Moment $M_u$ (KN.m)	$e_s$ (m)	(h/6)	Nature	$\sigma_b$ sup MPa	$\sigma_b$ inf MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_a$ sup MPa	Inf MPa	$\Sigma s$ MPa
Du RDC au 2 <sup>eme</sup> (40×40)	$N_{max} = 994,44$	$M_{cor} = 3,511$	0,004	0,06	SEC	5,84	5,33	15	87,2	80,3	348
	$N_{min} = 138,85$	$M_{cor} = 0,778$	0,006	0,06	SEC	0,84	0,72		12,5	10,9	
	$N_{cor} = 457,11$	$M_{max} = 36,163$	0,079	0,06	SEC	5,23	0		74,4	2,56	
Du 3 <sup>eme</sup> Au 5 <sup>eme</sup> (35 ×35)	$N_{max} = 594,18$	$M_{cor} = 16,696$	0,028	0,058	SEC	6,4	2,5	15	87,5	40,5	348
	$N_{min} = 51,53$	$M_{cor} = 0,085$	0,0016	0,058	SEC	0,38	0,36		5,67	5,43	
	$N_{cor} = 226,34$	$M_{max} = 23,172$	0,102	0,058	SPC	4,22	0		58,7	-13,5	
Du 6 <sup>eme</sup> ET 7 <sup>eme</sup> (30×30)	$N_{max} = 239,79$	$M_{cor} = 9,534$	0,039	0,05	SEC	3,95	0,73	15	56	14,1	348
	$N_{min} = 9,12$	$M_{cor} = 0,277$	0,030	0,05	SEC	0,14	0,04		1,94	0,73	
	$N_{cor} = 23,74$	$M_{max} = 24,224$	1,020	0,05	SPC	6,02	0		69,5	-200	

**Tableau (VII.6): Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.**

- Sens transversal :

Section	Effort normal $N_u$ (KN)	Moment $M_u$ (KN.m)	$e_s(m)$	$(h/6)$	Nature	$\sigma_b$ sup MPa	$\sigma_b$ inf MPa	bc MPa	sup MPa	inf MPa	$\Sigma s$ MPa
Du RDC au 2 <sup>ème</sup> (40×40)	$N_{max}=994,44$	$M_{cor}=0,093$	0,0000 9	0,06	SEC	5,59	5,58	15	83,9	83,7	348
	$N_{min}=138,85$	$M_{cor}=1,393$	0,010	0,06	SEC	0,88	0,68		13,1	10,3	
	$N_{cor}=410,72$	$M_{max}=15,998$	0,038	0,06	SEC	3,48	1,13		50,5	18,7	
Du 3 <sup>ème</sup> Au 5 <sup>ème</sup> (35×35)	$N_{max}=594,18$	$M_{cor}=0,13$	0,0002	0,058	SEC	4,28	4,26	15	64,2	63,9	348
	$N_{min}=51,53$	$M_{cor}=2,925$	0,056	0,058	SEC	0,68	0,06		9,67	1,44	
	$N_{cor}=198,93$	$M_{max}=20,931$	0,10	0,058	SPC	3,79	0		52,6	- 13,4	
Du 6 <sup>ème</sup> ET 7 <sup>ème</sup> (30×30)	$N_{max}=239,79$	$M_{cor}=0,466$	0,001	0,05	SEC	2,42	2,26	15	36,1	34	348
	$N_{min}=9,12$	$M_{cor}=2,982$	0,32	0,05	SPC	0,78	0		9,59	- 18,4	
	$N_{cor}=103,15$	$M_{max}=18,876$	0,18	0,05	SPC	5,12	0		65,8	- 75,9	

Tableau (VII.7): Vérification des contraintes dans le sens transversal.

**Conclusions :**

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s$  (min) correspondante recommandée par le règlement «RPA.99-V 2003» en zone II

	NIVEAU	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinaux
<b>Zone I</b>	<b>RDC, 1,2</b>	40 x 40	<b>8 HA 16</b>
<b>Zone II</b>	<b>3, 4, 5</b>	35 x 35	<b>4 HA 16+4HA14</b>
<b>Zone III</b>	<b>6, 7</b>	30 x 30	<b>4HA 14+4HA12</b>

Tableau(VII.8) : Ferrailage finale des poteaux

**VII.3) Ferraillage des voiles :****VII.3.1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de Ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du RDC au 2ème niveau
- Zone II : du 3ème au 5ème niveau
- Zone III : du 6ème au 7ème niveau

**VII.1.2. Les combinaisons des actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

**BAEL.91/modifié 99 :**

**RPA.99/modifié 2003 :**

ELU :  $1.35 G + 1.5 Q + 0.8 G + E$

ELS :  $G + Q$

$G + Q + E$

**1-Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec : **B** : section du béton.

**I** : moment d'inertie du trumeau.

**V** et **V'** : bras de levier,  $V = V' = L_{\text{voile}} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.



Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

**$h_e$**  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

**$L_c$**  : la longueur de la zone comprimée  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

**$L_t$**  : longueur tendue =  $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

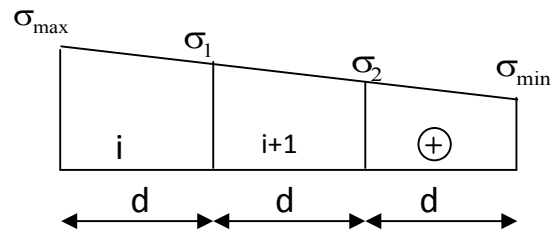
- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec  **$e$**  : épaisseur du voile.

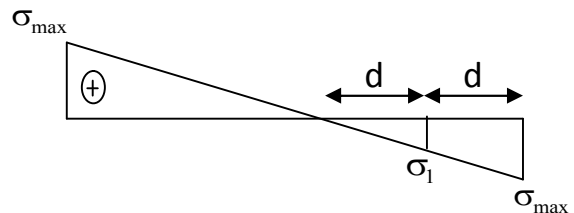
Section entièrement comprimée



- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

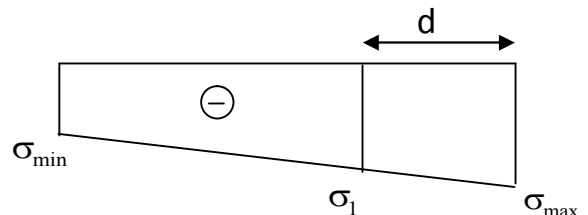
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Section partiellement comprimée



Section entièrement tendue

## 2-Calcul des sections d'armatures verticales:

- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

**B** : section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier.

- Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier.

- Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier.

### a) Armatures minimales :

- Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)}$$

- Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15 \% B \right\}$$

- Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

**Avec :** **B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendu.

**VII.1.4 Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_h \geq 0.15\% B & \text{Globalement dans la section du voile.} \\ A_h \geq 0.10\% B & \text{En zone courante.} \end{array} \right.$$

**B** : Section du béton

**A<sub>v</sub>** : Section d'armature verticale.

**VII.3.5. Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

**VII .3.6. Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003).**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec: } T = 1.4 V_u$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VII .3.7. Armatures de Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

**Avec :**  $e$  = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile.

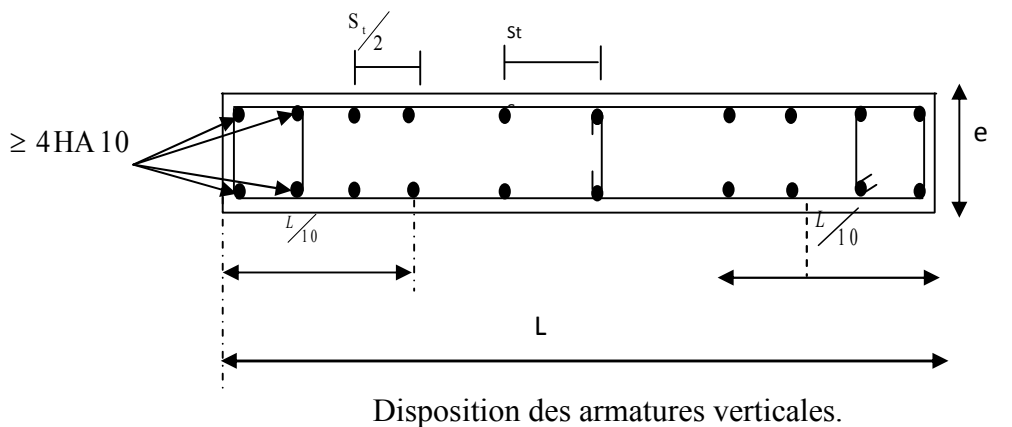
Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- **40 $\Phi$**  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20 $\Phi$**  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.



### VII.3. 2 Vérification :

❖ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**  $N_{ser}$ : Effort normal appliqué.

**B:** Section du béton.

**A:** Section d'armatures adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**
- **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

**Avec :**  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

**d :** Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

**h :** Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

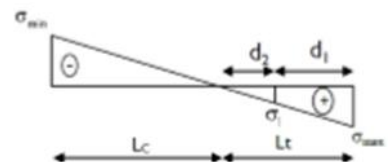
$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right), \text{ Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

**Exemple de calcul :** Soit à calculer le ferraillage du voile transversal VL1=2m sur la zone (I) :

$$L = 2 \text{ m.} \quad e = 0.20 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 8220.96 \text{ KN.m} \\ \sigma_{\min} = -3175.12 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{SPC}$$

$$\begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \quad L_c = 1.44 \text{ m} \\ L_t = L - L_c = 2 - 1.44 = 0.56 \text{ m.} \end{cases}$$



$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = d \leq \min \left( \frac{4.42}{2}; \frac{2}{3} 1.44 \right) = 0.95 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur :

$$\text{On prend : } \begin{cases} d_1 = 0.28 \\ d_2 = 0.96 \text{ m.} \end{cases}$$

**Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

- **Zone courante :**  $St \leq \min (1.5x e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$  **Soit :  $St = 20 \text{ cm.}$**
- **Zone d'appuis :**  $S_A = St / 2 = 10 \text{ cm.}$  **Soit :  $S_A = 10 \text{ cm.}$**
- **Détermination des armatures :**

- **Armatures verticales :**

- **1<sup>ère</sup> bande :  $d_1 = 0,28 \text{ m.}$**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\max}}{L_t} = 4110,48 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{8220,96 + 4110,48}{2} \times 0,28 \times 0,2 = 345,28 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{345,28 \times 10}{400} = 8,63 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 28 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 28 \times 20 \right\} = 2,8 \text{ cm}^2$$

- **2<sup>ème</sup> bande :  $d_2 = 0,96 \text{ m.}$**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{345,28 \times 0,96 \times 0,2}{2} = 33,14 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{f_2} = \frac{33,14 \times 10}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**  $A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005 d \cdot e \right\}$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 96 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 96 \times 20 \right\} = 9,6 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 340,24 \times 10}{400} = 13,09 \text{ cm}^2$$

$$A1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11,90 \text{ cm}^2$$

$$A2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4,09 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferraillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**1<sup>ère</sup> bande : 2×5HA14 = 15,39 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> soit: 5HA12 /nappe .avec espacement de 14cm.**

**2<sup>ème</sup> bande : 2×4HA14 = 12,32 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> soit: 6HA12/nappe avec espacement de 14cm.**

## ❖ Armatures horizontales :

**D'après le BAEL 91 :**  $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{15,39}{4} = 3,84 \text{ cm}^2$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right\} = 5,7 \text{ cm}^2$$

**Soit : 8HA10 = 6,28 cm<sup>2</sup>/ m avec : St = 22 cm.**

## ❖ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

**Soit : 04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup>**

## ❖ Armature des potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure a celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

## ➤ Vérification des contraintes de cisaillement:

❖ Selon le RPA99 :(Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 340,24 \times 1000}{200 \times 0,9 \times 2000} = 1,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ D'après le BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99) :

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \quad (\text{cas : } \gamma_b = 1.15)$$

$$\tau_u = \frac{340,24 \times 1000}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0,94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = 5,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque**

Les voiles étudiés et ferraillés sont les voiles de plus grandes et petites dimensions

VT1=4,25 m

VL1=2m

Pour les voiles VT2, VT3, VT4, VL2 et VL3, seront calculés et ferraillés par la même méthode de calcul avec les voiles précédents.



# **Chapitre VIII :**

# **études de l'infrastructure**



**Introduction:**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**❖ Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante .Elle sont réalisées près de la surface; les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

**❖ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

**VIII.1. Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VIII.2. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

### VIII.3. Dimensionnement :

#### a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

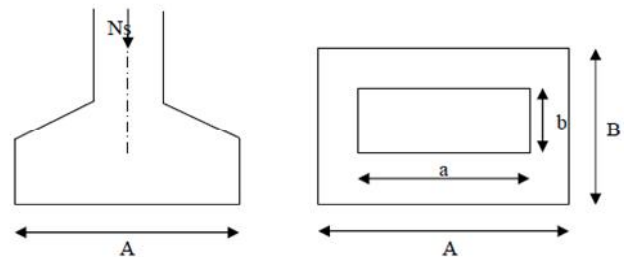
Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ (poteau carré).}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.



**A** : Longueur de la semelle.

**Figure ( VIII.1) : Dimensions d'une fondation.**

**N<sub>s</sub>** : effort normal à l'ELS.

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 994,44 \text{ kN} \quad , \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ Mpa} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{994,44}{200}} \quad B \geq 2,22 \text{ m}$$

On prend  $B = 2,5 \text{ m}$ .

#### Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b) Semelles filantes :****Semelles sous poteaux :****❖ hypothèses de calcul :**

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

**❖ Étape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
  - $e < \frac{L}{6}$  Répartition trapézoïdale.
  - $e > \frac{L}{6}$  Répartition triangulaire.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right); \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right); \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :

$$B = \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

**Application:** exemple de calcul (sens Y file D)

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Poteaux	$N_S$	$e_i$	$N_S \times e_i$	$M_i$
C15	994,44	2,5	2486,1	0,093
C9	802,16	5,3	4251,44	-1,85
C4	937,89	8,75	8206,53	0
C24	962,59	-1,5	-1443,88	-4,358
C33	459,22	-4,3	-1974,64	-3,119
C40	371,77	-8,75	-3252,98	-4,893
<b>Somme(R)</b>	<b>4528,07</b>	<b>2</b>	<b>8272,57</b>	<b>-14,127</b>

**Tableau (VIII.1) : Détermination de la résultante des charges.**

**1) Détermination de la résultante des charges R :**

$$R = N_i = 4528,07 \text{ KN}$$

**2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{N_i \times e_i + M_i}{R} = \frac{8272,57 + (-14,127)}{4528,07} = 1,82 \text{ m}$$

$$e = 1,82 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17,5}{6} = 2,91 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4528,07}{17,5} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,82}{17,5}\right) = 97,28 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4528,07}{17,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,82}{17,5}\right) = 420,20 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4528,07}{17,5} \times \left(1 + \frac{3 \times 1,82}{17,5}\right) = 339,47 \text{ KN/m}$$

**3) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B = \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad B = \frac{339,47}{200} = 1,69 \text{ m}$$

On prend **B = 1,70 m**

On aura:  $S_s = B \times L = 1,70 \times 17,5 = 29,75 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 29,75 \times 6 + (11,45 \times 1,7) \times 2 = 217,43 \text{ m}^2$$

**Semelles sous voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ser}}}{s} = \frac{G+Q}{BL} \quad B = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol},L}}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

**Q** : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

**$\sigma_{\text{sol}}$** : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa}$ )

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

**Sens longitudinal**

Voile	N ( KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	7249,4	2	18,12	36,24
VL2	1925,28	2,30	4,18	9,61
VL3	2339,58	2,6	4 ,49	11,67
Somme				<b>57,52</b>

**Tableau( VII.2) : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.**

**Sens transversal :**

Voile	N ( KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	2450,46	4,25	2,88	12,24
VT2	2279,17	4	2,84	11,36
VT3	2039,72	3,25	3,13	10,17
VT4	2174,27	2,05	5,30	10,86
Somme				<b>44,63</b>

**Tableau.(VIII.3) : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = 57,52 + 44,63 = 102,15 \text{ m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = S_p + S_v = 217,43 + 102,15 = 319,58 \text{ m}^2$ .

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = (25 \times 11,45) + (18,6 \times 6,05) = 398,78 \text{ m}^2$ .

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{319,58}{398,78} \times 100 = 80,1$$

La surface totale des semelles représente 80,1 % de la surface du bâtiment.

### Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

### VIII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

#### a) Pré-dimensionnement du radier :

##### ❖ Epaisseur du tablier (La dalle) :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

$h_d$  : épaisseur de la dalle .

$L_{\max}$  : portée maximale.

On prend :  **$h_d = 45 \text{ cm}$**

##### ❖ La nervure (poutre) :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_n = 90 \text{ cm}$**

Largeur de la nervure  **$b_n$**  :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 \quad 36 \leq b_n \leq 63$$

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

### Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$  .....Hauteur de la nervure ;

$h_d = 45 \text{ cm}$ .....Epaisseur de la dalle ;

$b_n = 50 \text{ cm}$ .....Largeur de la nervure.

### VIII-I-6 Détermination des efforts:

#### VII-I-6-1 Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente :  $G = 34599,68 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 10096,56 \text{ KN}$

#### ➤ Combinaison d'actions :

L'ELU :  $N_u = 1,35 G_t + 1,5 Q_t = 1,35 \times 34599,68 + 1,5 \times 10096,56 = 61854,40 \text{ KN}$ .

L'ELS :  $N_s = G_t + Q_t = 34599,68 + 10096,56 = 44696,24$

#### ➤ Calcul de la surface du radier :

ELU :  $S_{\text{radier}} = \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{61854,40}{1,33 \times 200} = 232,53 \text{ m}^2$ .

ELS :  $S_{\text{radier}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{44696,24}{200} = 223,48 \text{ m}^2$ .

$S_{\text{batiment}} = 398,78 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 232,53 \text{ m}^2$ .

### Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$L_{\text{deb}} = \max \left( \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{90}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max (45 ; 30 \text{ cm}) = 75 \text{ cm}$ .

Soit un débord de  $L_{\text{deb}} = 75 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :  $S_{\text{deb}} = 83,6 \times 0,75 = 62,70 \text{ m}^2$



**Donc:**  $S_{rad} = 398,78 + 62,70 = 461,48m^2$

### VIII.5. Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### ❖ Charges permanentes:

$$G = 34599,68KN$$

##### • Poids de radier :

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

##### • Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (461,48 \times 0,45) \times 25 = 5191,65 \text{ KN}$$

##### • Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_n = 0,5 \times (0,9 - 0,45) \times [(25 \times 4) + (18,6 \times 2) + (17,5 \times 6) + (11,45 \times 2)] \times 25$$

$$P_n = 1491,18KN$$

#### ❖ Poids de TVO :

$\rho$ : poids volumique du remblai.

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = 0,5 [(25 \times 4) + (18,6 \times 2) + (17,5 \times 6) + (11,45 \times 2)] = 132,55$$

$$P_{TVO} = (461,48 - 132,55) \times (0,9 - 0,45) \times 17 = 2516,31KN$$

#### Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = (461,48 - 132,55) \times 0,1 \times 25 = 822,32 \text{ KN. } (e_p = 10cm).$$

**DONC:**  $G_{rad} = 10021,46KN$

#### ❖ Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment :  $Q = 10096,56 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 5 \times 461,48 = 2307,40 \text{ KN. (Surcharge sur le radier).}$

## ❖ Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 10021,46 + 34599,68 = 44621,14 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 2307,40 + 10096,56 = 12403,96 \text{ KN}$$

## ❖ Combinaison d'actions:

**A L'ELU:**

$$N_u = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35 \times 44621,14 + 1,5 \times 12403,96 = 78844,47 \text{ KN.}$$

**A L'ELS :**

$$N_s = G + Q = 44621,14 + 12403,96 = 57025,10 \text{ KN}$$

**D'où :**  $N_u = 78844.47 \text{ KN}$

$$N_s = 57025.10 \text{ KN}$$

**Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

## • Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{S_i} = 12,5 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{S_i} = 8,75 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré et  $X_i$ ,  $Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

## • Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \times 11,45^3}{12} + \frac{18,6 \times 6,05^3}{12} = 3470,5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{11,45 \times 25^3}{12} + \frac{6,05 \times 18,6^3}{12} = 18153 \text{ m}^4$$

**b) Vérifications :**

## • Vérification à la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 0,45 = 0,405 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{radier}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{78844,47 \times 1}{461,48} \times \frac{4,25}{2} = 363,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{363,05}{1 \times 0,405} = 896,41 \text{ KN/m}^2 = 0,89 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure ;

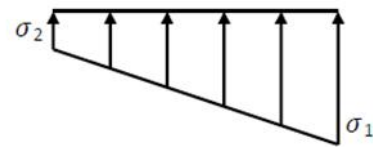
$I_{xx}$ ,  $I_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad (RPA99/2003, Art. 10.1.4.1)$$



**Figure(VIII.2) : Diagramme des contraintes**

**L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V.$$

**Sens longitudinal :**

$$M_{0x} = 79953,67 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 4958,71 \text{ KN}$$

$$N_u = 78844,47 \text{ KN}$$

**L'ELU**

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 79953,67 + 4958,71 \times 0,9 = 84416,50 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_X}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{78844,47}{461,48} + \frac{84416,50}{18153} \times 12,5 = 228,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_X}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{78844,47}{461,48} - \frac{84416,50}{18153} \times 12,5 = 112,72 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 228,97) + 112,72}{4} = 199,90 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

condition vérifiée.

### L'ELS

$$N_s = 57025,10$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_X}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{57025,10}{461,48} + \frac{84416,50}{18153} \times 12,5 = 181,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_X}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{57025,10}{461,48} - \frac{84416,50}{18153} \times 12,5 = 65,44 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 181,69) + 65,44}{4} = 152,62 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

condition vérifiée.

- Sens transversal :

### L'ELU

$$M_{0Y} = 64005,87 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0Y} = 3504,93 \text{ KN}$$

$$N_u = 78844,47 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 64005,87 + 3504,93 \times 0,9 = 67160,30 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{78844,47}{461,48} + \frac{67160,30}{3470,54} \times 8,75 = 340,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{78844,47}{461,48} - \frac{67160,30}{3470,54} \times 8,75 = 1,52 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 340,17) + (1,52)}{4} = 255,50 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

condition vérifiée.

## L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{57025,10}{461,48} + \frac{67160,30}{3470,54} \times 8,75 = 292,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{57025,10}{461,48} - \frac{67160,30}{3470,54} \times 8,75 = -45,75 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 292,89) + (-45,75)}{4} = 208,23 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

condition vérifiée.

## VIII.6. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

## 1) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec ( $L_x < L_y$ )

1<sup>er</sup> cas :

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2<sup>ème</sup> cas :

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

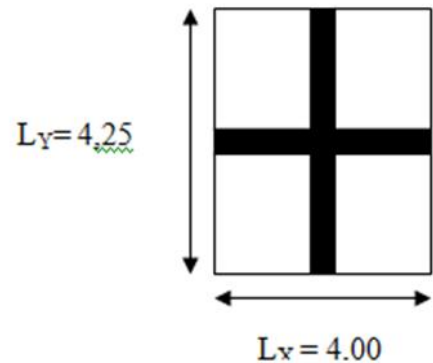
Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,25} = 0,94$$

0,4  $\rho = 0,94$  1 la dalle travaille dans les deux sens.



Figure( VIII.3) : Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

**A l'ELU :**

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(199,90; 255,50) = 255,50 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(152,62; 208,23) = 208,23 \text{ KN/m}^2$$

**D'où :**

**E.L.U :**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 255,50 - \frac{10021,46}{461,48} \right) \times 1\text{m} = 233,78 \text{ KN/ml}$$

**E.L.S :**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 208,23 - \frac{10021,46}{461,48} \right) \times 1\text{m} = 186,51 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul:**

**1-Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$=0 \quad ; \quad \rho = 0,94$$

$$\mu_x = 0,0419$$

$$\mu_y = 0,864$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0419 \times 233,78 \times 4^2 = 156,72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,864 \times 156,72 = 135,40 \text{ KN.m}$$

### Remarque:

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{ap}} \begin{cases} 0,3M_x \text{ Pour un appui de rive.} \\ 0,5M_x \text{ Pour un appui intermédiaire} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0,85M_x \text{ Pour une travée de rive.} \\ 0,85M_x \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_x = 156,72 \text{ KN.m et } M_y = 135,40 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Moment aux appuis :

- de rive :

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 156,72 = 47,01 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 135,40 = 40,62 \text{ KN.m}$$

- Intermédiaire:

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 156,72 = 78,36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 135,40 = 67,70 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Moment en travée :

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 156,72 = 133,21 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 135,40 = 115,09 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Ferrailage

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{56,62 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,054 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

#### Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1ml

Avec: **b = 100 cm ; h = 50 cm**

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	st (cm)
xx	Appuis	78,36	0.0816	0.99	SSA	8,74	8HA12 = 9,05	12
	Travée	133,21	0.1388	0.972	SSA	15,14	10HA14 = 15,39	10
yy	Appuis	67,70	0.0705	0.994	SSA	7,52	8HA12 = 9,05	12
	travée	115,09	0.1199	0.982	SSA	12,95	10HA14 = 15,39	10

Tableau (VII.4): Ferrailage du radier.

#### VII.4.5.Vérification à L'ELU:

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{bh} \leq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad A_{\min}^x \leq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec :  $\omega_0 = 0.0008$  pour  $f_e = 400$

$$A_{\min}^x \leq 0.0008 \frac{3 - 0,94}{2} \times 100 \times 50 = 4,12 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Observation
xx	Appuis	9,05	4,12	Condition vérifiée
	Travée	15,39		Condition vérifiée
yy	Appuis	9,5		Condition vérifiée
	travée	15,37		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.



**b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 50; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

**Condition vérifiée.**

**Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 50; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 12\text{cm} < 45\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \quad \bar{\tau}_u$$

$$b=1\text{m} \quad ; \quad d=0,9 h_d = 0,9 \times 0,45 = 0,405 \text{ m}$$

**Avec :**

$$p = q_{um} l_x l_y = 233,78 \times 4 \times 4,25 = 3974,26 \text{ KN/m}^2$$

**Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3974,26}{3 \times 4,25} = 311,70 \text{ KN}$$

**Sens y-y :**

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3974,26}{2 \times 4,25 + 4} = 317,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{317,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,405} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### VII.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

On a :  $\rho = 0,94$  et  $\nu = 0.2$

Al'E.L.S:  $\mu_x = 0.0491$   $\mu_y = 0,906$

**Moments fléchissant :**

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q s l_x^2 = 0,0491 \times 186,51 \times 4^2 = 146,52 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,906 \times 146,52 = 132,74 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 146,52 \text{ KN.m et } M_y = 132,74 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

- de rive :

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 146,52 = 43,95 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 132,74 = 39,82 \text{ KN.m}$$

- intermédiaire:

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 146,52 = 73,26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 132,74 = 66,37 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 146,52 = 124,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 132,74 = 112,82 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes :**

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X <sub>x</sub>	Appuis	9,05	73,26	0.223	0.924	50,79	216.31	348	4.25	15	Cv
	Travée	15,39	124,54	0.380	0.904	37,08	221.02	348	5.96	15	Cv
Y <sub>y</sub>	Appuis	9,05	66,37	0.223	0.924	50,79	195.97	348	3.85	15	Cv
	travée	15,39	112,82	0.380	0.904	37,08	200.22	348	5.39	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

**VII.5.Ferrailage du débord:**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

**Sollicitation de calcul :**

A l'ELU :

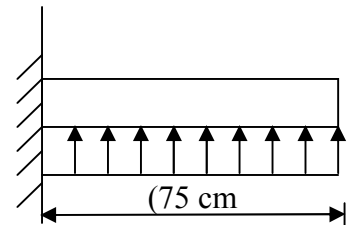


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

$$P_u = q_u = 233.78 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-233.78 \times 0.75^2}{2} = -65.75 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 186.51 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-186.51 \times 0.75^2}{2} = -52.45 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures :**  $b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 40,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{65.75 \cdot 10^2}{100 \times 40,5^2 \times 14,2} = 0.002 < 0.392 \text{SSA} \rightarrow$$

$$\mu = 0.002 \quad \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{52.45 \cdot 10^2}{0.999 \times 40,5 \times 34,8} = 3.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA}12 = 5,65.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 40,5 \times 2.1}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.89 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 40,5} = 0.139$$

$$\rho_1 = 0.139 \quad \beta_1 = 0.939 \quad \alpha_1 = 0.183$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.183}{15(1 - 0.183)} = 0.014 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{52.45 \times 10^{-3}}{0.939 \times 0.405 \times 5.65 \times 10^{-4}} = 244.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.014 \times 244.10 = 3.41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 244.10\text{MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

#### VII.6.Ferraillage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

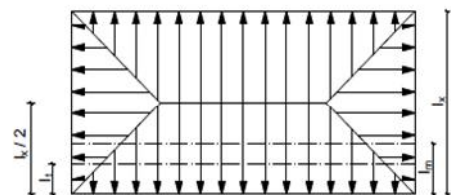
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

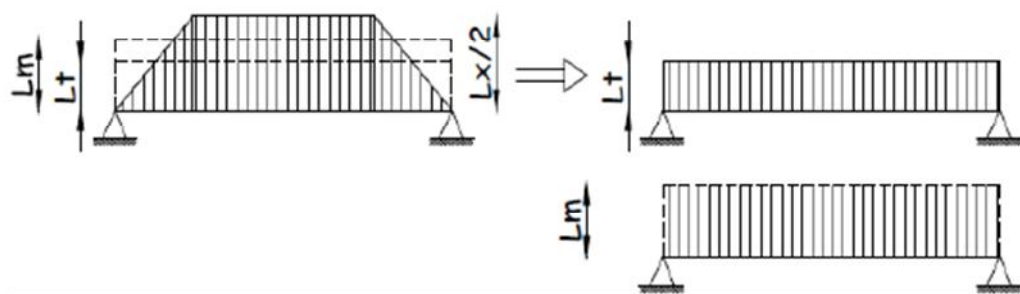
#### Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$



$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$$

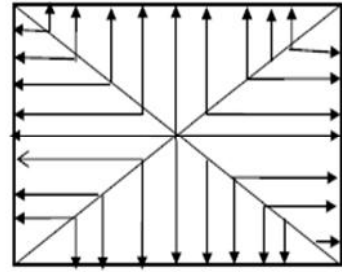
Figure( VII.4): Répartition trapézoïdale.



Figure( VII.4): Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant :  $I_m = 0,333xI_x$



Effort tranchant :  $I_t = 0,25xI_x$

Figures(VII.5): Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 255,50 - \frac{10021,46}{461,48} - \frac{1491,18}{132,55} \right) \times 1ml$$

$$= 222,55KN/ml$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 208,23 - \frac{10021,46}{461,48} - \frac{1491,18}{132,55} \right) \times 1ml$$

$$= 175,28KN/ml$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_t$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

**Senslongitudinale :** Nervure (file 2)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.2	4.25	0.7	triangulaire	1.065	0.8	222.55	175.28	237.14	474.29	186.778	373.55	178.04	356.08	140.22	280.44
	2	3.2	4.25	0.7	triangulaire	1.065	0,8	222.55	175.28	237.14		186.778		178.04		140.22	
B - C	1	4	4.25	0.9	triangulaire	1.332	1	222.55	175.28	296.43	592.87	233.472	466.94	222.55	445.10	175.28	350.56
	2	4	4.25	0.9	triangulaire	1.322	1	222.55	175.28	296.43		233.472		222.55		175.28	
C - D	1	3.6	4.25	0.8	triangulaire	1.198	0.9	222.55	175.28	266.79	533.585	210.125	420.25	200.29	400.59	157.75	315,50
	2	3.6	4.25	0.8	triangulaire	1.198	0.9	222.55	175.28	266.79		210.125		200.29		157.75	
D - E	1	3.1	4.25	0.7	triangulaire	1.032	0.775	222.55	175.28	229.73	459.47	180.941	361.88	172.47	344.95	135.84	271.68
	2	3.1	4.25	0.7	triangulaire	1.032	0.775	222.55	175.28	229.73		180.941		172.47		135.85	
E - F	1	3,6	4.25	0,8	triangulaire	1.198	0,9	222.55	175.28	266,79	533,58	210.125	420.25	200.29	400.59	157.75	315.50
	2	3.6	4.25	0,8	triangulaire	1.198	0,9	222.55	175.28	266,79		210.125		200.29		157.75	
F - G	1	4	4.25	0,9	triangulaire	1.332	1	222.55	175.28	296,43	592,87	233.472	466.94	222.55	445.10	175.28	350.56
	2	4	4.25	0,9	triangulaire	1.332	1	222.55	175.28	296,43		233.472		222.55		175.28	
G - H	1	3,2	4.25	0.7	triangulaire	1.065	0.8	222.55	175.28	237.14	474.29	186.778	373.55	178.04	356.08	140.22	280.44
	2	3,2	4.25	0.7	triangulaire	1.065	0.8	222.55	175.28	237.14		186.778		178.04		140.22	

**Tableau (VII.7) : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).**

**Sens transversal:** Nervure (fileB)

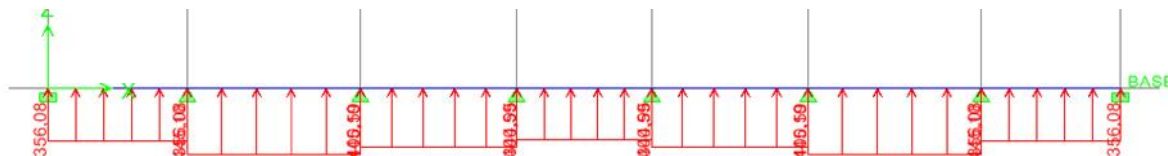
										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L <sub>Y</sub>	L <sub>X</sub>	ρ	charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>
1-2	1	4.25	4	1.06	triangulaire	1.41	1.06	222.55	175.28	314.96	629.92	248,06	496.13	236.45	472.91	186.23	372.47
	2	4.25	4	1.06	triangulaire	1.41	1.06	222.55	175.28	314.96		248.06		236.45		186.23	
2-3	1	2.80	4	0.70	triangulaire	0.93	0.7	222.55	175.28	207.50	415.01	163.43	326.86	155.78	311.57	122.69	245.39
	2	2,80	4	0.70	triangulaire	0.93	0.7	222.55	175.28	207.50		163.43		155.78		122.69	
3-4	1	4	4	1	triangulaire	1.33	1	222.55	175.28	296.43	592,87	233.47	466.94	222.55	445.10	175.28	350.56
	2	4	4	1	triangulaire	1.33	1	222.55	175.28	296.43		233.47		222.55		175.28	
4-5	1	2.80	4	0,7	triangulaire	0.93	0.7	222.55	175.28	207,50	415,01	163.43	326.86	155.78	311.57	122.69	245.39
	2	2.80	4	0,7	triangulaire	0.93	0.7	222.55	175.28	207,50		163.43		155.78		122,69	
5-6	1	3.25	4	0,81	triangulaire	1.08	0.81	222.55	175.28	240,85	481,70	189.69	379.39	180.82	361.64	142.41	284.83
	2	3.25	4	0,81	triangulaire	1.08	0.81	222.55	175.28	240,85		189.69		180.82		142.41	

**Tableau (VII.8) : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).**

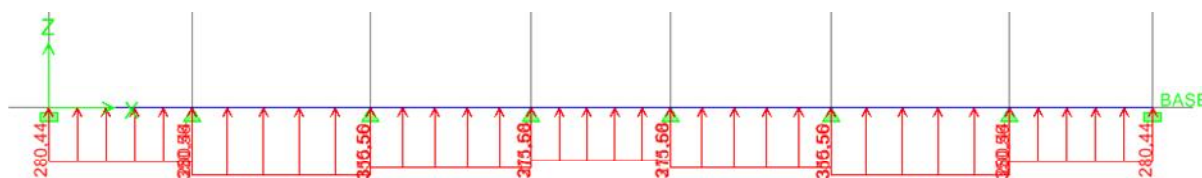


**Détermination des sollicitations:**

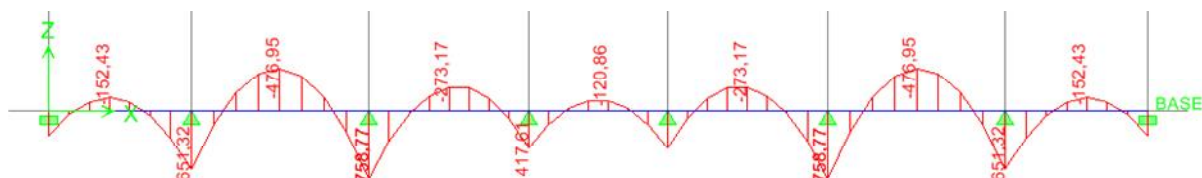
Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

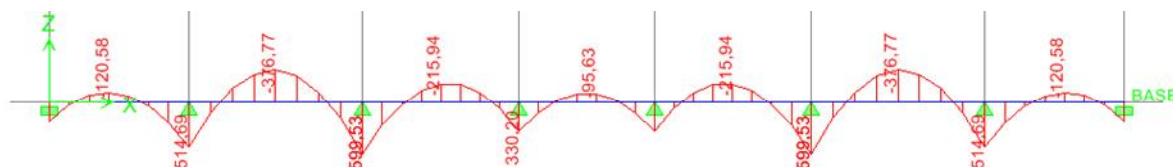
**Figure( VII.6) : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).**



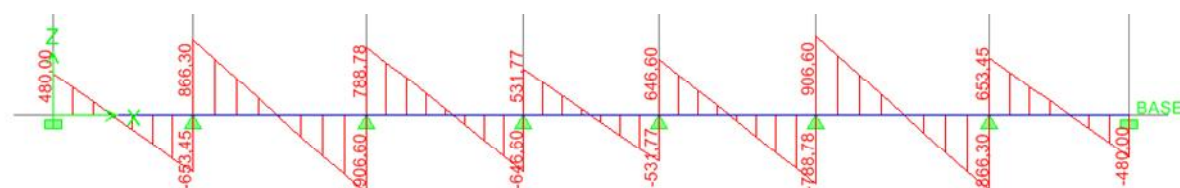
**Figure (VII.7) : Schéma statique de la nervure ELS (sens**



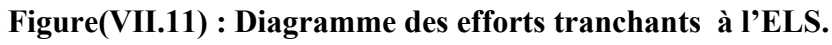
**Figure( VII.8) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**



**Figure( VII.9) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.**

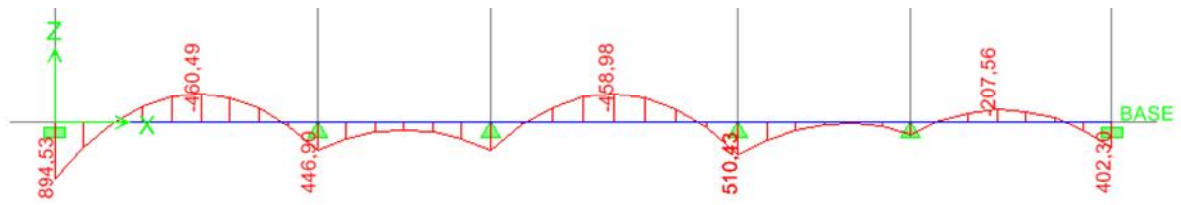


**Figure(VII.10): Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.**



**Figure (VII.12) : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).**





Figure(VII.15) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

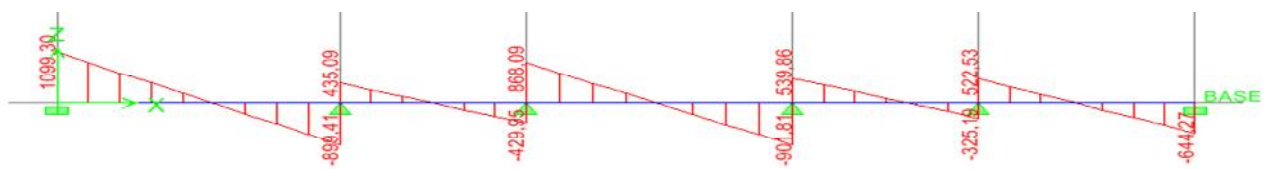
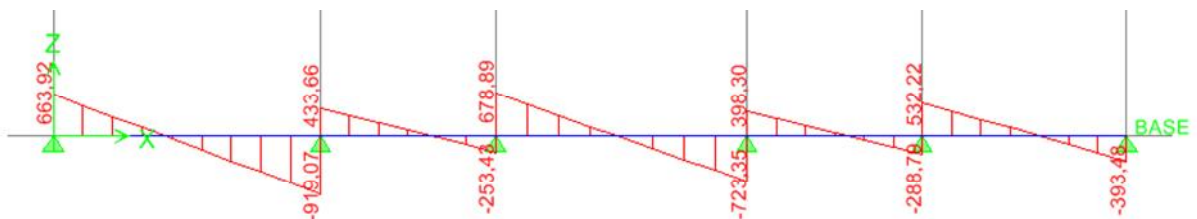


Figure (VII.16) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



Figure(VII.17) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\max}$ (KN.m)	758,77	599,53	831,18	894,53
$M_{t\max}$ (KN.m)	476,95	376,77	580,37	460,49
$T_{\max}$ (KN)	906,60	717,04	1099,30	919,07

Tableau (VII.9) : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

**Armatures longitudinales :**  $b=50$  cm  $d= 90$  cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	758,77	0,032	0,984	SSA	26,06	5HA20 filante + 5HA20 = 31.42
	Travée	476,95	0,020	0,990	SSA	16,28	5HA16 filante + 5HA16 = 20.11
yy	Appuis	831,18	0,036	0,982	SSA	28,61	5HA20 filante + 5HA20 = 31.42
	travée	580,37	0,024	0,988	SSA	19,85	5HA16 filante + 5HA16 = 20.11

Tableau (VII.10): Le ferrailage adopté pour la nervure.

**Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \quad \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

**Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\max}\right\} = \min\left\{\frac{90}{4}; 12 \times 2\right\} = \min\{22,5; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

**Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 85 \times \frac{2.1}{400} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 31,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,13 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 20,11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : ( Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale :  $T_u^{\max} = 906,60 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{906,60}{50 \times 85} = 0,21 \text{ Mpa} \quad \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Sens transversal:  $T_u^{\max} = 1099,30$

$$\tau_u = \frac{1099,30}{50 \times 85} = 0,25 \text{ Mpa} \quad \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Dans le béton :

On doit vérifier que :

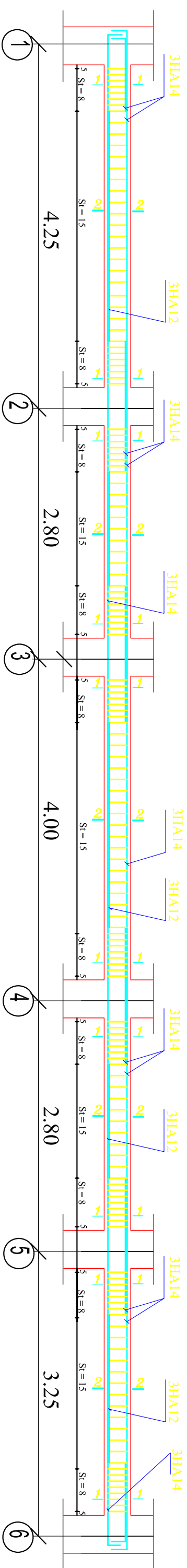
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

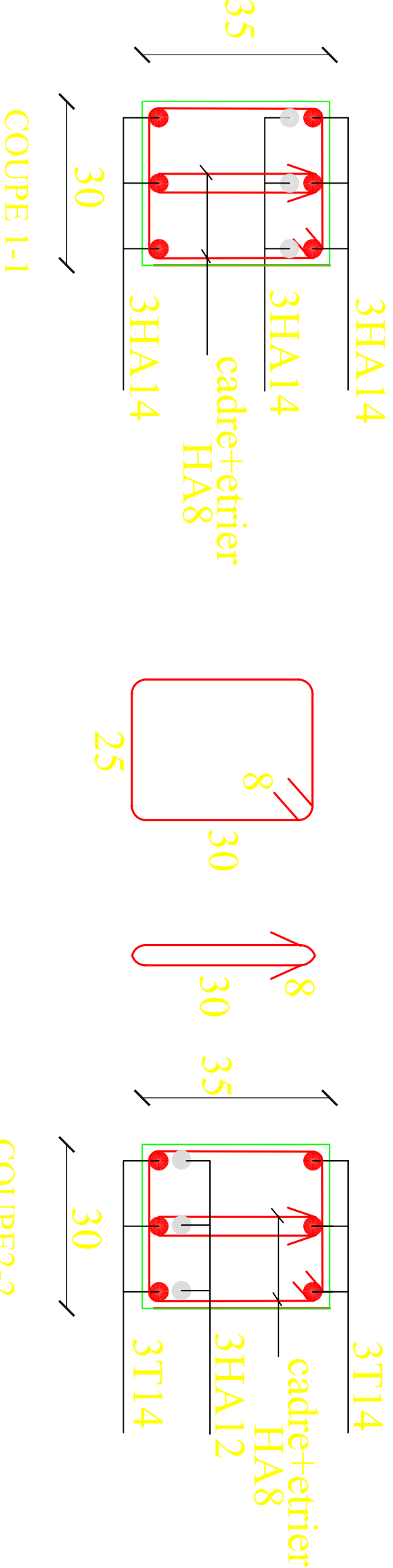
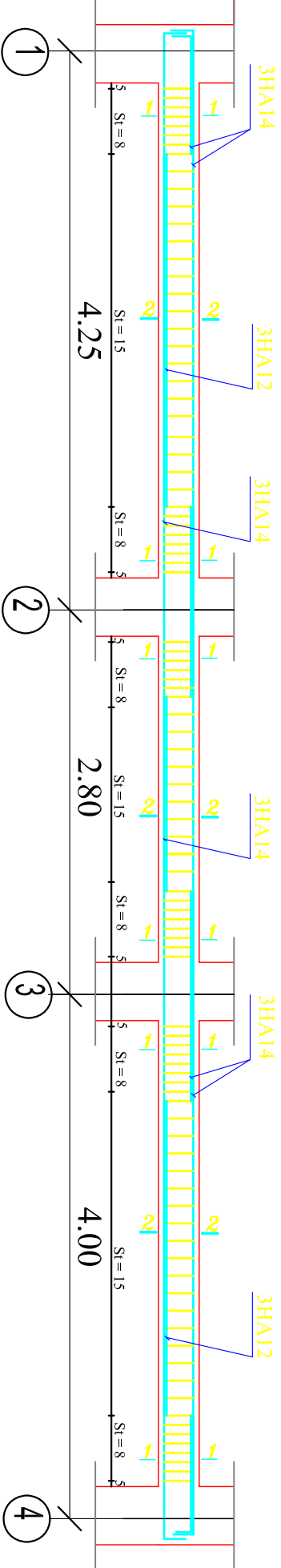
Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\overline{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	31.42	599.53	0.735	0.876	25.32	256.26	348	10.12	15	Cv
	Travée	20.11	376.77	0.473	0.891	33.08	247.38	348	7.47	15	Cv
yy	Appuis	31.42	894.53	0.735	0.876	25.32	328.35	348	12.96	15	Cv
	travée	20.11	460.49	0.473	0.891	33.08	302.35	348	9.13	15	Cv

Tableau( VII.11) : Vérification des contraintes à l'ELS

Ferraillage des poutres principales filles B,C,D,E,F et G



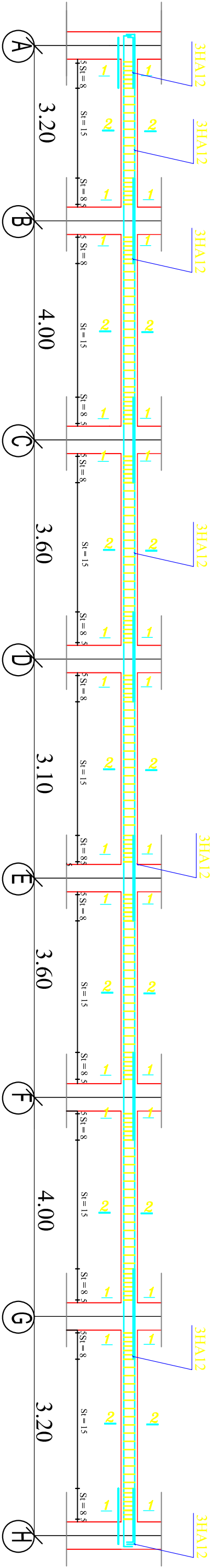
Ferraillage des poutres principales filles A et H



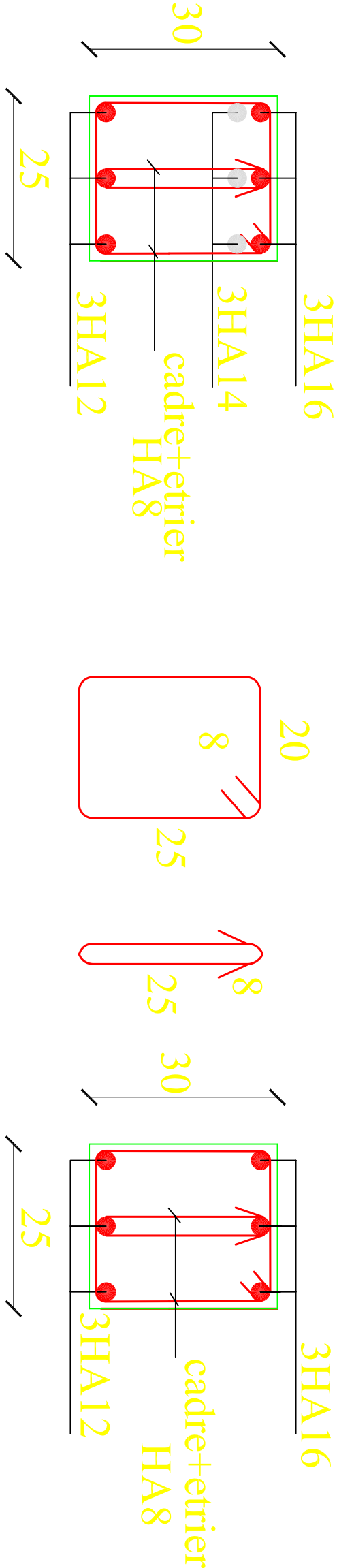
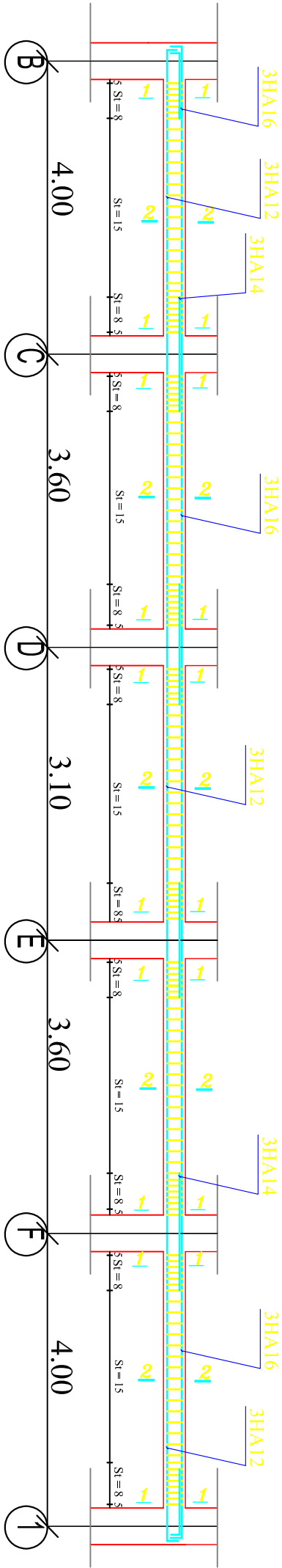
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	

ETUDIE PAR:	TITRE
HAMMOUCHE KAMELIA	FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE
HAOUUCHE NADIA	
DIRIGE PAR:	
Mme IDRES	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE :1/100

Ferrailage des poutres secondaires filles 1,2,3 et 4



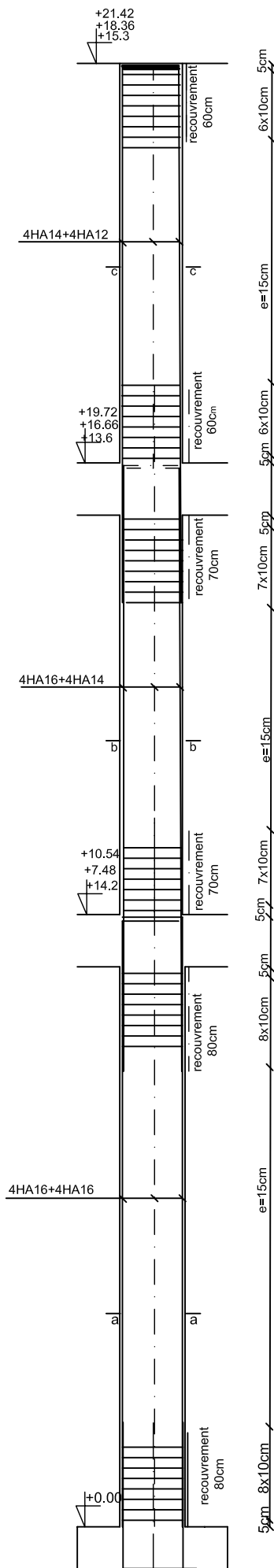
Ferrailage des poutres secondaires filles 5 et 6



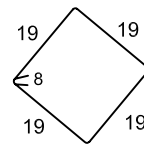
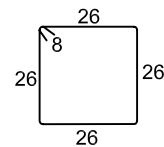
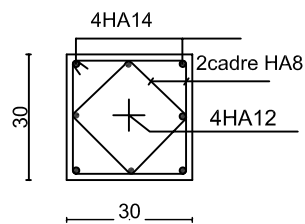
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	

ETUDE PAR: <u>HAMMOUCHE KAMELIA</u> <u>HAOUCHE NADIA</u>	<u>TITRE</u>  FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES
<u>DIRIGE PAR:</u> Mme IDRES	
PROMOTION 2016-2017	
ECHELLE :1/100	



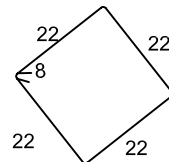
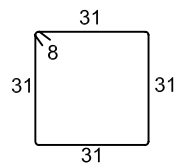
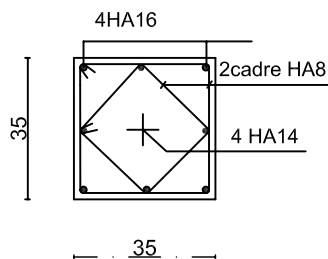


COUPE POTEAU ZONE III



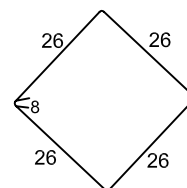
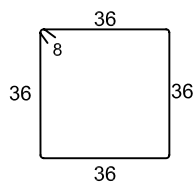
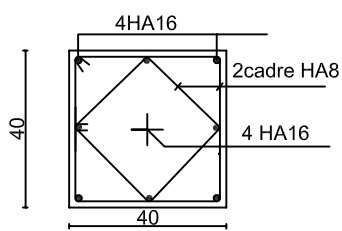
coupe c-c

COUPE POTEAU ZONE II



coupe b-b

COUPE POTEAU ZONE I



coupe a-a

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:

HAMMOUCHE KAMELIA

HAOUACHE NADIA

DIRIGER PAR:

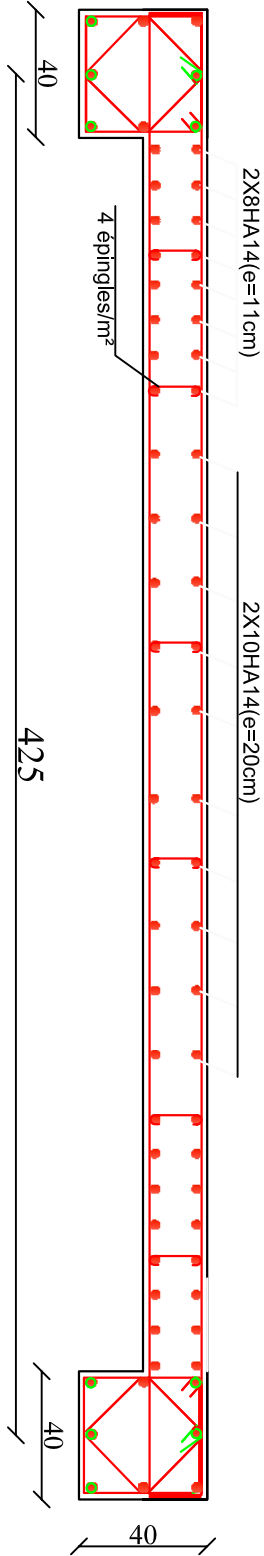
Mme IDRES

PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

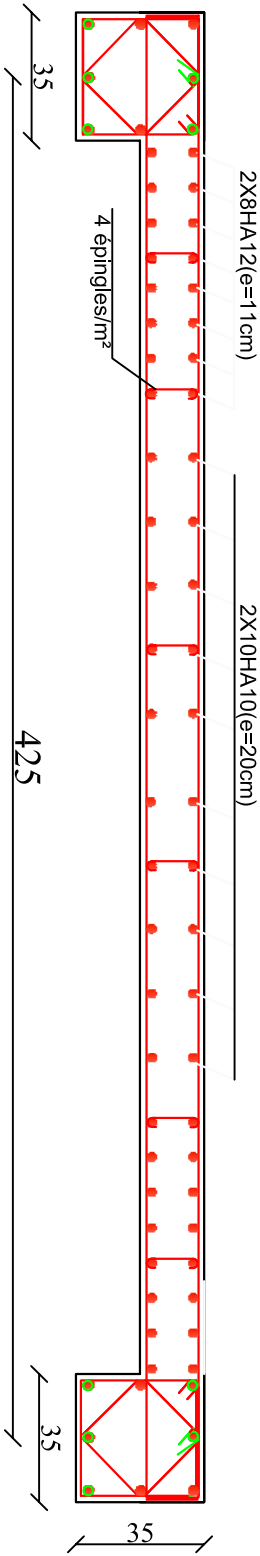
Echelle : 1/100

Promotion: 2016-2017

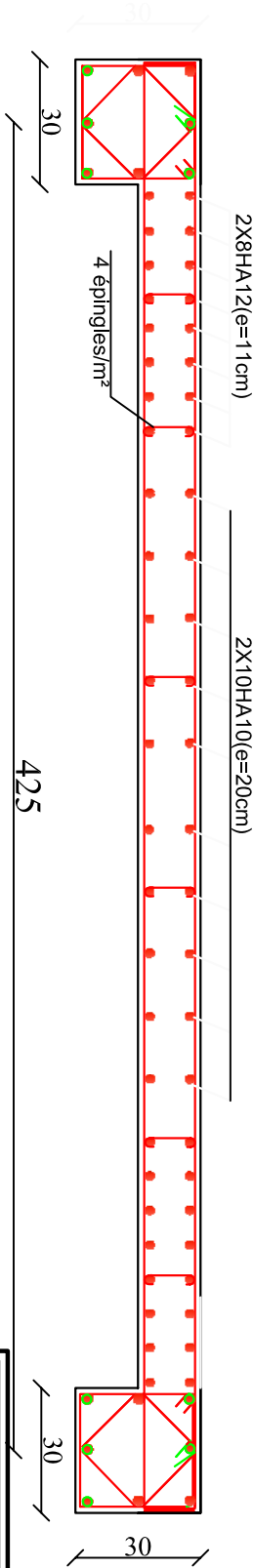
# ZONE I



# ZONE II



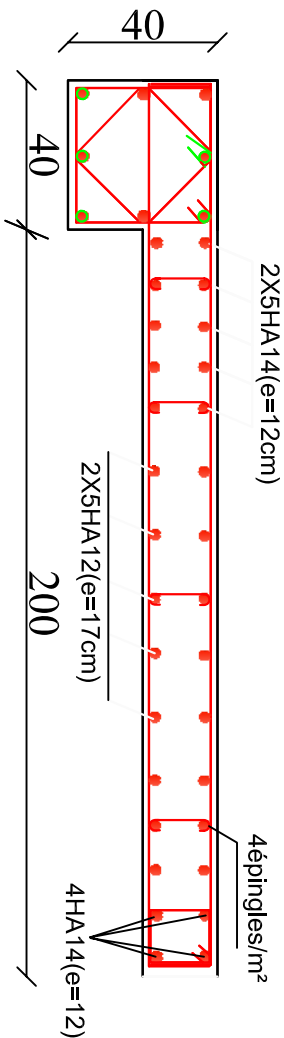
# ZONE III



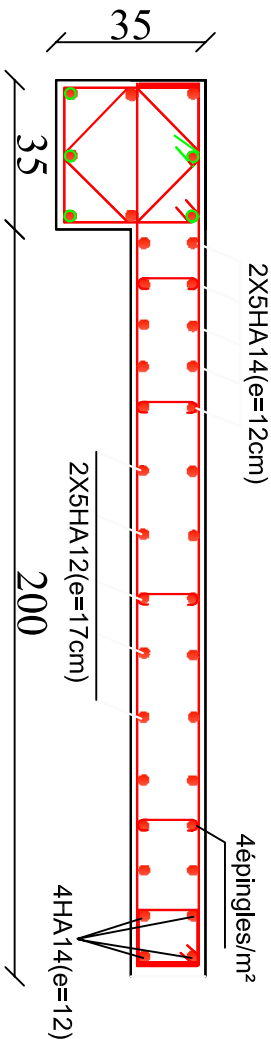
Ferrailage des voiles de 4.25m :

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU			
ETUDIER PAR: HAMMOUCHE KAMELLA HAOUACHE NADIA	Ferrailage des voiles		
	Echelle : 1/100		
DIRIGER PAR: Mme IDRES	Promotion: 2016-2017		

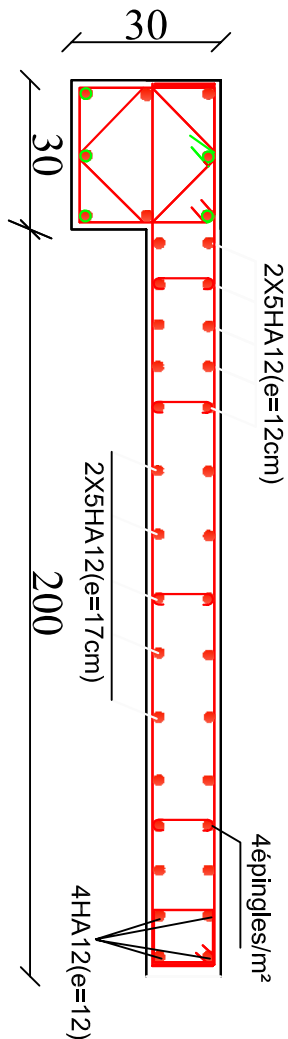
# Ferrailage des voiles de 2.00m : ZONE I



## ZONE II

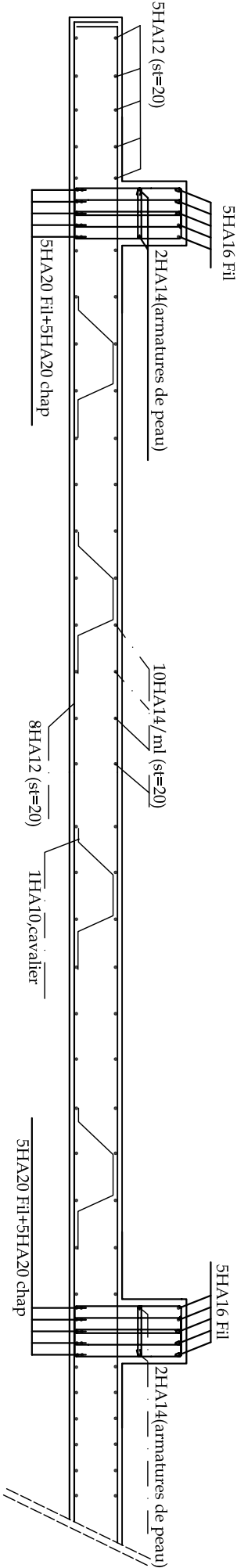


## ZONE III

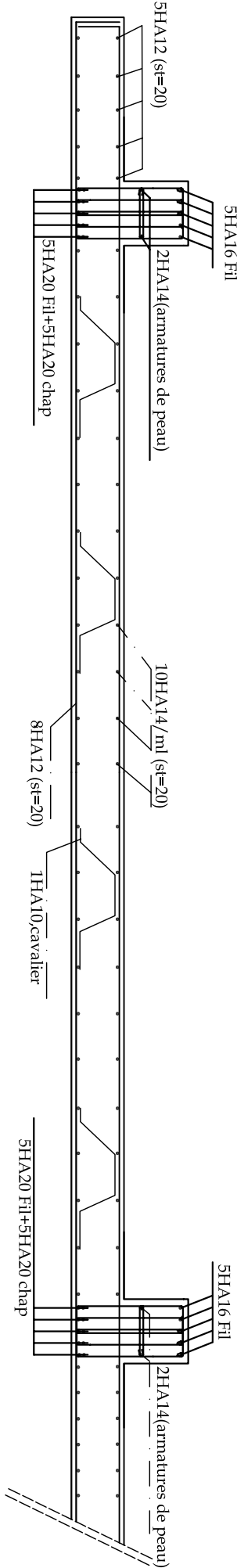


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: HAMMOUCHE KAMELIA HAOUICHE NADIA	Ferrailage des voiles
DIRIGER PAR: Mme IDRES	
Echelle : 1/100	
Promotion: 2016-2017	

PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER GÉNÉRAL SENS X-X



PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER GÉNÉRAL SENS X-X



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:

HAMMOUCHE KAMELIA  
HAOUACHE NADIA

DIRIGER PAR:

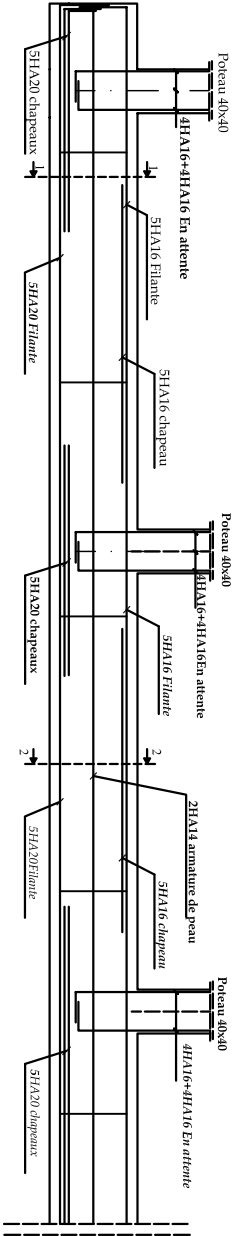
Mme IDRES

PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER GÉNÉRAL SENS X-X

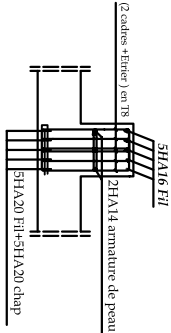
Echelle : 1/100

Promotion: 2016-2017

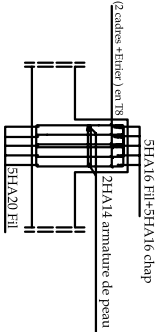
FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS X-X



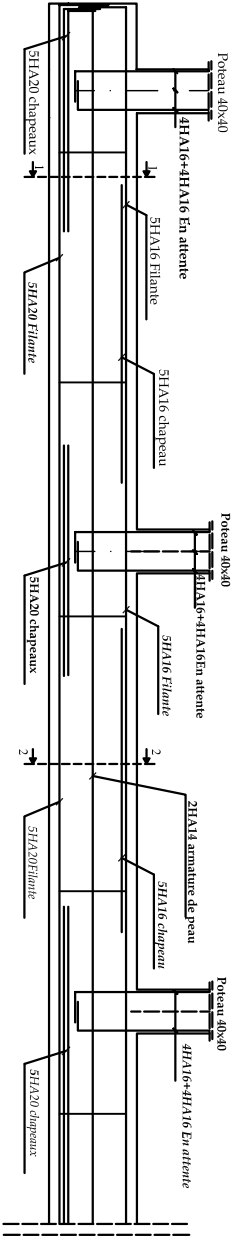
COUPE 1-1



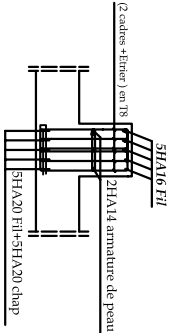
COUPE 2-2



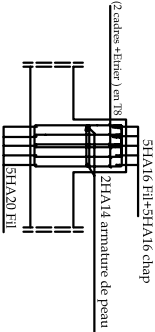
FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS X-X



COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:

HAMMOUCHE KAMELIA  
HAOUICHE INADIA

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

DIRIGER PAR:

Mme IDRES

Echelle : 1/100

Promotion: 2016-2017



# Conclusion



# Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et

Surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

E d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme

ETABS;AUTOCAD...qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements

Parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.



# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements:

- ✚ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✚ Règles de Conception et de Calcul des Structures-BétonArméCBA93.
- ✚ Règles de Calcul de Béton Armé Aux EtatsLimitesBAEL91.
- ✚ Document technique réglementaire DTRB.C.2.2.

## Ouvrage:

- ✚ Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- ✚ Cours de béton armé.....Abdelhak Barak
- ✚ Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
- ✚ Calcul en béton armé.....Marius diver edition (paris1972)
- ✚ Tables de Pigeau de table de calcule a l'ELU et l'ELS.
- ✚ Cours et TD (Béton, MDSetRDM).
- ✚ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.