

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



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.*  
*Option : constructions civiles et industrielles*

## THEME

**Etude d'une structure à usage d'habitation et commercial  
contreventée par voiles et portiques avec l'application d'ETABS**



Étudier par :  
M<sup>elle</sup> Chedik fariza  
M<sup>elle</sup> Djidda malika

Dirigé par :  
M<sup>R</sup> :ILLOULI

**Promotion « 2015-2016 »**

# 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.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr ILLOULI pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce Mémoire.*

*Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département  
« GENIE CIVIL »*

*Ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

*Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre Project.*

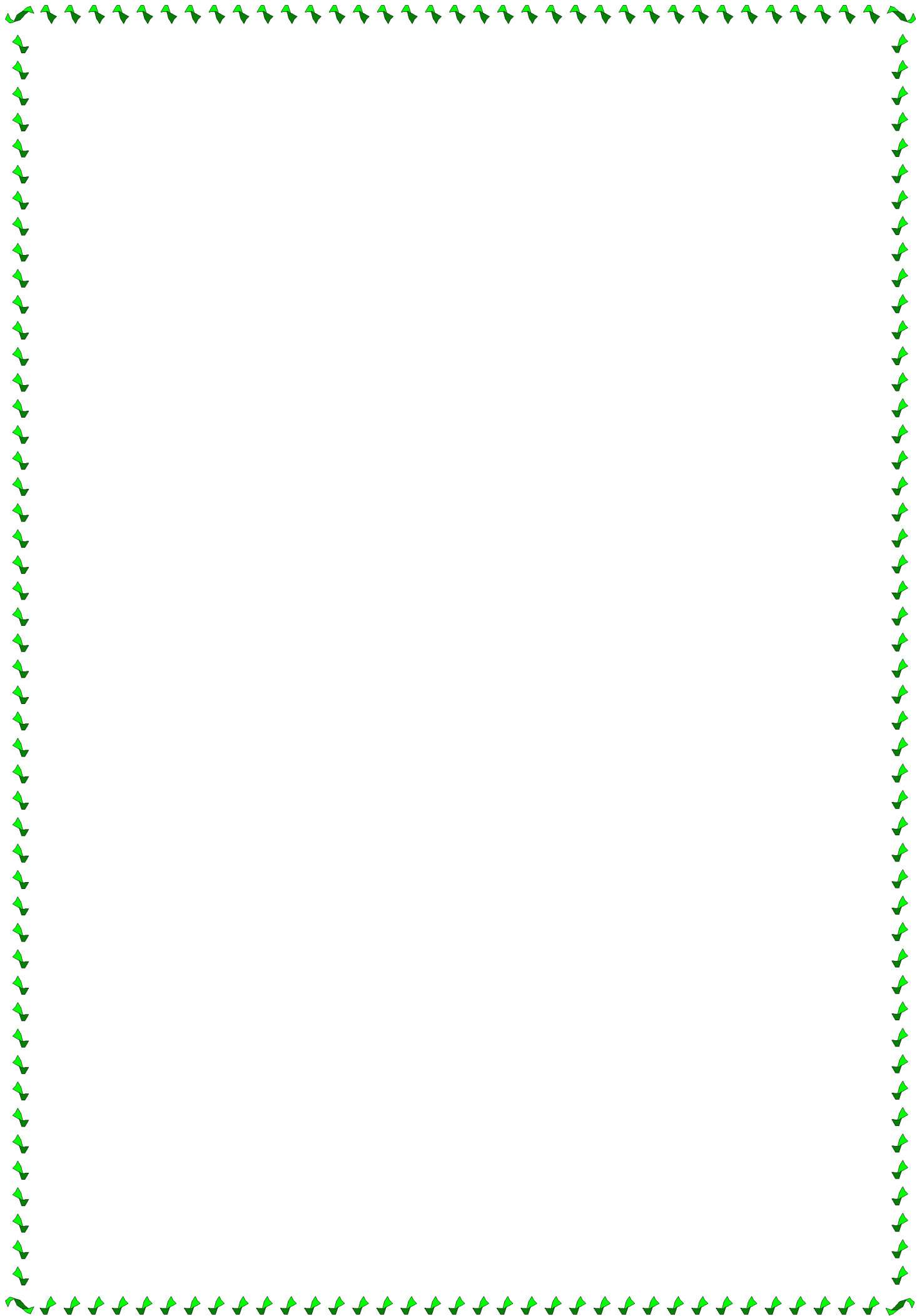
*Merci à tous.*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ✓ *A ma chère grand mère maternelle :malha*
- ✓ *A mes très chers frères :*  
*farid-salem-lounis-laaziz-karim-ghiles*
- ✓ *A mes très chères sœurs :fadhila –dehbia*
- ✓ *A mes neveux et mes nièces.*
- ✓ *A toute ma famille sans exception*
- ✓ *Mes amis (es) de loin ou de près*
- ✓ *La promotion génie civil MASTERII 2015- 2016*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué, de toute manière que ce soit.*

fariza

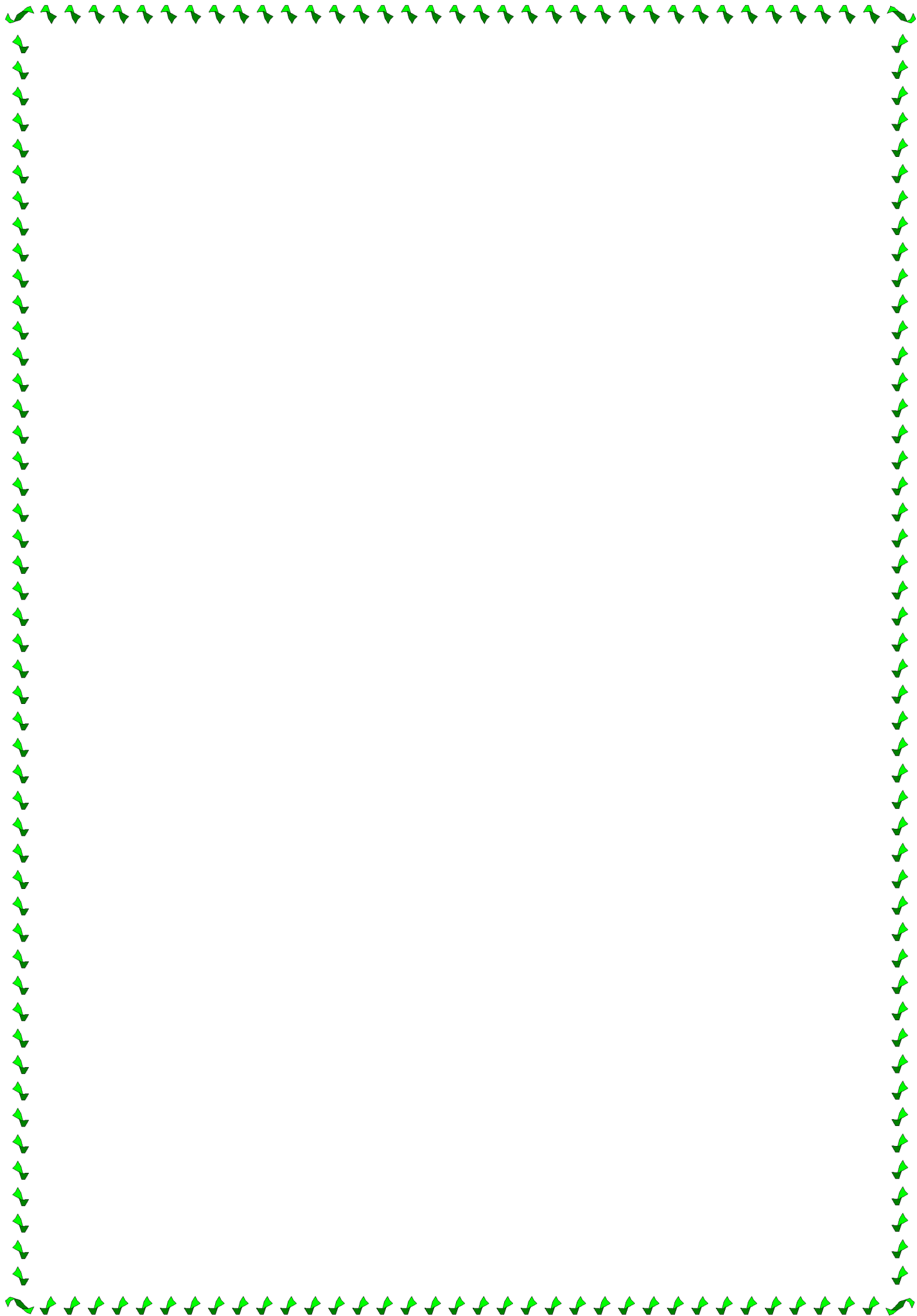


# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, merci papa et maman .*
- ✓ *A ma chère grand mère paternelle : messaouda .*
- ✓ *A mes très chères sœurs :fariza -nadia-lynda .*
- ✓ *A ma très chère tante baya.*
- ✓ *A mon cher frère :mahrez*
- ✓ *A mes deux neveux : ilyan et yani.*
- ✓ *A toute ma famille sans exception*
- ✓ *Mes amies lynda , wrida ,souad et sabro .*
- ✓ *Mes amis (es) de prés et de loin*
- ✓ *La promotion génie civil MASTERII 2015- 2016*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué, de toute manière que ce soit.*

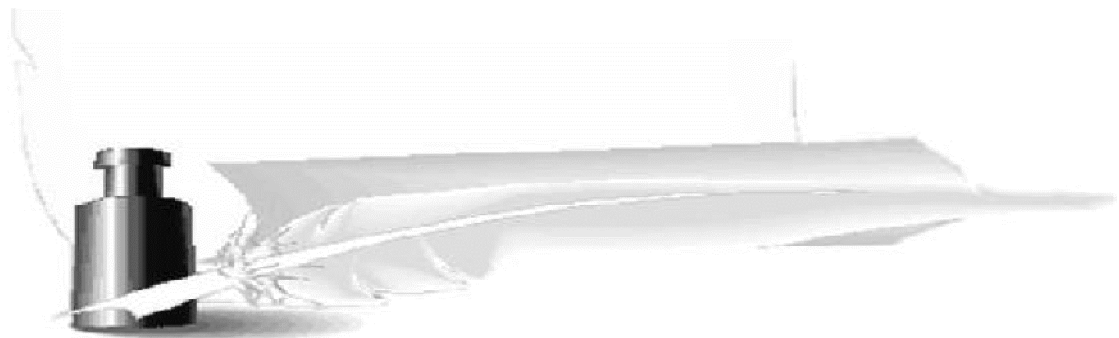
Malika.



# sommaire

✚ Les plans d'architectures	
✚ Plans de coffrage	
✚ Introduction générale	
✚ <u>Chapitre I</u> : Présentation de l'ouvrage.....	1-10
✚ <u>Chapitre II</u> : Pré-dimensionnement des éléments.....	11-23
✚ <u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments :	
3-1-acrotère.....	24-30
3-2-balcon.....	31-36
3-3-escalier.....	37-49
3-4-plancher .....	50-69
3-5- poutre palière.....	70-75
3-6-salle machine .....	76-83
✚ <u>Chapitre IV</u> : contreventement .....	84-92
✚ <u>Chapitre V</u> : modélisation.....	93-110
✚ <u>Chapitre VI</u> : vérification RPA .....	111-123
✚ <u>Chapitre VII</u> : ferrailages des éléments :	
7-1-ferrailages des poutres.....	124 -134
7-2-ferrailages des poteaux.....	135 -145
7-3-ferrailages des voiles.....	146 -160
✚ <u>Chapitre VIII</u> : Étude de l'infrastructure .....	161-176
✚ 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 +10) à usage d'habitation et commercial, ossature mixte contreventée par voiles et portiques

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

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**



**I.1) Introduction :**

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un Bâtiment (R+10) à usage d'habitation, commercial et service.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les Caractéristiques du sol.

**I.2) La zone d'implantation :**

Ce bâtiment est implanté à mekla de la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme étant une zone de moyenne Sismicité (ZONE Iia) et de groupe d'usage 2 (ouvrage d'importance moyenne)

**I.3) Les composants de la structure :**

La structure est composée :

- Un RDC à usage commercial.
- Un étage à usage bureautique (service).
- Huit étages à usage d'habitation.
- L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur

**I.4) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- Hauteur totale du bâtiment .....35.02m
- La longueur totale du bâtiment ..... 25.00m
- La largeur totale du bâtiment .....1 7.55m
- Hauteur libre d'étage courant .....03,06m
- Hauteur du RDC ..... 04.42m

**I.5) Les éléments de la structure :**

La structure est composée des éléments ci-après :

**1. L'ossature :**

Le bâtiment est à ossature d'éléments mixte, composée d'éléments porteurs verticaux et d'éléments horizontaux formant un système de portiques mixte qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontales de la structure, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

**2. Les planchers :**

Les planchers sont des surfaces planes, destinée à limiter les étages, leurs Fonctions Principales sont :

- la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- l'isolation thermique et phonique.

Dans notre cas, les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, portée sur des poutrelles préfabriquées.

### 3. Les escaliers :

C'est un ouvrage forme de marches permettant de passer d'un niveau à un autre. Dans notre cas on a une cage d'escalier, elle est destinée a assuré l'accès aux Différents étages d'habitation

Les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.

### 4. La cage d'ascenseur :

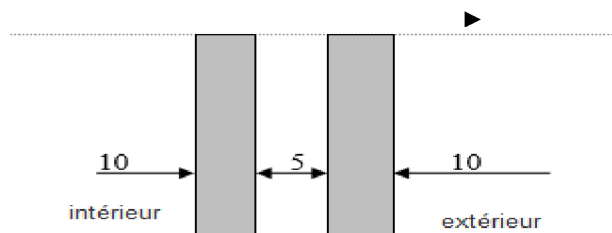
Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

### 5. Le remplissage (maçonnerie) :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, Etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

- Les murs extérieurs et de séparation des appartements, sont constitués de doubles Cloisons en briques creuse de 10cm d'épaisseurs, séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs, sont constitués de cloisons simples en briques creuses de 10cm d'épaisseur.



### 6. Les revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.

Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

Carrelages pour les escaliers et les planchers.

### 7. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix de type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

**I.6) La réglementation utilisée :**

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes)
- DTR (document technique réglementaire)

**I.7) Etude géotechnique du sol :**

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalués que :

- La géologie du site est constituée d'une assise argilo marneuse compacte.
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 2 \text{ MPA}$ .

**I.8) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier suivant le règlement BAEL.

**1) Béton :****a) Généralités :**

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre..... 380 à 450  $\text{cm}^3$
- Gravier..... 750 à 850  $\text{cm}^3$
- Dosage de ciment CPJ325..... 325  $\text{Kg/m}^3$
- Eau de gâchage..... 150 à 200  $\text{l/m}^3$

**b) Résistance caractéristique à la compression :**

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

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $< 28$  jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit :

$$\bullet \quad f_{cj} = \frac{1}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$\bullet \quad f_{cj} = \frac{1}{1.70 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour le présent projet, on adoptera un béton de classe C25  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

**c) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\text{D'où :} \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

**d) Module de déformation longitudinale du béton (module d'élasticité) :**

Ce module est connu sous le nom de "module de Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

D'après le (BAEL91) il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée « E<sub>ij</sub> » :**

Il est mesuré à partir d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ avec } (E_{ij}, f_{cj}) \text{ en MPa. (BAEL91/Art2.1, 2 1)}$$

$$\text{— Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}}$$

- **Module de déformation différé « E<sub>vj</sub> » :**

Il est mesuré à partir d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire. On utilise le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

$$\text{Pour: } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow \mathbf{E_{vj} = 10818,86 \text{ Mpa}}$$

**e) Module de déformation transversale du béton :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{G} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec} \quad E : \text{ module de Young (module d'élasticité)}$$

$\nu$ : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de Poisson: (Art A-213 BAEL).**

Le coefficient de Poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversal  $\left(\frac{\Delta d}{d}\right)$  d'une pièce et la déformation relative longitudinale  $\left(\frac{\Delta l}{l}\right)$ .

$$\left\{ \nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \right\}$$

IL sera égal à:

- **E.L.U:**  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S:**  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

**f) Fluage du béton :**

C'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

**g) phénomène du retrait :**

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment :

- **au retrait avant prise :** c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton.
- **retrait thermique :** dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton.
- **retrait hydraulique :** dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et durcissement de la pâte de ciment.

**h) Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à  $1 \times 10^{-5}$ , pour une variation de  $\pm 20^{\circ}C$  on obtient  $\Delta L = \pm 2\text{‰} \times L$ .

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendre une dilatation. Pour éviter des dommages structuraux du à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

**i) Les Etats limites de calcul :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle elle est conçue, on distingue les catégories d'état limites suivants.

• **L'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, les phénomènes correspondants à cet état sont :

La stabilité locale ou globale et l'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \quad \text{Avec } \gamma_b: \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas des situations durables ou transitoires} \quad \underline{f_{bc} = 14,2 \text{MPa}} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas des situations accidentelles} \quad \underline{f_{bc} = 18,48 \text{MPa}} \end{array} \right.$$

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

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérés.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ si la durée d'application des actions est supérieur à 24h (T > 24h)} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée d'application des actions est entre 1h et 2h (1h < T < 24h)} \\ \theta = 0,85 \text{ si la durée d'application des actions est inférieur à 1h (T < 1h)} \end{array} \right.$$

Pour des situations durables:  $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
$f_{bu}$	14,20

Pour de situations accidentelles:  $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
$f_b$	18,48	20,53	21,74

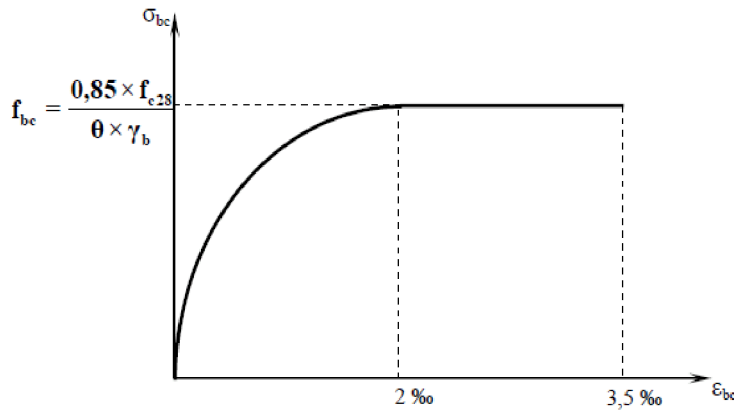


Figure I-1 : Diagramme simplifié contrainte déformations du béton à l'Etat limite ultime.

• **L'état limite de service (E.L.S):**

D'état limite de service est un état de chargement au-delà auquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue; on distingue:

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- L'état limite de service d'ouverture des fissures. (ouvertures)
- L'état limite de service de déformation. (flèche)

La contrainte limite de service est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$  avec:  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15\text{ Mpa}$ .

Pour la vérification il faut que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

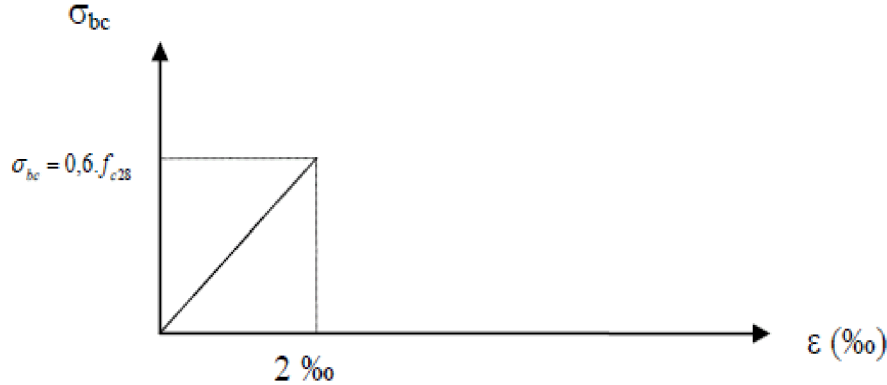


Figure I-2 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.

**j) Contrainte limite de cisaillement (Art: A5.1, 21 BAEL):**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante:

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.} \\ b : \text{largeur de la section cisailée.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{pour une fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

**2) Les aciers:****a. Généralités :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A).

- Les ronds lisses **FeE215** et **FeE235** correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence **FeE400** et **FeE500** correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Treillis soudé de type **TS520**.
  - $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

**❖ Remarque:**

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

**b. Limite d'élasticité :**

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de scellement
Aciers en Barre	Rond lisse Fe E235	RL	235	410-490	1.022‰	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	1.74‰	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\phi < 6$ )	TS	520	550	2.17‰	1

**Tableau I.1-**Caractéristiques des aciers.

**c. Module d'élasticité :**

Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :  
 $E_s = 200000$  MPa. (BAEL 91, art A.2.2, 1)

**d. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson des aciers il est pris égal à :  $\nu = 0,3$

**e. Contrainte limite élasticité de l'acier :****1. Etat limite ultime :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A.4.3.2 BAEL91) :

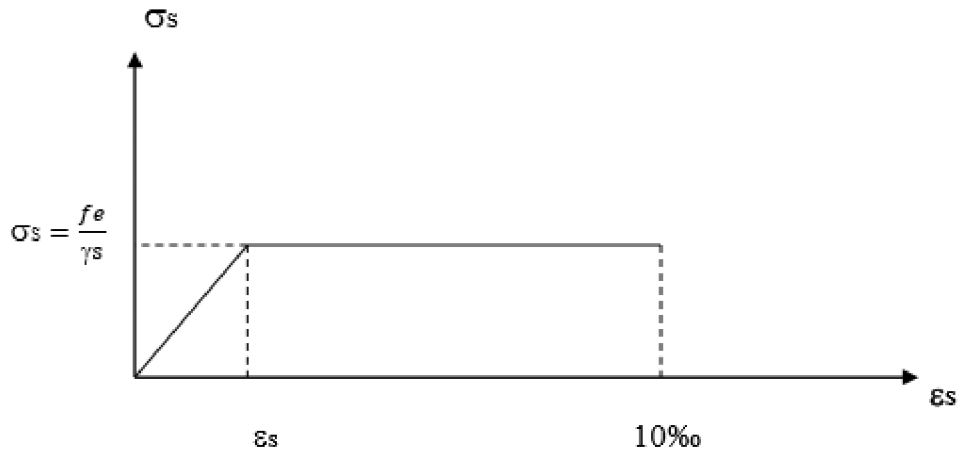
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour le cas courant .} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel (Art A. 4.3.2/BAEL 91).} \end{cases}$$

- $f_e$  : Limite d'élasticité garantie, c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que
 
$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400.} \\ \sigma_s = 204 \text{ MPa} & \text{pour les aciers aciers doux FeE24.} \end{cases}$$



**Fig.I.3** : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

## 2. Etat limite de service:

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du BAEL91.

On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = f_e \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32})$$

- **Fissuration préjudiciable**: c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e, 110\sqrt{nftj}) \right\} \text{ en MPa. } (\text{BAEL 91 modifiés en 99, art A.4.5, 32})$$

- **Fissuration très préjudiciable** cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e, 110\sqrt{nft28}) \right\} \text{ en MPa.}$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

$$n: \text{ Coefficient de fissuration } \begin{cases} n=1: & \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ n=1,6: & \text{pour les hautes adhérences (HA).} \end{cases}$$

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

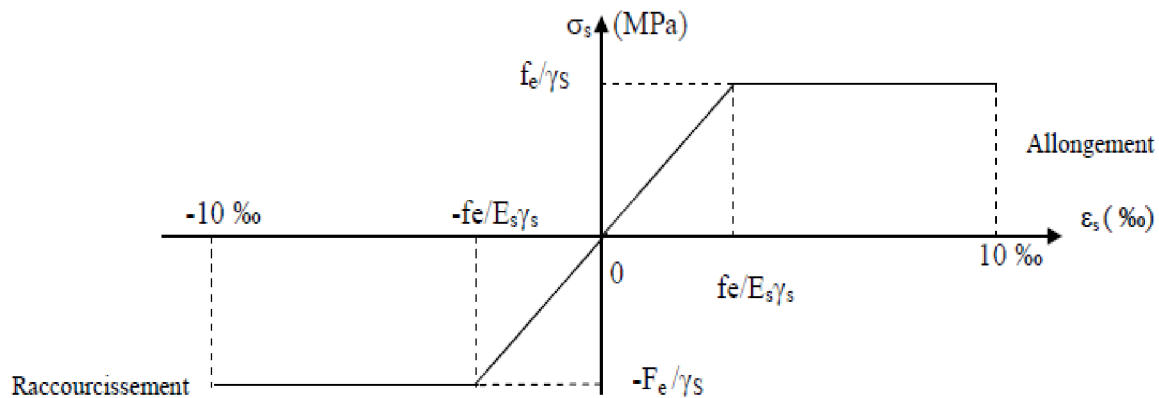


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Avec:

- $\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1.00 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- $E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

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

- $\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

#### f. Protection des armatures : (art A.7-2 4 BAEL91) :

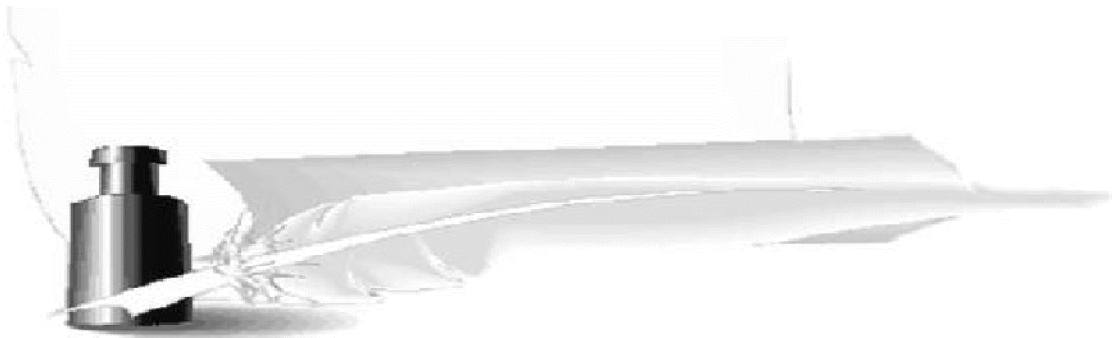
A fin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage, (Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs ; il est donc nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage), on doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **$C \geq 5 \text{ cm}$**  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$**  : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- **$C \geq 1 \text{ cm}$**  : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

## **La réglementation utilisée :**

- BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

# **Chapitre II : prédimensionnement**



### I. Introduction :

En respectant les recommandations en vigueurs et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, à savoir : les planchers, les balcons, les poutres.

### II. Pré dimensionnement des planchers :

#### II.1. plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression armé d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5 cm.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante :  $h_t \geq L_{\max}/22.5$  (Art B 6-8-423/BAEL91 99).

Avec:

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

ht : Hauteur total des planchers.

D'après le RPA 99(mod2003) les dimensions minimales des poteaux dans zone IIa sont  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ .

Dans notre cas :  $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$ .

D'où :  $ht = 375/22.5 = 16.66 \text{ cm}$ .

On adoptera une hauteur normalisée de  $ht = 20 \text{ cm}$ , soit un plancher  $(16+4) \text{ cm}$ , dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression, et ce dimensionnement est valable pour tous les planchers de cette construction.

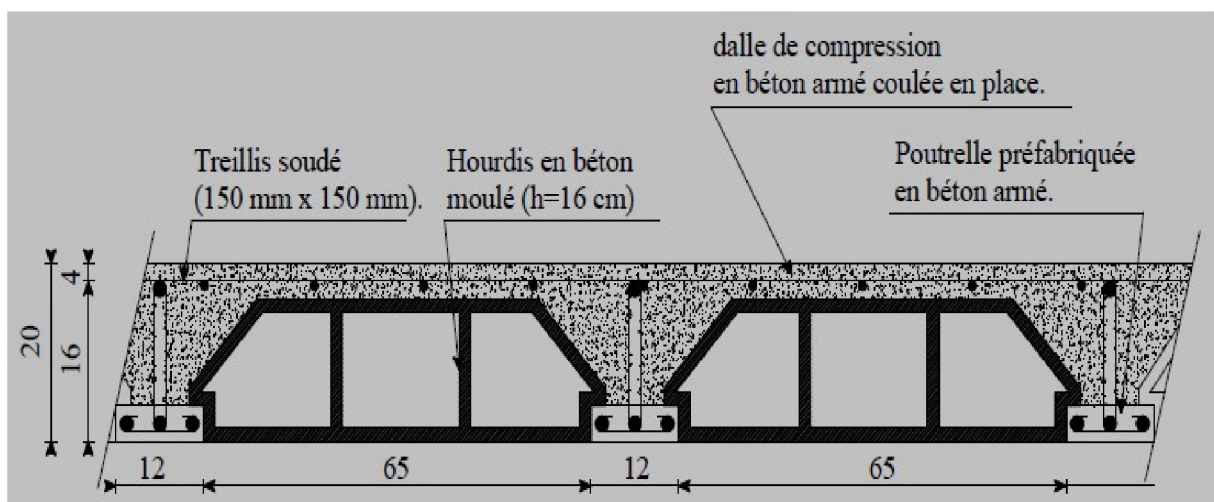


Figure (II-1): Coupe transversale d'un plancher.

**1. 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 (IIa):

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

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.

**i. les poutres principales (Pp) :**

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

**❖ la hauteur**

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

$$L_{\max} = 425 - 25 = 400 \text{ cm.}$$

$$400 / 15 \leq h_{pp} \leq 400 / 10 \quad \Rightarrow \quad 26,7 \leq h \leq 40 \quad [\text{cm}].$$

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

**ii. Les poutres secondaires (ps):****❖ la hauteur :**

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

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

$$375 / 15 \leq h_{ps} \leq 375 / 10 \quad \Rightarrow \quad 25 \leq h \leq 37,5 \quad [\text{cm}].$$

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

**2. Les voiles :**

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

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. de RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition  $L \geq 4 e_p$

Avec :  $e_p$  : épaisseur des voiles.  
 $L$  : portée min des voiles.

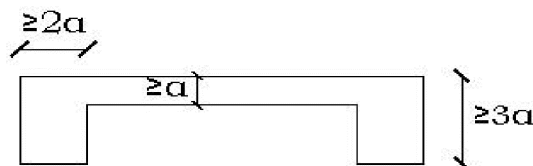
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$e_p \geq \max \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

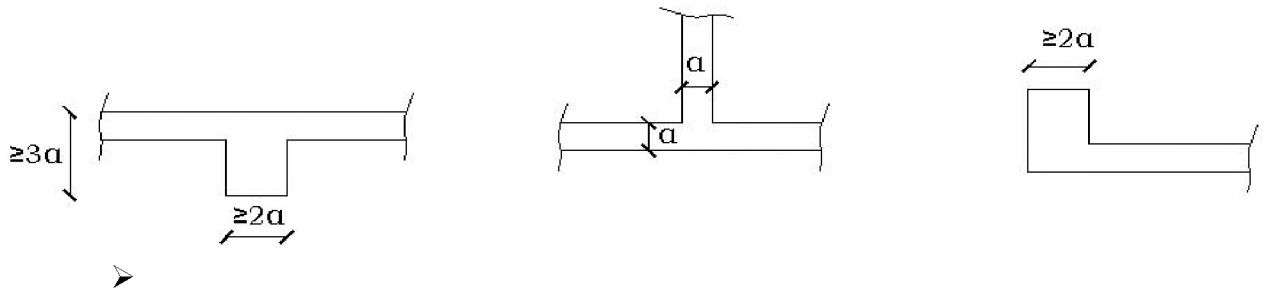
Dans notre cas on a :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}.$$

➤ **1er cas :**  $\alpha \geq \frac{h_e}{25} = \frac{286}{25} = 11.44$

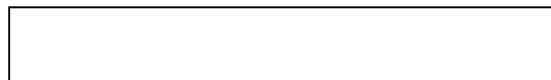


➤ **2ème cas :**  $\alpha \geq \frac{h_e}{22} = \frac{286}{22} = 13$



➤ 3<sup>ème</sup> cas :  $\alpha \geq h_e/20 = 286/20 = 14.3$

a



Donc :

On prend :  $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3$   $\Rightarrow ep \geq 14.3$   
 $e_p = 20 \text{ cm}.$

Pour la portée min des voiles L on a :

$$L \geq 4 \times ep = 4 \times 20 = 80 \Rightarrow L > 8 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 3. Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal  $N_s$ .

L'effort  $N_s$  sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et vérifiant les exigences du (RPA 99 modifié 2003), qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20. \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4. \end{cases}$$

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$B \geq N / \sigma_{bc}$$

Avec :

B : Section du poteau.

$N_s$  : effort normal revenant au poteau considéré.

$$N_s = G + Q \begin{cases} G : \text{charges permanentes.} \\ Q : \text{surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges} \end{cases}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

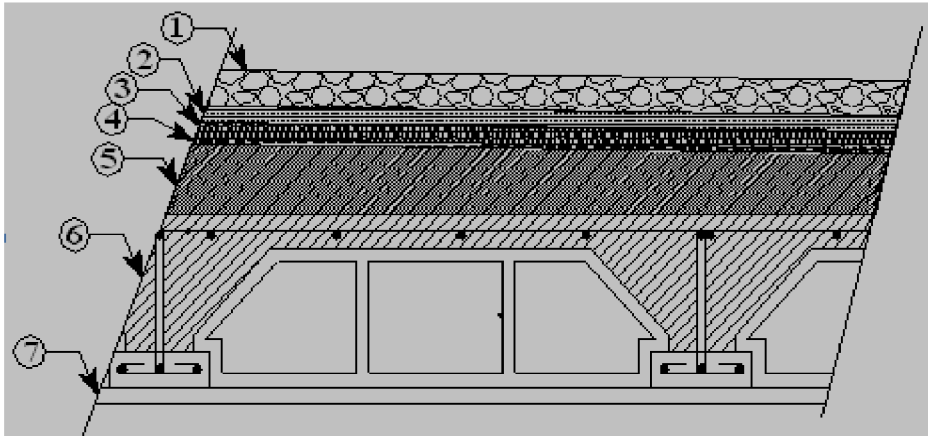
**Remarque :**

Pour nos calculs en commence avec la section du poteau exigé par le RPA qui est de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ , pour arriver aux sections finales.

**3.1. Détermination des charges et surcharges :**➤ **Charges permanentes G:**• **Plancher terrasse :**

N°	Designation de l'élément	L'épaisseur (cm)	(KN/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	4	0.2	0.8
2	Etanchéité multi-couche	2	0.12	0.24
3	Isolation thermique	2	0.8	1.6
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	7	0.24	1.68
6	Plancher en corps creux	16+4	/	2.80
7	Enduit de plâtre	2	0.1	0.2
			<b>Gt = 7.33 KN/m<sup>2</sup></b>	

Tableau(II.1) : Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

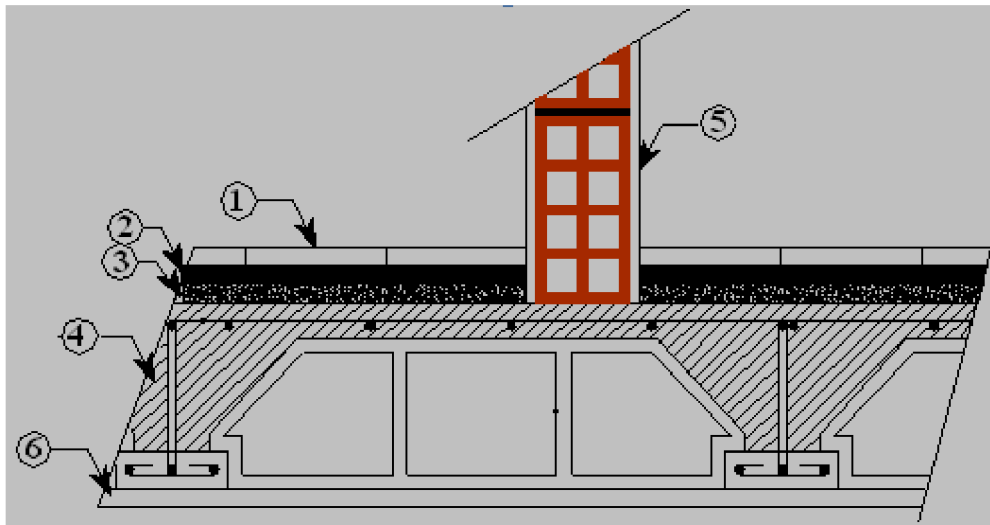


Figure(II.2) : Coupe du Plancher terrasse

- **Plancher d'étage courant:**

N <sup>o</sup>	Designation de l'élément	L'épaisseur (cm)	(KN/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de carrelage	2	0.2 2	0.44
2	mortier de pose	2	0.2 2	0.44
3	Couche de sable	2	0.1 8	0.36
4	Plancher en corps creux	16+4	/	2.80
5	Les cloisons de separation	10	/	0.9
6	Enduit de plâtre	2	0.1	0.2
			<b>Gt =5,14 KN/m<sup>2</sup></b>	

Tableau(II.2) : Charges permanentes (G) étage courant.

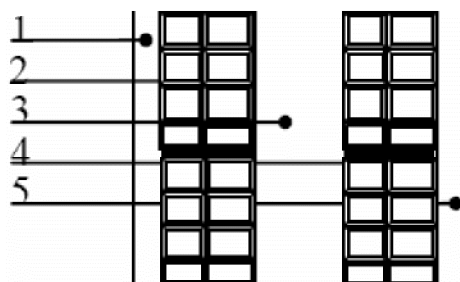


Figure(II.3): Coupe du Plancher d'étage courant

• **Maçonnerie murs extérieurs :**

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (cm)	r (KN/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	2	0.18	0.36
2	Brique creuse	10	/	0.9
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse	10	/	0.9
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
			<b>Gt= 2.36 KN/m<sup>2</sup></b>	

Tableau (II.3) : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs.



Figure(II.4.a) : Coupe verticale d'un mur extérieur.

- **Maçonnerie murs intérieurs :**

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (cm)	r (KN/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
2	Brique creuse	10	/	0.9
3	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
				<b>Gt = 1.30 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau (II.4) : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

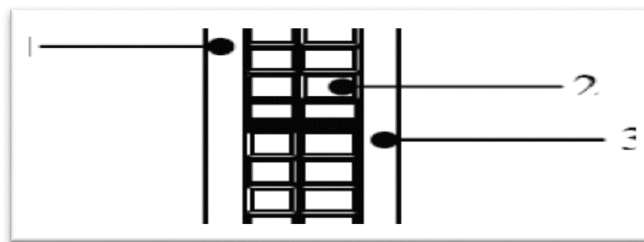


Figure (II.4.b) : Coupe verticale d'un mur intérieur

- **Charges d'exploitation Q :**

Éléments	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Plancher étage (service)	2.50
Plancher RDC (commercial)	5
balcon	3.5
escalier	2.5

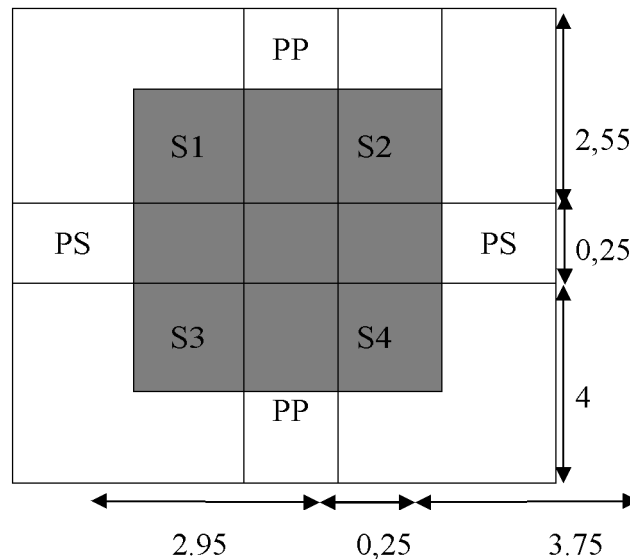
Tableau (II.5) : Charges d'exploitation (Q).

### 3.2. Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

Surface d'influence : surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : C 3



Figure(II.5) : surface revenant au poteau le plus sollicité.

Calcul de la surface revenant au poteau C3

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\text{avec } \begin{cases} S_1 = 1,475 \times 1,275 = 1,88 \text{ m}^2 \\ S_2 = 1,875 \times 1,275 = 2,39 \text{ m}^2 \\ S_3 = 2 \times 1,475 = 2,95 \text{ m}^2 \\ S_4 = 2 \times 1,875 = 3,75 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow S = 10,97 \text{ m}^2$$

#### A. Charges permanentes :

##### ➤ Poids des poutres :

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 0,35 \times 0,30 \times 4,25 \times 25 = 11,16 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0,25 \times 0,30 \times 4 \times 25 = 7,5 \text{ KN.}$$

D'où le poids des poutres est de :

$$G_p = 11,16 + 7,5 = 18,66 \text{ KN.}$$

##### ➤ Poids des planchers :

- Plancher terrasse :

$$G_{pt} = 7,33 \times 10,97 = 80,41 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant :  
 $G_{pe} = 5,14 \times 10,97 = 56,38 \text{ K}$

➤ **Poids des poteaux :**

- Poteaux du RDC commerce :  
 $P_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 4,42 \times 25 = 6,9 \text{ KN}$ .

- Poteaux étage service + étage logements :

$$P_{Pot} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,88 \text{ KN}$$

➤ **Poids des murs intérieures :**

- Murs RDC :  
 $P_m = 10,97 \times 1,30 \times 4,42 = 63,03 \text{ KN}$ .

- Murs étages :  
 $P_{me} = 10,97 \times 1,30 \times 3,06 = 43,64 \text{ KN}$ .

**B. Charges d'exploitations :**

- Plancher terrasse :  
 $Q_{pt} = 10,97 \times 1,00 = 10,97 \text{ KN}$ .

- Plancher étage courant :  
 $Q_{ec} = 10,97 \times 1,50 = 16,45 \text{ KN}$ .

- Plancher RDC commerce et étage service  
 $Q_{rdc.c} = 10,97 \times 2,5 = 27,42 \text{ KN}$ .

**3.3. Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :**

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée d'application des surcharges sur tout le plancher.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suite :

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

Avec :

$Q_n$  : charge d'exploitation à l'étage en tenant compte de la dégression des charges

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

$Q_i$  : charge d'exploitation de l'étage.

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

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,69	0,67	0,65

$$Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 10.97\text{KN.}$$

$$Q_9 = Q_0 + Q_1 = 10.97 + 16.45 = 27.42\text{KN.}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 42.22\text{KN.}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 55.38\text{KN.}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 66.9\text{KN.}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 76.77\text{KN.}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 84.99\text{KN.}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 92.73\text{KN.}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 109.34\text{KN.}$$

$$Q_1 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 124.86\text{KN.}$$

$$Q_{\text{RDC}} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 139.09\text{KN.}$$

NIV	Charges permanentes [KN]						charges d'exploitation [KN]		Effort Normal [KN]	Sections des poteaux
	Plancher	poutres	Poteau X	Murs	G <sub>totale</sub>	G <sub>cum</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>cum</sub>	N <sub>s</sub> =G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S <sub>min</sub> =N <sub>s</sub> /0,3f <sub>c28</sub>
Terrasse	80.41	18.66	0.00	0.00	99.07	99.07	10.97	10.97	110.04	73.36
9	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	222.55	16.45	27.42	249.97	166.65
8	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	346.03	16.45	43.87	389.9	259.93
7	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	469.51	16.45	60.32	529.83	353.22
6	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	592.99	16.45	76.77	669.76	446.5
5	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	716.47	16.45	93.22	809.69	539.79
4	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	839.95	16.45	109.67	949.62	633.08
3	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	963.43	16.45	126.12	1089.55	726.37
2	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	1086.91	27.42	153.54	1240.45	826.97
1	56.38	18.66	4.8	43.64	123.48	1210.39	27.42	180.96	1391.35	927.57
RDC	56,38	18,66	6,9	63,03	144,97	1355,36	27,42	208,38	1563,73	1042,49

**Remarque :**

Les calculs effectués ci-dessus (tableau II.6) donnent des sections des poteaux très réduites. Pour cela ; il est préférable d'augmenter les sections du béton afin d'éviter le risque d'éclatement sous l'effet d'armature, et pour une meilleure répartition des armatures avec les diamètres inférieures.

On adopte les sections suivantes :

RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> niveau : (55 x 55).

3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> niveau : (50 x 50).

8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> niveau : (45 x 45)

**3.4. Vérifications relatives aux exigences du RPA : (Art 7.4.1 du RPA99)**

$$\text{Min}(b ; h) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

condition vérifiée.

$$\text{Min}(b ; h) = 35 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 286 / 20 = 14,30 \text{ cm}$$

condition vérifiée.

$$1/4 \leq b/h = 0,25 \leq 0,78$$

condition vérifiée.

Toutes les sections des poteaux sont admissibles.

### 3.5. Vérification de la résistance des poteaux au flambement:

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Pour qu'il n'y ait pas de flambement il faut que l'élancement soit :  $\lambda = l_f / i \leq 50$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement.

$l_f = 0.7 l_0$  ; tel que  $l_0$  : portée réelle du poteau (hauteur libre).

$i$  = rayon de giration. Avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : moment d'inertie du poteau. Avec :  $I = bh^3/12$

$B$  : section transversal du poteau. Avec :  $B = b \cdot h$

Finalement :

$$\frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\frac{bh^3/12}{bh}} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{h} \Rightarrow \sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

#### ❖ Application numérique :

Pour le RDC (55x55) :

$$\lambda = 0.7\sqrt{12} \times \frac{4.42}{0.55} = 17,20.$$

Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> niveau (50x50) :

$$\lambda = 0.7\sqrt{12} \times \frac{3.06}{0.55} = 13,94.$$

Pour le 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> niveau (45x45) :

$$\lambda = 0.7\sqrt{12} \times \frac{3.06}{0.45} = 16,48.$$

Toutes les valeurs de  $\lambda$  étant inférieures à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

#### Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher:  $h_t = 20$  cm soit (16+4).
- Epaisseur de la dalle pleine (balcon) :  $h_t = 15$  cm.
- Epaisseur des voiles :  $h_t = 20$  cm.
- Section des poutres secondaires (25 x 30).
- Section des poutres principales (30x 35).
- Section des poteaux :

RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> niveau: (55x55).

3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> niveau : (50 x 50).

8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> niveau : (45 x 45)

# **Chapitre III :** **calcul des éléments**



**III.1) Introduction:**

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

**III.2) Acrotère :**

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle sera assimilée à une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre  $G$  et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ( $Q=1\text{KN/ml}$ ) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée.

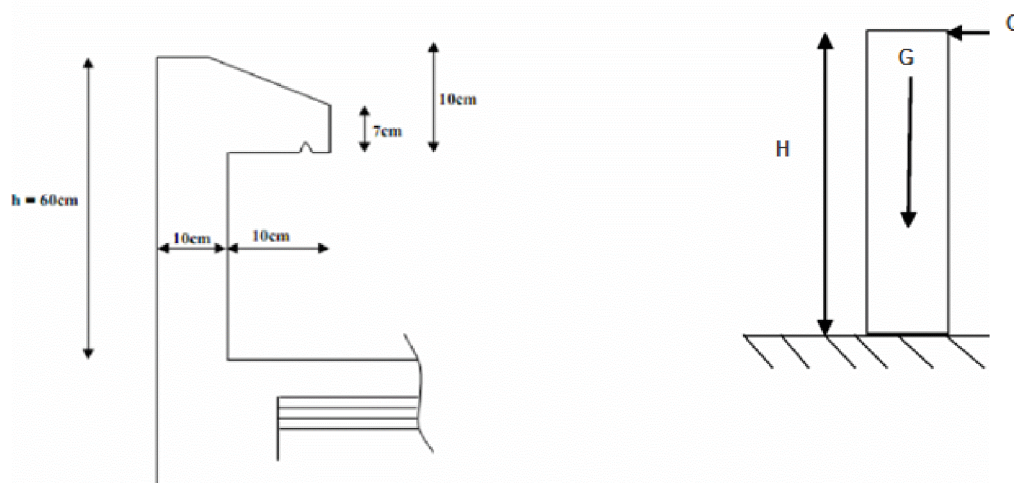


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère.

**III.2.1) Calcul des sollicitations :**

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho \times S \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \rho : \text{masse volumique du béton.} \\ S : \text{section longitudinale de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1)/2] = 1,71\text{KN/m}$$

- **La force sismique :**

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

Avec:

$A$  : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère.

Dans notre cas, on a :

$A = 0,15$  (zone IIa, groupe d'usage 2)

$C_p = 0,8$

$W_p = 1,71 \text{ KN/m}$

D'où :

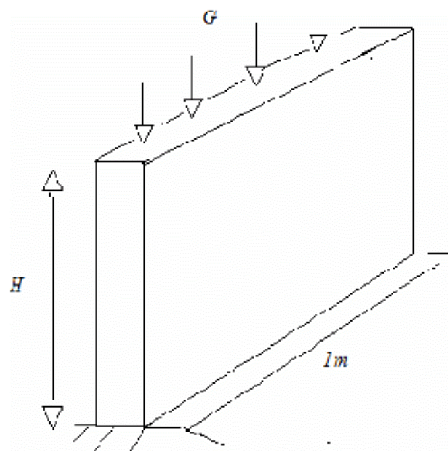
$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,71 = 0,82 \text{ KN/m}$$

- **Surcharge de la main courante:**

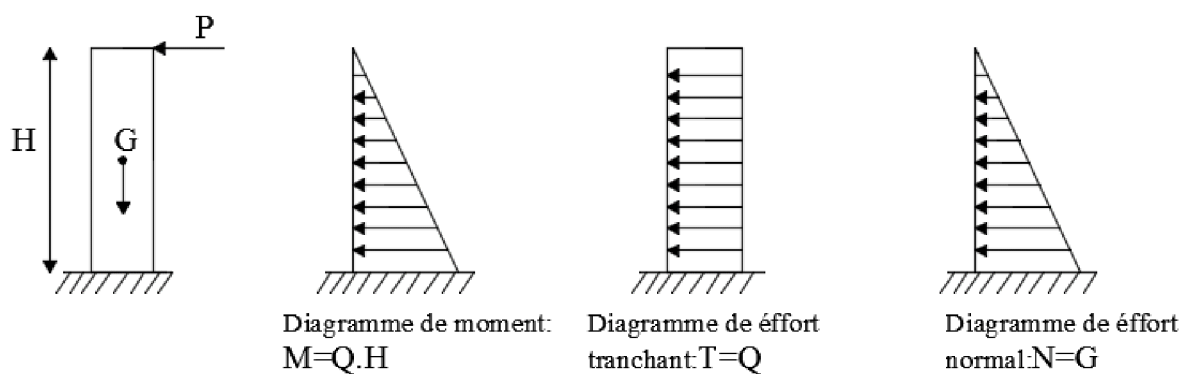
$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :**

$F_p < Q = 1 \text{ KN/m} \rightarrow$  le calcul avec  $Q$



**Figure III.2:** schéma statique de l'acrotère.



**Figure III.3 :** Diagrammes des efforts internes.

Effort tranchant dû à la poussée latérale :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1 = 1,71 \text{ KN}$

Effort normal dû à la surcharge  $Q$  :  $N_Q = 0$

Moment de renversement dû à  $G$  :  $M_G = 0$

Moment de renversement dû à Q :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$ .

### III.2.3) Combinaisons de charges :

- **ELU :**

Effort normal de compression :  $N_u = 1,35.G$

Moment de renversement :  $M_u = 1,5 \times M_q$

Effort tranchant :  $T_u = 1,5Q$

$N_u = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN}$

$M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

$T_u = 1,5 \text{ KN}$ .

- **ELS :**

Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,71 \text{ KN}$

Moment de renversement :  $M_s = M_q = 0,6 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $T_s = Q = 1 \text{ KN}$

### III.2.4) Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10 \text{ cm}$ » et de largeur « $b = 100 \text{ cm}$ », soumise à un effort normal « $N$ » et un moment de renversement « $M$ ».

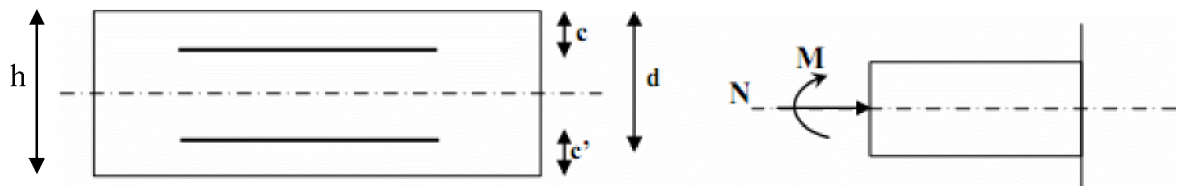


Figure III.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

- $h$  : Epaisseur de la section : 10 cm
- $c$  et  $c'$  : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton  
 $c = c' = 3 \text{ cm}$
- $d = h - c$  : Hauteur utile : 7 cm
- $M$  : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

➤ **Calcul des armatures a l'ELU :**

1) **Position du centre de pression :  $c_p$**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \rightarrow 0,02 \text{ m.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et comme  $N_u$  est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimé.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$  puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

2) **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,41 \text{ m}$$

$$M_f = 2,31 \times 0,41 = 0,95 \text{ KN.m}$$

- **moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,95 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,95 \times 10^6}{0,993 \times 70 \times 348} = 39,27 \text{ mm}^2 \rightarrow A_f = 0,393 \text{ cm}^2$$

### 3) Calcul en flexion composée des armatures réelles : A

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,392 - \frac{2,31 \times 10^3}{348} = 32,63 \text{ mm}^2 \rightarrow A = 0,33 \text{ cm}^2$$

Puisque l'effort du séisme est réversible, on doit mettre ces armatures sur les deux faces de l'acrotère.

➤ **Vérification à l'ELS :**

**a) la condition de non fragilité :**

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion si elle partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right] bd \quad \text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \left[ \frac{350 - (0,455 \times 70)}{350 - (0,185 \times 70)} \right] 1000 \times 70 = 79,78 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A < A_{\min}$$

### Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adop}} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit} \quad 5T8 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } e = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

- armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit} \quad 4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec un } e = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

### b) Vérification au cisaillement :(BAEL 91/Art A5.1.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{T_U}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$  : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :**

Pour connaître le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

Acier haut adhérence  $\Psi_s = 1,5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ .

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Encrage des barres : (Art. A.6.1,21/BAEL91)**

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \tau_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } L_s = 30 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,28 \text{ cm}$$

On prend :  $L_a = 15 \text{ cm}$ .

**e) Espacement des barres : (Art.8.2,42/BAEL91) :**

Armatures principales :  $St_{max} = 20 \text{ cm}$  ( $\min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ ).

$\longrightarrow$  Condition vérifiée

Armature de répartition :  $St_{max} = 15 \text{ cm}$  ( $\min\{4h; 45 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$ ).

$\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**III.2.4) Etude à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit calculer les sections d'acier car on risque d'obtenir une section plus importante que celle calculée à l'ELU. Les vérifications à effectuer portent sur :

- un état limite de compression du béton (A.4.5, 2).
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5, 3).

**a) Combinaison des la charges :**

$$N_s = G + Q = 1,71 + (0) = 1,71 \text{ KN}$$

$$M_s = G + Q = (0) + (0,6 \times 1) = 0,6 \text{ KN.m}$$

**b) L'excentricité :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_s > \frac{h}{c} - c = \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,02 \text{ m}$$

Le centre de pression est on dehors de la section et comme  $N_s$  est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

**c) La fissuration :**

- **Dans l'acier:** il faut vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Avec :  $\eta = 1,6$

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

$$\rightarrow \frac{2}{3} \times f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266,7 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0,5 \times f_e = 0,5 \times 400 = 200 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266,7; \max(200; 201,63)]$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho_l = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_l = 0,287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,915 \\ k_1 = 44,03 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{0,915 \times 70 \times 201} = 46,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :**  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{44,03} = 4,58 \text{ MPa}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \longrightarrow$  condition vérifiée

- **Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFI2 99] :**

- Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ .

- Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$ .

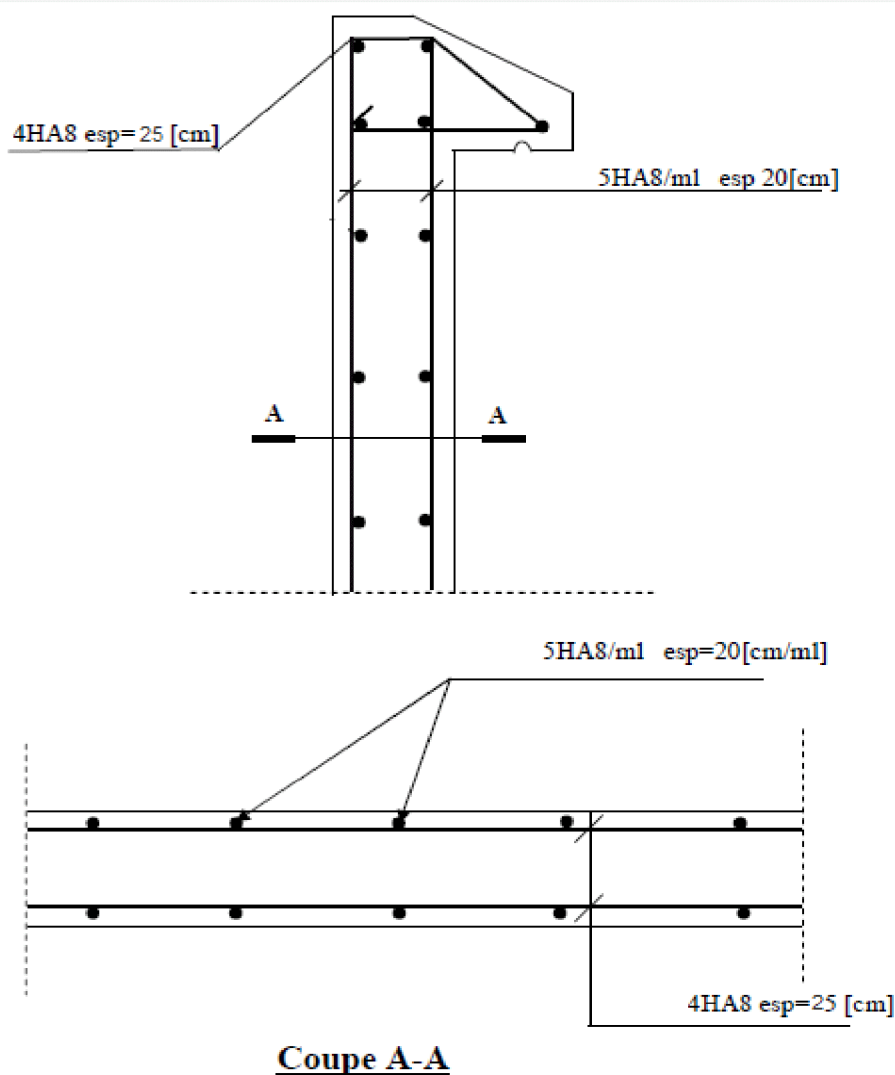
Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

- **Ferrailage adopté :**

Armatures principales : **5HA8/ml = 2.51 cm<sup>2</sup>** avec : **S<sub>t</sub> = 20 cm**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec : **S<sub>t</sub> = 25cm.**

### III.2.5) Ferrailage de l'acrotère :



**Figure III.5.** Schéma 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 encastré 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 de 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.

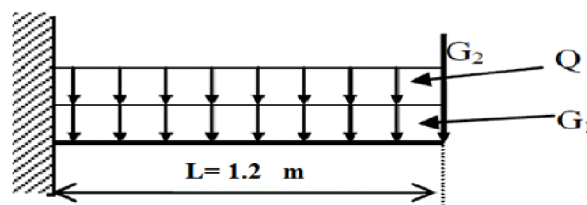


Figure III.6 : Schéma statique du balcon.

**III.3.1.1) Dimensionnement :**

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

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

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

**III.3.1.2) Déterminations des sollicitations :****a) Charge permanente :**

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		<b>Poids totale</b>	<b>G= 5,23</b>

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
<b>Poids totale</b>			<b>G1= 1,62</b>

Tableau III.2: Les charges concentré revenant au balcon.

## c) Surcharge d'exploitations :

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

## Combinaison de charges :

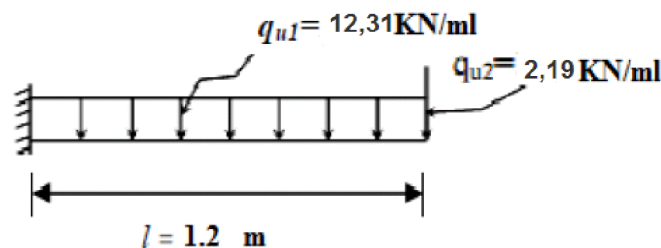
L'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

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

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

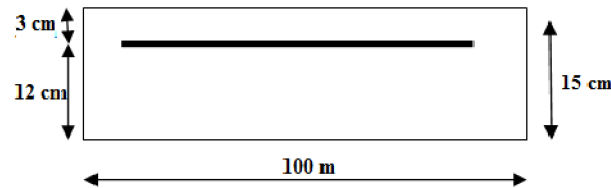
- **Effort tranchant :**

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

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

- **Armature principale :**

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



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

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

D'où :

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

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

- **Armature de répartition :**

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

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 100/4 = 25$$

### III.3.1.5) Vérification des efforts :

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

⇒ condition vérifiée

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

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

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

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

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

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

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

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

### 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 :**

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

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

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

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

$$\mu_1 = 0,0028 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,913 ; k_1 = 42,47$$

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

$$\text{Soit : } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

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

Soit :  $4HA10=3.14\text{cm}^2$  avec :  $St=25\text{cm}$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho_1 = 0.307 \quad ; \quad k_1 = 42.47$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1} = \frac{201.63}{42.47} = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Valeur de } \beta_1 : \rho = \frac{100 \cdot A_s}{bd} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.905$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{8.22 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 4.52} = 167 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  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.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > 0.0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

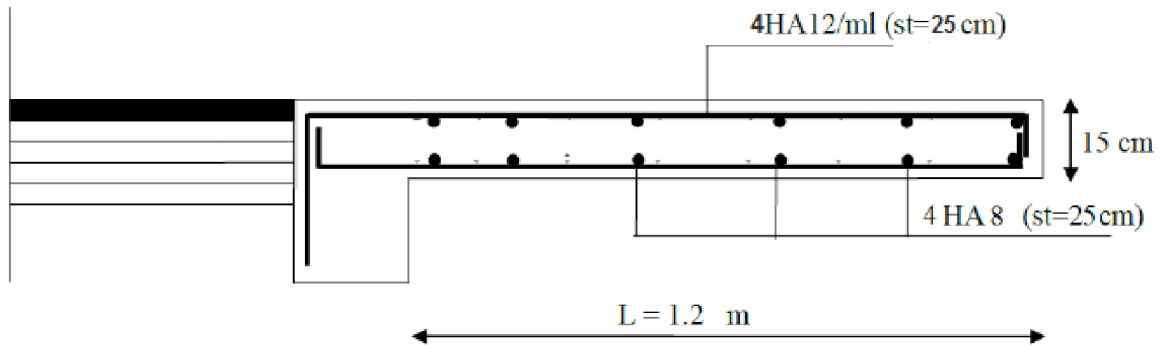
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{8.22}{10 \times 8.22} = 0.1$$

### 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**.

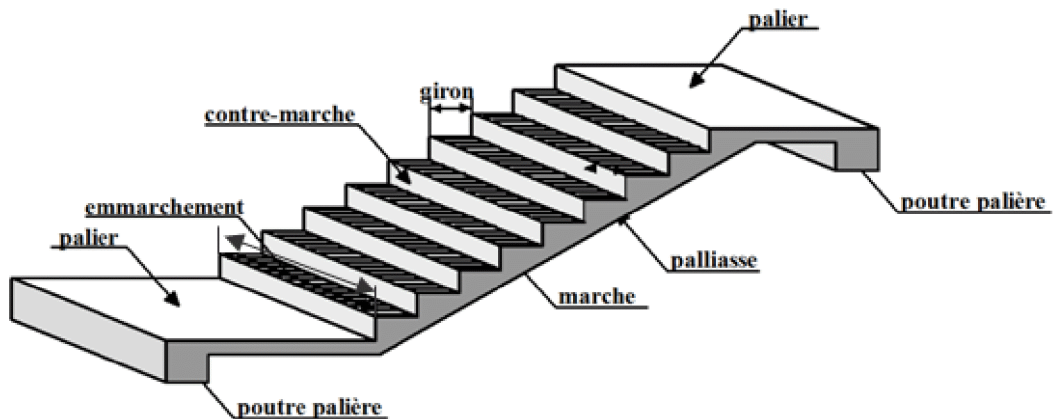
Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2,01cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **25cm**.



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

**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 :

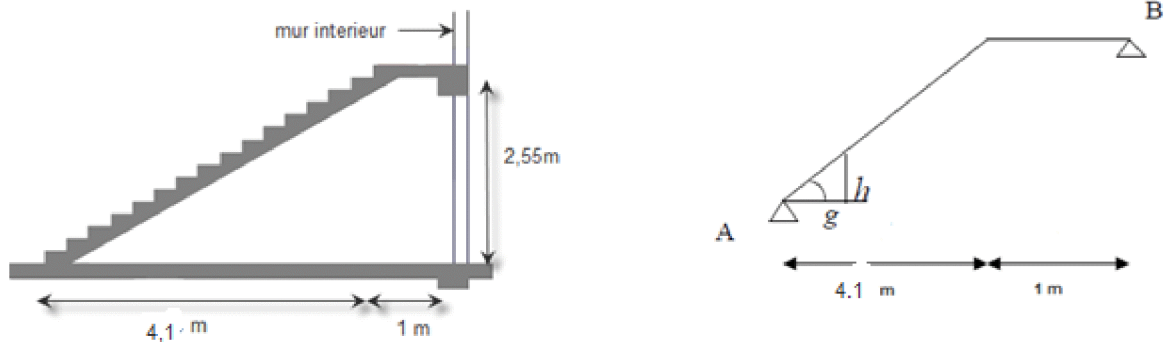
- $g$  : giron (largeur des marches)
- $h$  : Hauteur des marches
- $E$  : Emmarchement
- $H$  : hauteur de la volée
- $e_p$  : Épaisseur de la paillasse et du palier
- $L_1$  : longueur du palier de départ
- $L_2$  : longueur projeté de la volée.
- $L_3$  : longueur du palier d'arrivée.

### 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 = 17cm**.

- **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 :

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

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29,54^\circ$$

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

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

**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/m <sup>2</sup> )
- 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/m <sup>2</sup> )
- 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:**  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$ .

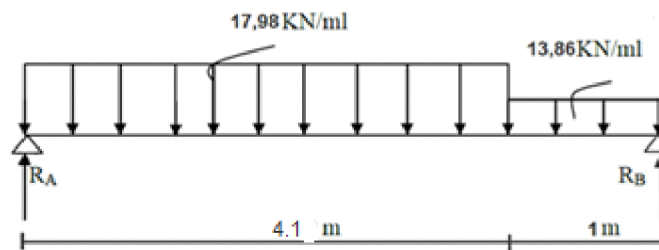
**Palier :**  $q_{u1} = (1.35 \times 7,49 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 13,86 \text{ KN/ml}$ .

**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 :**  $q_{s1} = (7,49 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9,99 \text{ KN/ml}$ .

**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 :**

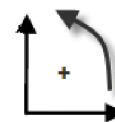
Figure(III.6.3) : Schéma statique de calcul (ELU)

**D'après les formules de la RDM :**

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

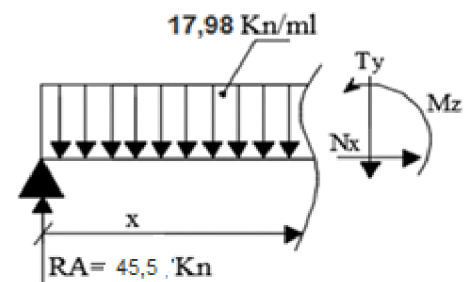
$$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 42,1 \text{ KN.}$$

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

**Calcul des efforts internes :****1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 4,1$** 

$$T_y = 45,5 - 17,98x \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = 45,5 \text{ KN} \\ x = 4,1 \Rightarrow T_y = -28,2 \text{ KN} \end{cases}$$

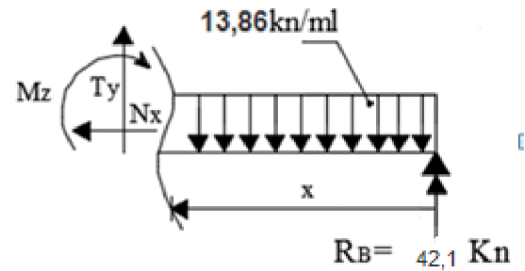
$$M_z = 45,5x - \frac{17,98}{2}x^2 \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 4,1 \Rightarrow M_z = 35,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1$

$$T_y = 13,86x - 42,1 \quad \begin{cases} x=0 \Rightarrow T_y = -42,1 \text{ KN} \\ x=1 \Rightarrow T_y = -28,2 \text{ KN} \end{cases}$$

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

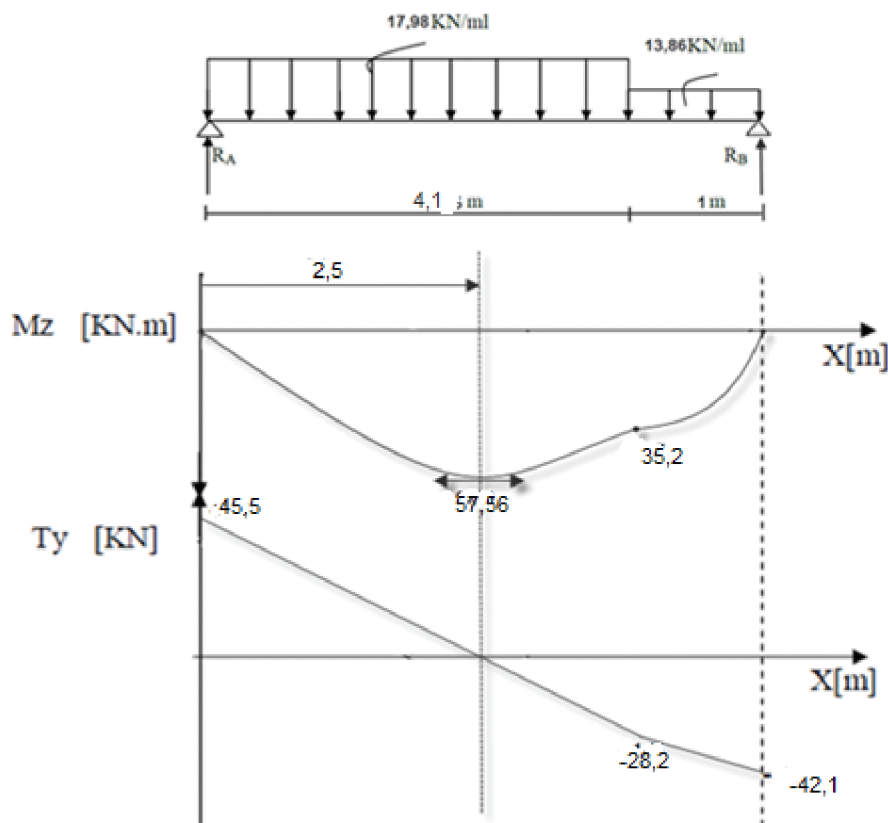


le moment  $M_z^{\max}$  :

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

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

c) diagrammes efforts internes:



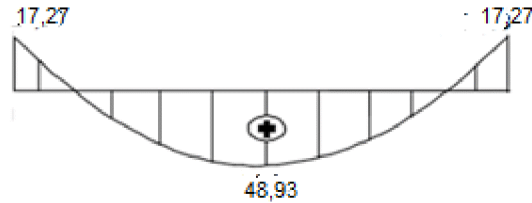
Figure(III.6.4) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

**Note :**

Afin de tenir compte des semi encastremets 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.

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

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



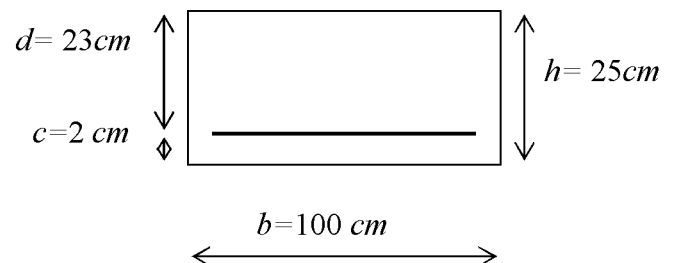
### C) Calcul des armatures :

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 :**

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

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

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

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

**Soit :**  $A_t = 6 \text{ HA12} / \text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2$  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 :**  $A_r = 4 \text{ HA10} / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

- **Aux appuis :**

**Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{17,27 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,023$$

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

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

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,27 \times 1000}{0,988 \times 23 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2$$

**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 modifié 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 :**

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

- **En travées :**

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

**b) Espacement des barres :**

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

—————→ Condition vérifiée.

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

—————→ Condition vérifiée.

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b d} = \frac{45,5 \times 1000}{1000 \times 230} = 0,198 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

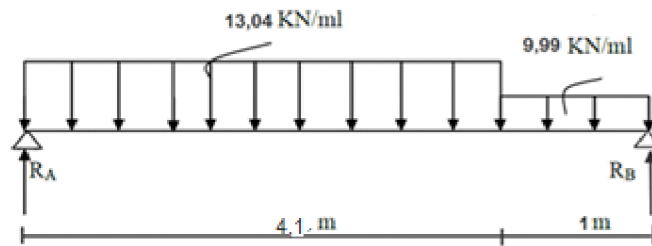
$$\text{Forfaitairement : } l_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

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

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

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

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



**a) calcul des réactions :**

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

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

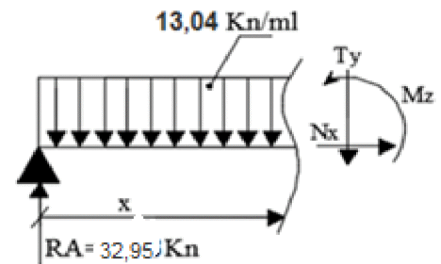
$$R_B = 30,5 \text{ KN.}$$

**b) Calcul des efforts internes:**

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

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

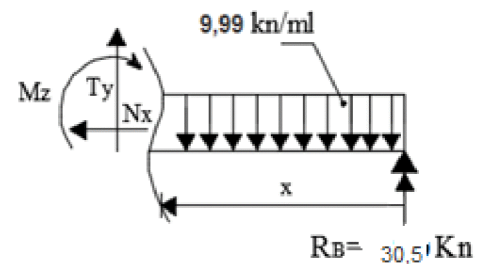
$$M_z = 32,95x - \frac{13,04x^2}{2} \begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=4,1 \Rightarrow M_z = 25,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1$**

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

$$M_z = -\frac{9,99x^2}{2} + 30,5x \begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=1 \Rightarrow M_z = 25,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$



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

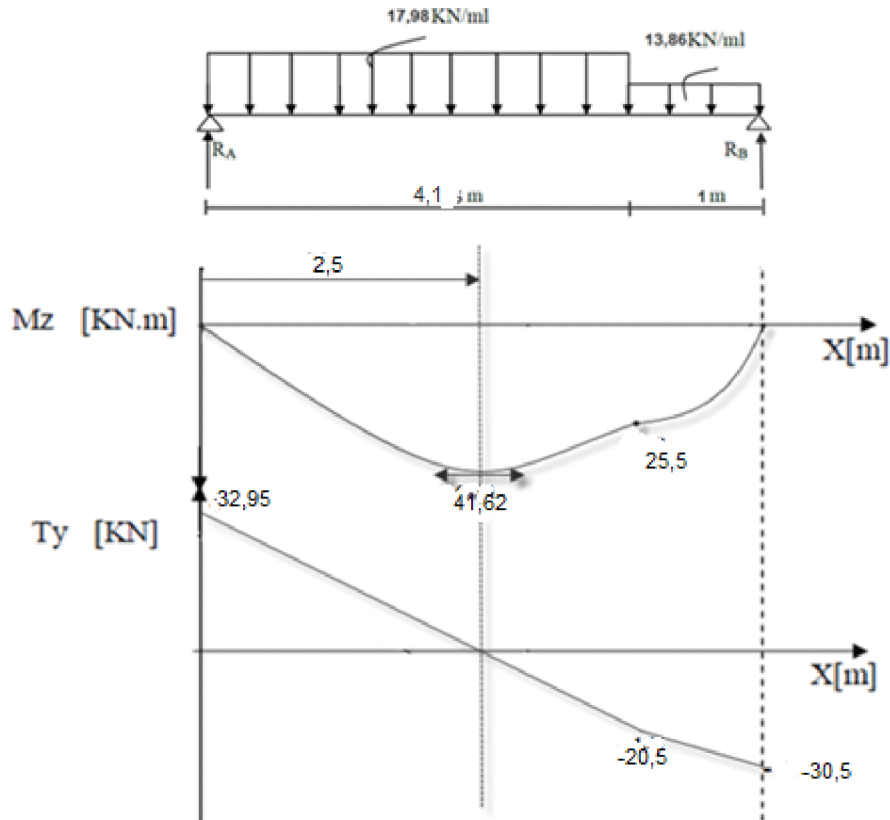
$$T_y = 0 \Rightarrow T_y = 32,95 - 13,04x = 0 \Rightarrow x = \frac{32,95}{13,04} = 2,5 \text{ m}$$

$$M_z(2,7) = 32,95(2,5) - \frac{13,04(2,5)^2}{2} = 41,62 \text{ KN.m}$$

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

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

c) diagrammes efforts internes:



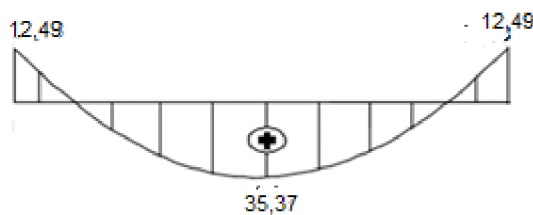
Figure(III.6.5) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

**Note :**

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

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

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



**C) Calcul des armatures :**

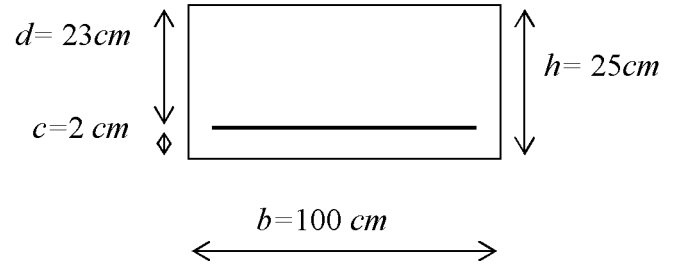
Le calcul se fera en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur et 25cm d'épaisseur.

**1) Armatures longitudinales :**

**En travée :**

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

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



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

$$k_1 = 6,17$$

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

$$\beta_1 = 0,763$$

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

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

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisant

**Aux appuis:**

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

$$k_1 = 4,92$$

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

$$\beta_1 = 0,825$$

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

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

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

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisant.

**Vérification de la flèche :**

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

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

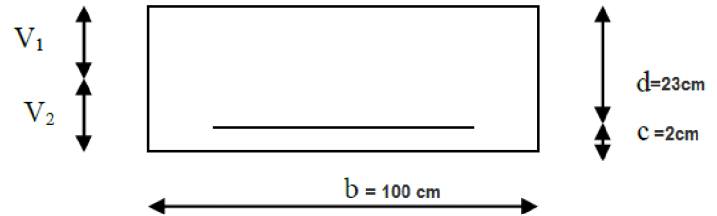
$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{550} = 0,045 > 0,062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

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

### Calcul de la flèche :

On doit vérifier :

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{q l^4}{E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ cm}$$



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

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

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

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

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

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

**Condition vérifiée**

**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **En travée**

**Armatures principales**

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

**Armatures de répartition**

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

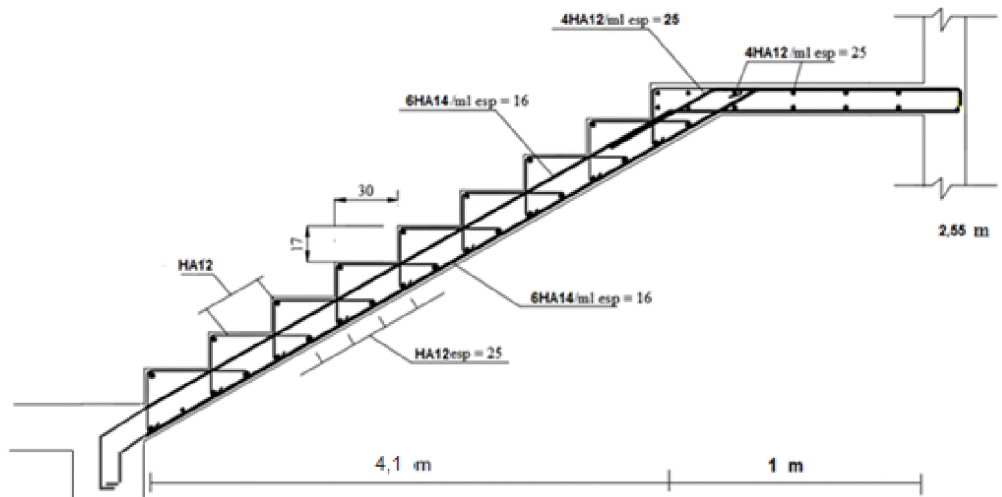
- **Aux appuis**

**Armatures principales**

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

**Armatures de répartition**

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



III.6.6:Ferrailage des escaliers.

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

- $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m}] \geq 200 / f_e$ .                      Lorsque  $L \leq 50\text{cm}$ .
- $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m}] \geq 4L / f_e$ .                      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 espacement **es=15cm**.

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

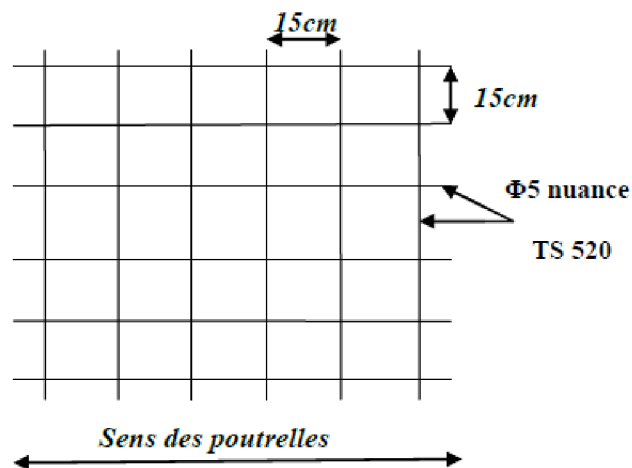


Figure (III.4.1) : Treillis soudés  $\Phi 5 (15 \times 15)$ .

### 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 3.2). Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

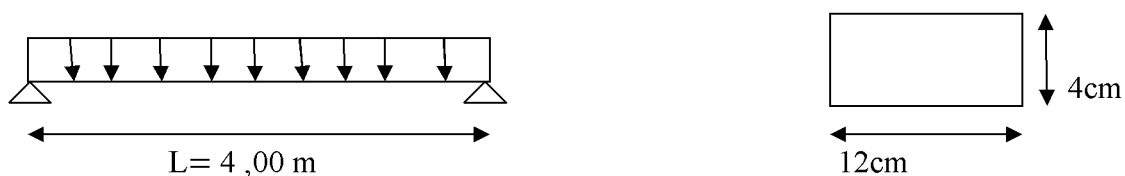


Figure (III.4.2) : schéma statique de la poutrelle.

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

##### a) charges permanentes :

$$G = \begin{cases} \text{Poids propre de la poutrelle :} & G1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.} \\ \text{Poids de corps creux :} & G2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**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 :

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

Comparer  $\mu$  à  $\mu_1 = 0,392$ .

Si  $\mu > \mu_1$  section doublement armée.  
Si  $\mu < \mu_1$  section simplement armée.

**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.  $L$   $b$

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

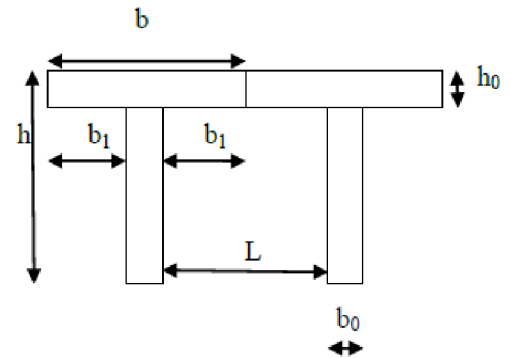


Figure (III.4.3):Section en T.

#### 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 fléchissant en 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  $5\text{ KN/M}$ .

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

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.

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

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

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

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

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

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

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

} conditions vérifier

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

**d) Exposé de la méthode :**

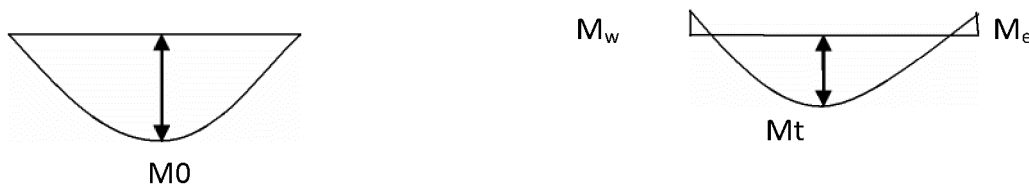


Figure (III.4.4): Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

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

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

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

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

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur de la travée entre nus d'appuis} \\ q : \text{charge uniformément répartie} \end{array} \right.$

- $M_w$  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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3 \alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

- Dans une travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3 \alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

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 :

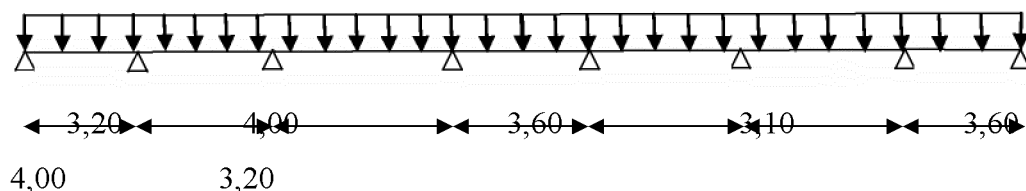


Figure (III.4.5): schéma statique de la poutrelle

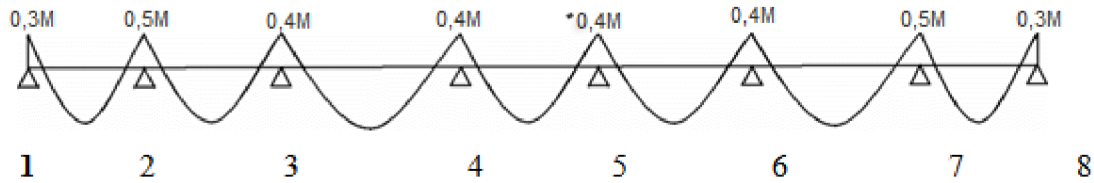


Figure (III.4.6): diagramme des moments d'une poutre continue.

**Application de la méthode :****Calcul du rapport de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,97}{0,97+3,34} = 0,22 \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 5,14 \times 0,65 = 3,34 \text{ KN/ml} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

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

**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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

- Travée (4 -5) : travée intermédiaire

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

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

Le diagramme des moments fléchissant est comme suit^ :

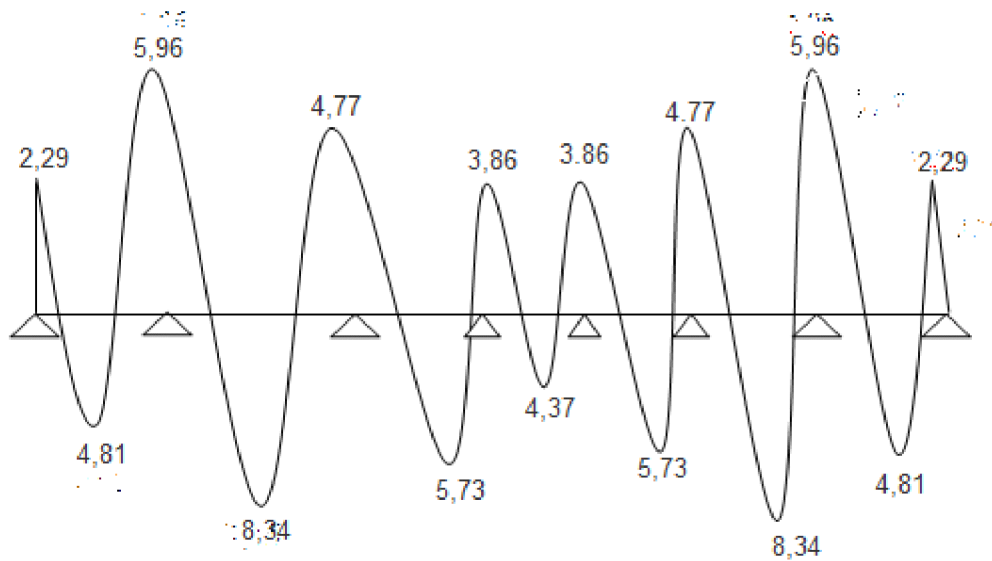


Figure (III.4.7): Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KNm

### Calcul des efforts tranchant

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

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

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

$T(x)$  : 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 :**

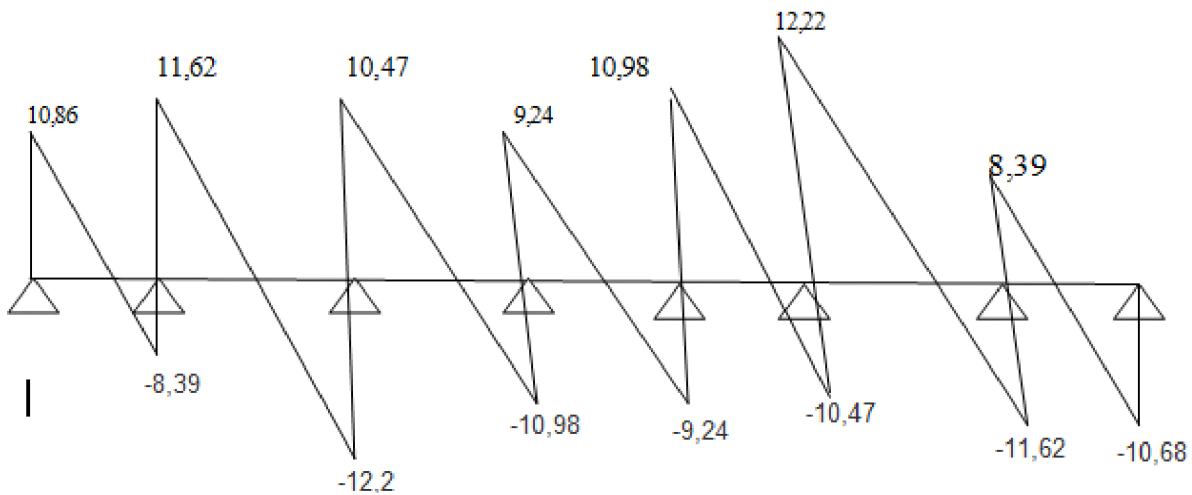


Figure (III.4.8): Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

### **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 $\mu_u$ :**

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

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

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

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

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

Soit : 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>/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.

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

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

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

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 :

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

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

### Aux appuis

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

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

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

on doit vérifié que :  $\tau \leq \bar{\tau}_u$

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

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

Avec  $\sum U_i$  : 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 :

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

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

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

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

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

Pour les fissurations peu préjudiciables :

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

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

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

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_1; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \varnothing \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \varnothing \leq \min \{0,57; 1; 1,2\} \Rightarrow \varnothing = 0,57$$

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

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

### 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 :

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

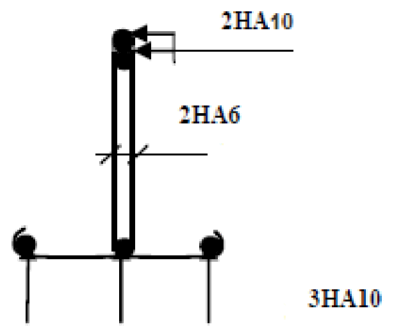


Figure ( III.4.9) : plan de ferrailage de la poutrelle.

### 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 :

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

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

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

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

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

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

$$M_7=0,3\max (M_{067}, M_{078}) =0, 5 \times 8,62=4,31\text{KNm}$$

$$M_8=0,3M_{078}=0,3 \times 5.52=1,66\text{KNm}$$

### Moments en Travées :

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

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,05 \times 5,52 ; (1,07)5,52] - \frac{1,65+4,31}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0,3(0,22)}{2} \times 5,52 \end{cases}$$

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

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

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

$$\begin{cases} M_t \geq \max[1,05 \times 8,62 ; (1,07)8,62] - \frac{3,45+4,31}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3(0,22)}{2} \times 8,62 \\ M_t \geq 5,34 \\ M_t \geq 8,57 \end{cases}$$

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

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

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

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

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

- Travée 4-5 : travée intermédiaire:

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

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

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

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

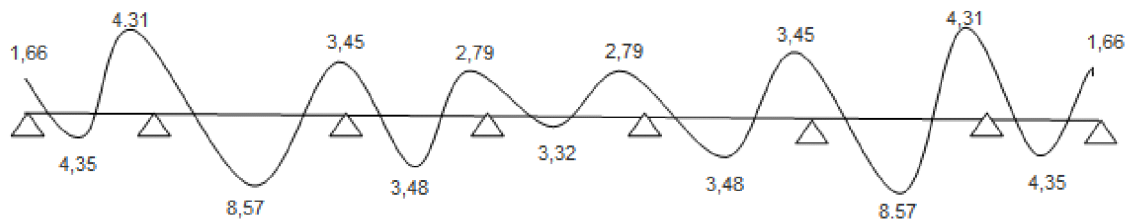


Figure (III.4.1 0): Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KNm.

### 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 :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

**En travée :**

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

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 18} = 0,2 \quad \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,928 \\ k_1 = 54,17 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_7^{max}}{\beta_1 d K_1 A_{st}} = \frac{8,57 \times 10^6}{0,928 \times 180 \times 54,17 \times 235} = 4,03 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4,03 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

**Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_7^{max}}{\beta_1 d K_1 A_{st}} = \frac{8,57 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 25,48 \times 235} = 9,08 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 9,08 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

**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 disposer de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

**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<sub>fv</sub>** : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

**M<sub>s</sub><sup>t</sup>** = 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

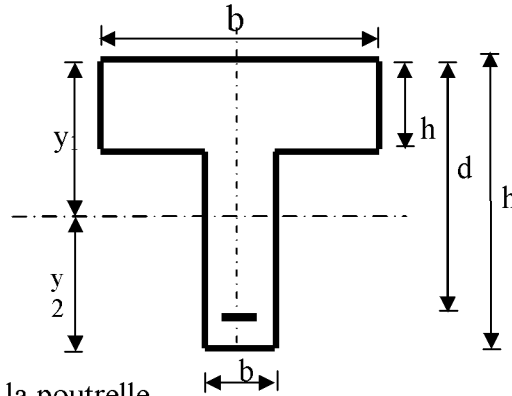


Figure III.C.12 : Section de la poutrelle.

**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  $xx$  :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,90^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7,10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^2$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,011} = 1,495$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{8,57 \times 10^6}{0,981 \times 180 \times 235} = 206,52 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,67 ; 0\} = 0,67$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20003 \cdot 24}{1 + 1,495 \times 0,67} = 10992,71 \text{ Cm}^4$$

**D'ou 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=0,56cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

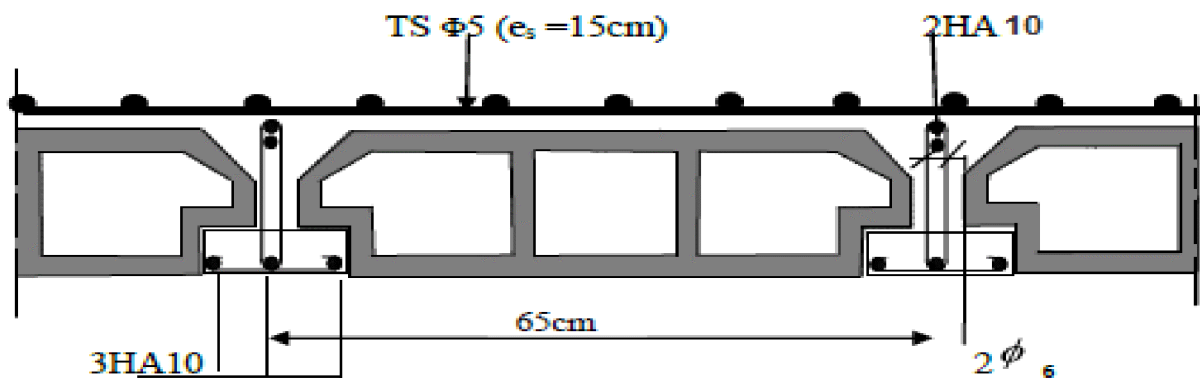


Figure (III.4.11) : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.



**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 encastree dans les poteaux.

**III. 7.1 : Prédimensionnement :**

- La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18,66\text{cm} \leq h_t \leq 28\text{cm}$$

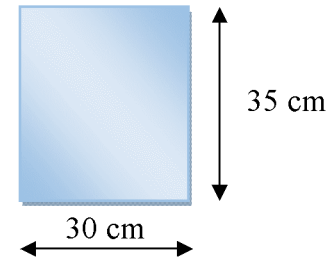


Figure III.7.1 : Section de la poutre palière.

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 :

$$b \geq 25\text{cm} \quad , h_t \geq 30\text{cm} \quad \frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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:  $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m} \text{ ???}$

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 :**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 56,56 \times \frac{(2,80)^2}{8} \quad M_0 = 55,43 \text{ KN.m}$$

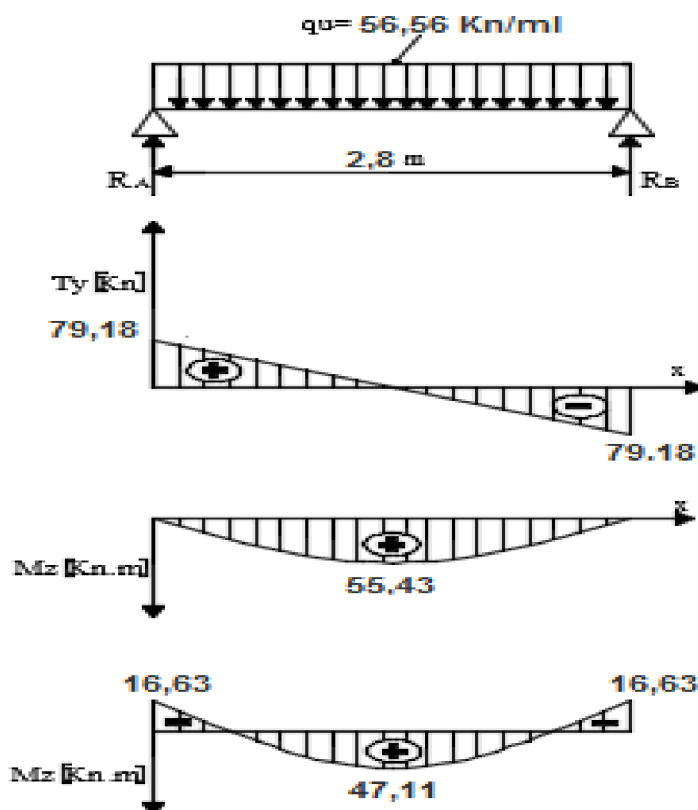
Pour tenir compte de semi encastrement

**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 :**

$$M_u^{ap} = 16,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,63 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14.2)} = 0.036 < \mu_l = 0.392. \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.036 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{16,63 \times 10^3}{0,982 \times 33 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

### III.7.4) Vérifications à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < (A_t = 4,52 \text{ cm}^2, A_a = 3.39 \text{ cm}^2) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2) :

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{16,63 \times 10}{30 \times 33} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

**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 :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{79.18 \times 10}{0.9 \times 33 \times (3 \times 3.14 \times 1.2)} = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**d) Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- Aux appuis :

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_t, 30\right) = \min(8,75; 14,4; 30) \quad \text{Soit } St=10\text{cm}$$

- 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 :

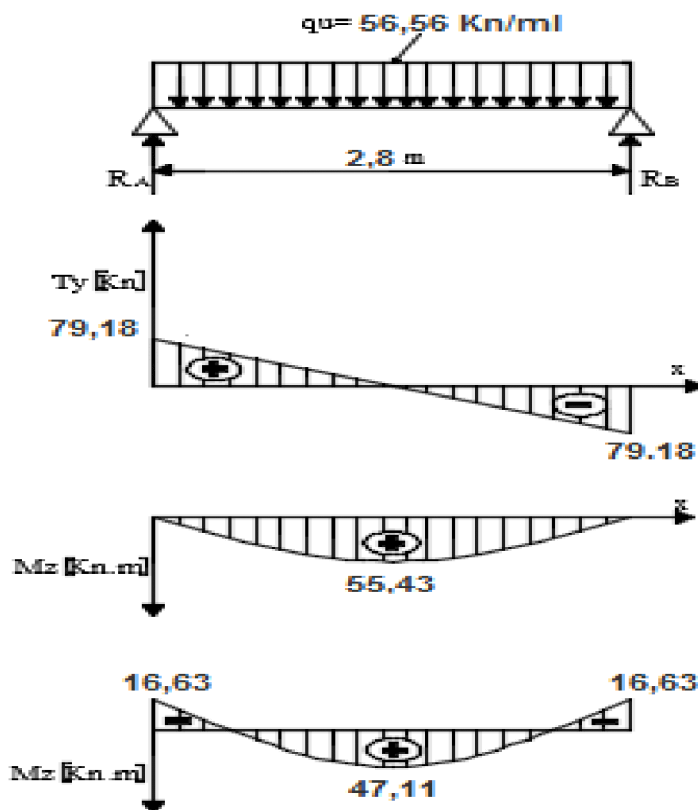
$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 40,31 = -12,09 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 40,31 = 34,26 \text{ KNm}$$

**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 :

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342 \Rightarrow \alpha_1 = 0,267$$

$$\beta_1 = 0,911$$

$$k_1 = 43,82$$

$$\sigma = \frac{M_{sa}}{\beta d A_a} = \frac{12,09 \times 10^3}{0,911 \times 33 \times 3,39} = 118,63$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{118,63}{43,82} = 2,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{30 \times 33} = 0,456 \Rightarrow \alpha_1 = 0,309$$

$$\beta_1 = 0,897$$

$$k_1 = 33,54$$

$$\sigma = \frac{M_{st}}{\beta d A_a} = \frac{34,26 \times 10^3}{0,897 \times 33 \times 4,52} = 256,06$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{256,06}{33,54} = 7,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{280} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.10 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{34,26}{10 \times 57.02} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,52}{30 \times 33} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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**.

**III.5) : Calcul de la salle machine :**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

**III.5.1) : Caractéristiques de la cage d'ascenseur :**

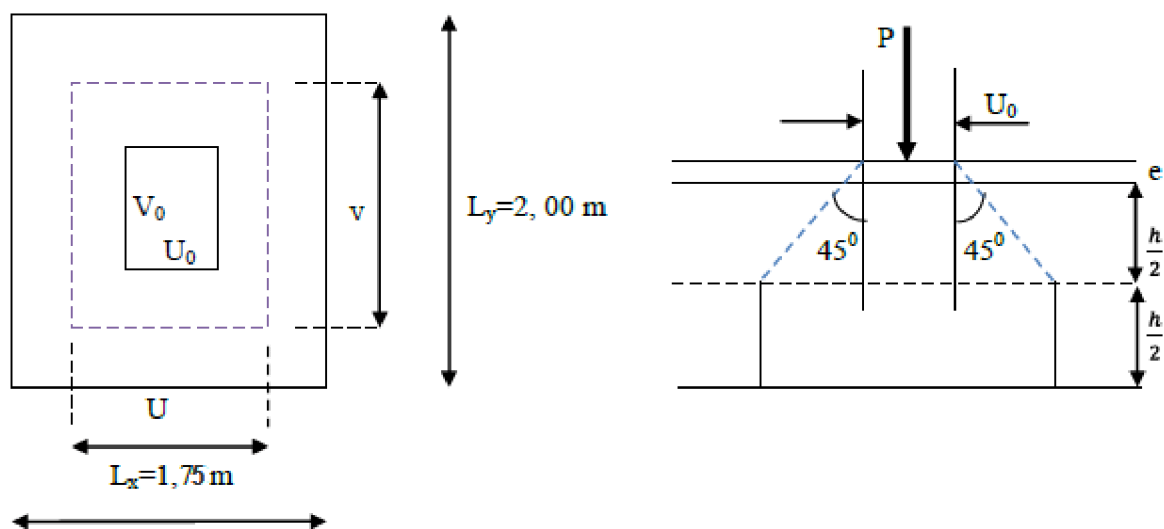
- La surface de la salle machine est de :  $2,00 \times 1,75 = 3,5 \text{ m}^2$ .
- La surface de la cabine est de :  $0,80 \times 0,80 = 0,64 \text{ m}^2$ .
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de :  $9t$   
( $P= 90\text{KN}$ ).

**III.5.2)-Calcul de la dalle pleine :****a) Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{1,75}{30} = 5,83\text{cm}$

**NB :** le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$ ; on adopte une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$ .

**On adopte :  $h_t = 15\text{cm}$ .**



**Figure III.5.1 :** Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.K.e + h_t \\ V = V_0 + 2.K.e + h_t \end{cases}$$

**Avec :**

$h_t$  : épaisseur de la dalle (15cm)

$e_r$  : épaisseur du revêtement (5cm)

$K$  : 1, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$U_0 = 80$  cm.

$V_0 = 80$  cm.

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

**On remplace :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.K.e + h_t = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2.K.e + h_t = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

**b) Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q_u (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$  et  $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$  dans les

abaques de **PIGEAUD**.

$\nu$  : coefficient de poisson. À l'ELU,  $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,75} = 0,6 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,52$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,00} = 0,87 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**Après interpolation :  $M_1 = 0,088$**

**$M_2 = 0,072$  .**

$$\begin{cases} M_{x1} = 1,35 P \times M_1 = 1,35 \times 90 \times 0,088 = 10,69 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = 1,35 P \times M_2 = 1,35 \times 90 \times 0,072 = 8,75 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

**c) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,00} = 0,87 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0559 \quad ; \quad \mu_y = 0,804. \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

Poids propre de la dalle :  $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation :  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0559 \times 6,562 \times 1,75^2 = 1,12 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,804 \times 1,12 = 0,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

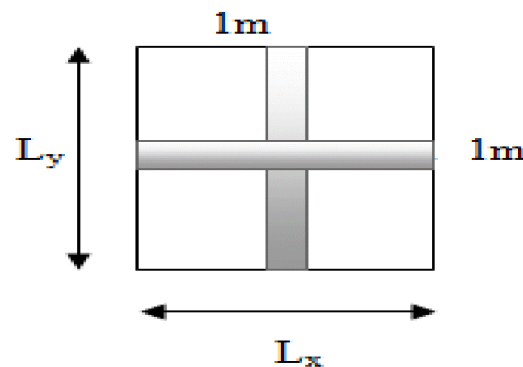
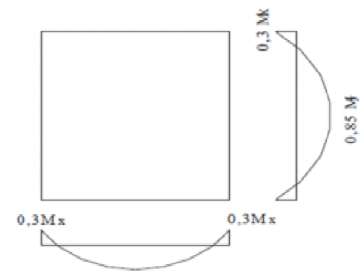


Figure III.E.2: Schéma de dalle travail dans les 2 sens.

#### d) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,69 + 1,12 = 11,81 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,75 + 0,9 = 9,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A fin 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.



les moments dans les deux sens  $L_x, L_y$

#### Correction des moments:

- En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,81 = 10,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,65 = 8,2 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 11,81 = -3,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 9,65 = -2,89 \text{ KN.m}$$

#### e) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

- **En travée :**

$$M_x^t = 10,03 \text{ KN.m} \quad \text{avec} \quad c=2\text{cm.}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,03 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\text{d'où} \quad \beta = 0,979$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,03 \times 10^6}{0,979 \times 130 \times 348} = 226,46 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 ( $A_s=3,14\text{cm}^2$ )** avec un espacement  **$S_t = 25\text{cm}$** .

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = - 3,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3,54 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\text{d'où} \quad \beta = 0,992$$

$$A_s^a = \frac{3,54 \times 10^6}{0,992 \times 130 \times 348} = 78,88 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad 0,789 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 ( $A_s=2,01\text{cm}^2$ )** avec un espacement  **$S_t = 25\text{cm}$** .

➤ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

- **En travée :**

$$M_y^t = 8,2 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8,2 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\text{d'où} \quad \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{8,2 \times 10^6}{0,983 \times 130 \times 348} = 184,4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad 1,84 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 ( $A_s=3,14\text{cm}^2$ )** avec un espacement  **$S_t=25\text{cm}$** .

- **Aux appuis :**

$$M_y^a = 2,89 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2,89 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,39 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\text{d'où} \quad \beta = 0,994$$

$$A_s^a = \frac{2,89 \times 10^6}{0,994 \times 130 \times 348} = 64,27 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad 0,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 ( $A_s=2,01\text{cm}^2$ )** avec un espacement  **$S_t = 25\text{cm}$** .

➤ **Résumé des résultats**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A ( $\text{cm}^2$ )	A Adoptée ( $\text{cm}^2$ )	St max (cm)
Sur	x-x	3,54	0,015	0,992	0,789	4HA8=2,01	25

<b>appuis</b>	<b>y-y</b>	2,89	0,012	0,994	0,64	4HA8=2,01	25
<b>En travée</b>	<b>x-x</b>	10,03	0,042	0,979	2,26	4HA10=3,14	25
	<b>y-y</b>	8,2	0,034	0,983	1,84	4HA10=3,14	25

Tableau III.E.1 : Ferrailage de la dalle ELU

**III. 5.3) : Béton tendu :****A. Condition de non fragilité (Art B-7-4- du BAEL91 modifié 99) :**

$$w_x \geq w_0 \times \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \quad ; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}$$

$w_0 = 0,8\%$ , (Acier HA, FeE400).

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

$w_x$ : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

$w_0$  : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left( 3 - \frac{175}{200} \right) = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91 modifié 99) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**C. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42 BAEL 91 modifié 99) :**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,05+1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN/ml} \quad \longrightarrow \quad \text{C. V.}$$

**D. Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

On remarque que  $\tau < \bar{\tau}$   $\longrightarrow$  Condition est vérifiée.

#### Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\Phi_{\max} \leq h_0 / 10$

$$\Phi_{\max} \leq h_0 / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ mm.}$$

Donc :  $\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm}$   $\longrightarrow$  Condition est vérifiée.

### III. 5.4) : Vérification à l'ELS :

#### a) Moments engendrés par le système de levage :

À l'ELS  $\nu = 0,2$  ;

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,75} = 0,6 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,52$$

Après interpolation :  $M_1 = 0,088$   
 $M_2 = 0,072$

$$\begin{cases} M_{x1} = 90(0,088 + 0,2 \times 0,072) = 9,216 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 90(0,2 \times 0,088 + 0,072) = 8,064 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

On a :  $\rho = 0,87$

$$\mu_x = 0,0559 \quad ; \quad \mu_y = 0,804$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1$$

$$= 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml} \quad M_{x2} = 0,0447 \times 4,75 \times 1,6^2 = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,8036 \times 0,54 = 0,43 \text{ KN.m}$$

## c) Superposition des moments :

$$\left. \begin{aligned} M_x &= 9,216 + 0,813 = 10 \text{ KN.m} \\ M_y &= 8,064 + 0,654 = 8,718 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\}$$

## • En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10 = 8,5 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,718 = 7,41 \text{ KN.m}$$

## • Sur appuis :

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 10 = -3 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 8,718 = -2,61 \text{ KN.m}$$

## III.5.5) : Vérification des contraintes dans le béton :

## ➤ Sens x-x :

## • En travée :

$$M_x^t = 8,5 \text{ KN.m} ; A_s^t = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s^t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad \text{avec : } k_1 = 48,75 ; \quad \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times A_s^t} = \frac{8,5 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 314} = 226,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa (FP)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{226,09}{48,69} = 4,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## • Aux appuis :

$$M_x^a = 3 \text{ KN.m} ; A_s^a = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s^a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \text{avec : } k_1 = 62,4 ; \quad \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times A_s^a} = \frac{3 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 314} = 78,6 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

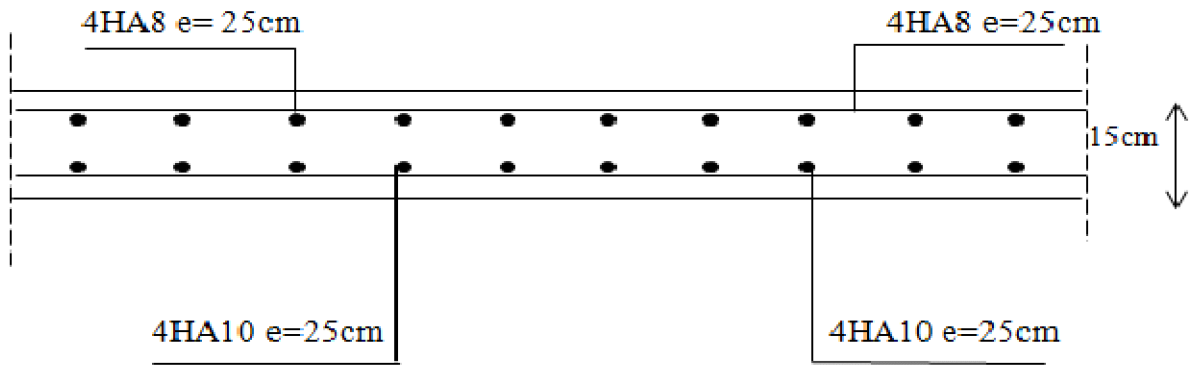
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{78,6}{62,4} = 1,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ Sens y-y :

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

## Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable  $\Rightarrow$  Aucune vérification est nécessaire.



*Fig.5.2 Plan de ferrailage de la salle machine suivant : x-x et y-y.*



# **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 :

- a) Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- b) Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
- c) Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- d) 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 :

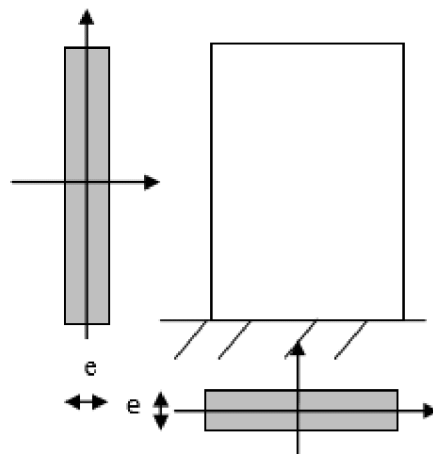
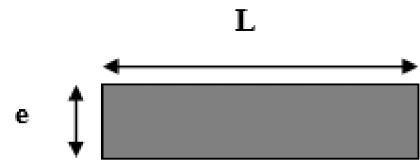


Figure (IV.2.1) : Vue en plan et en coupe des refends.

#### a) Calcul des inerties :

**a-1) Refends longitudinaux :**

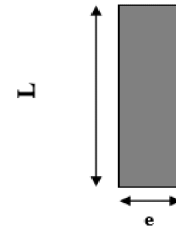
$$\left\{ \begin{aligned} I_x &= \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y &= \frac{e \times L^3}{12} \end{aligned} \right.$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend  $I_y$ .

**b-1) Refends transversaux :**

$$\left\{ \begin{aligned} I_y &= \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x &= \frac{e \times L^3}{12} \end{aligned} \right.$$



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)	$I_y (m^4)$	Nbr de v	$I_{yTOT}$
VL <sub>1</sub>	4,00	0,20	1,067	20	21,34
VL <sub>2</sub>	1,90	0,20	0,114	20	2,88
VL <sub>3</sub>	1,80	0,20	0,097	20	1,94
VL <sub>4</sub>	2,30	0,20	0,203	20	4,06
$I_y=3,02m^4$					

**• Inertie des voiles transversaux:**

voiles	L(m)	e (m)	$I_x(m^4)$	Nbr de v	$I_{xTOT}$
VT <sub>1</sub>	4,25	0,20	1,279	20	25,58
VT <sub>2</sub>	4,00	0,20	1,067	20	21,34
VT <sub>3</sub>	2,10	0,20	0,154	20	3,08
VT <sub>4</sub>	3,25	0,20	0,572	20	11,44
$I_x=6,14m^4$					

**IV.3) Caractéristiques géométriques des portiques :**

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Poteau :  $k_p = \frac{I_p}{h_c}$

$I_p$ : Moment d'inertie de la poutre.

$h_c$ :Hauteur calculée du poteau ( $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \leq h_0$ )

Poutre :  $k_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

$I_{pr}$  : Moment d'inertie de la poutre.

$L_c$ : Longueur calculée de la poutre ( $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{pout} \leq L_0$ )

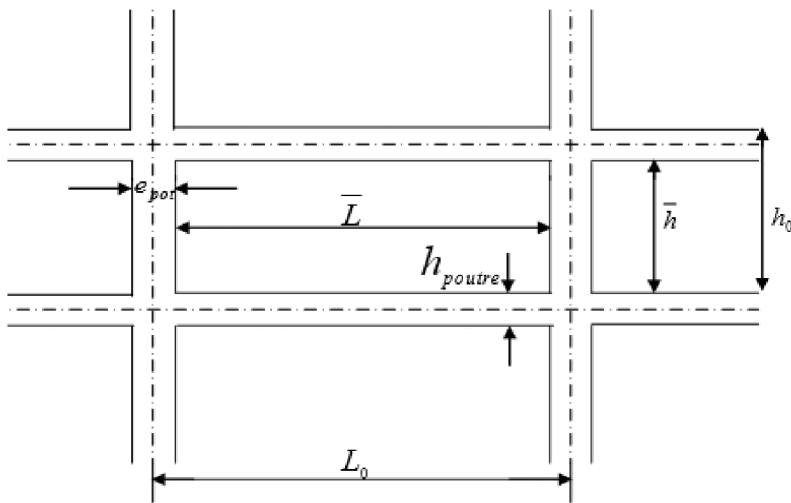


Fig. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

$\bar{L}$  : 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	$\bar{h}(cm)$	$e_{pot}(cm)$	$h_c(cm)$	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^4)$
Du8au10	45*45	281	45	303,5	341718,75	1125,92
Du3au7	50*50	281	50	306	520833,33	1702,07
1et2	55*55	281	55	308,5	762552,08	2471,80
RDC	55*55	417	55	444,5	762552,08	1715,53 ?

Les poutres :

niveaux	Travées	$L_0(cm)$	$e_p(cm)$	$\bar{L}(cm)$	$h_{pout}$	$L_c(cm)$	$I_{pout}(cm^4)$	$K_{pout}(cm^3)$
Du 8 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	a-b	320	45	275	30	290	56250	193,96
	b-c	400		355		370		152,03
	c-d	360		315		330		170,45
	d-e	310		265		280		200,89
	e-f	360		315		330		170,45
	f-g	400		355		370		152,03
	g-h	320		275		290		193,86
	Du3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	a-b		320		50		270
b-c	400	350	365	154,10				
c-d	360	310	325	173,07				
d-e	310	260	275	154,10				
e-f	360	310	325	173,07				
f-g	400	350	365	154,10				
g-h	320	270	285	197,37				
Du RDC	a-b	320	55	265	30		280	56250
b-c	400	345		360		156,25		

au 2 <sup>ème</sup>	c-d	360		305		320		175,78
	d-e	310		255		270		208,33
	e-f	360		305		320		175,78
	f-g	400		345		360		156,25
	g-h	320		265		280		200,89

- Sens transversal

Poteaux:

niveaux	poteaux	$\bar{h}(cm)$	$e_{pot}(cm)$	$h_c(cm)$	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^4)$
Du8au10	45*45	281	45	303,5	341718,75	1125,92
Du3au7	50*50	281	50	306	520833,33	1702,07
1et2	55*55	281	55	308,5	762552,08	2471,80
RDC	55*55	417	55	444,5	762552,08	1715,53 ?

Poutre :

niveaux	Travées	$L_0(cm)$	$e_p(cm)$	$\bar{L}(cm)$	$h_{pout}$	$L_c(cm)$	$I_{pout}(cm^4)$	$K_{pout}(cm^3)$
Du8 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	1-2	425	45	380	35	397,5	107187,5	269,65
	2-3	280		235		252,5		424,5
	3-4	400		355		372,5		287,75
	4-5	280		235		252,5		424,5
	5-6	325		280		297,5		360,29
Du3 <sup>ème</sup> Au 7 <sup>ème</sup>	1-2	425	50	375	35	392,5	107187,5	273,08
	2-3	280		230		247,5		433,08
	3-4	400		350		367,5		291,67
	4-5	280		230		247,5		433,08
	5-6	325		275		292,5		366,45
duRDC au 3 <sup>ème</sup>	1-2	425	55	370	35	387,5	107187,5	276,61
	2-3	280		225		242,5		442,01
	3-4	400		345		362,5		295,68
	4-5	280		225		242,5		442,01
	5-6	325		270		287,5		372,83

**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 1tonne, 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.

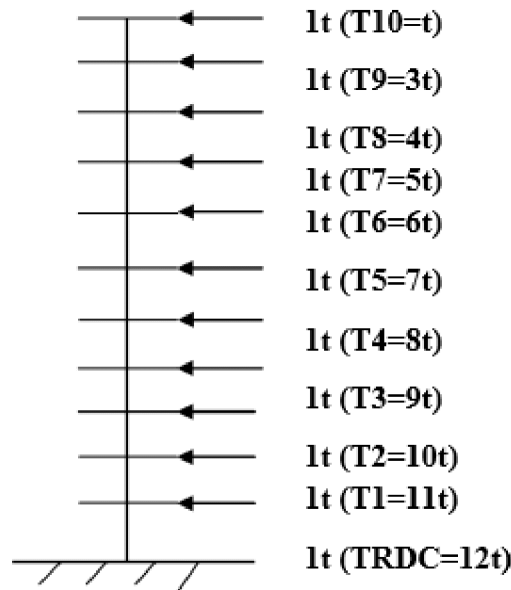


Fig. IV. 2 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

**Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :**

Le calcul des flèches des refends dont l’inertie  $I= 1[m^4]$ , 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 :  $f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$

Avec :

$s_i$  : Surface du trapèze

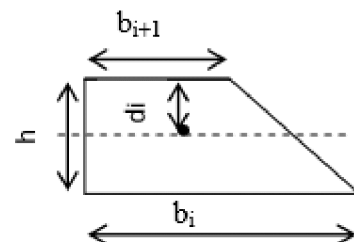
$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$b_i, b_{i+1}$  : Longueur horizontale du trapèze.

$h$ : hauteur du trapèze

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

$$s_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$



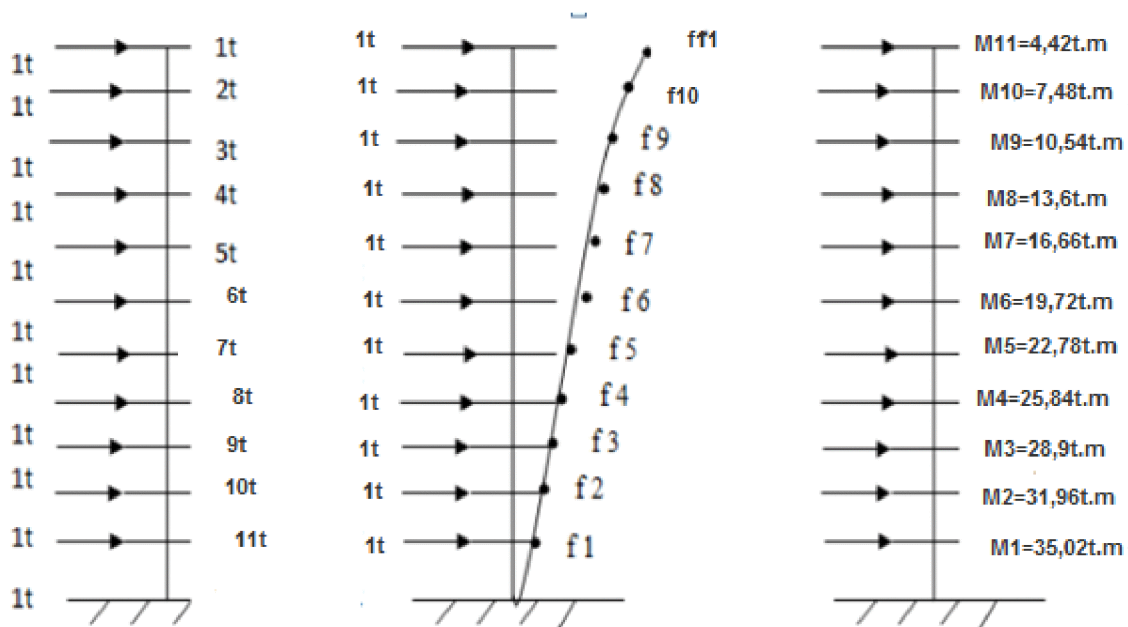
Calcul de  $S_i \times d_i$  pour les différents niveaux :

NIV	h(m)	bi (m)	bi+1(m)	Si (m2)	di (m)	Si x di	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
10	3,06	3,06	0	2,04	4,682	9,551	4758,681
9	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272	33,43	4749,13
8	3,06	18,36	9,18	1,7	42,136	71,631	4715,7
7	3,06	30,6	18,3	1,6575	74,909	124,161	4644,069
6	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	191,017	4519,908
5	3,06	64,26	45,9	1,615	168,545	272,2	4328,891
4	3,06	85,68	64,2	1,603	229,408	367,741	4056,691
3	3,06	110,16	85,6	1,594	299,635	477,62	3688,95
2	3,06	137,7	110,	1,587	379,226	601,705	3211,33
1	3,06	168,3	137,	1,581	468,18	740,192	2609,625
RDC	4,42	212,5	168,	2,295	814,568	1869,433	1869,433

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} = \frac{S_1 \times d_1}{EI} = \frac{1869,433}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{6210,016}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.



Figure(IV.2.4) : 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 encasté 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 :**

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec } D_n = \sum \Delta_n$$

$I_{en}$  : 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	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	$M_n$	$M_{n-1}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	$EI f_i$	$I_{eiy}$	
10	3,06	0,0136	0,748	3,06	0	9,375	19,09	58,415	3516,291	4758,681	1,35	
9	3,06			6,12	3,06	28,125	38,182	116,837	3457,876	4749,13	1,37	
8	3,06			9,18	6,12	46,875	57,273	175,255	3341,039	4715,7	1,41	
7	3,06			12,24	9,18	65,625	79,454	243,129	3165,784	4644,069	1,47	
6	3,06			15,3	12,24	84,375	99,318	303,913	2922,655	4519,908	1,55	
5	3,06			18,36	15,3	103,125	119,181	364,693	2618,742	4328,891	1,65	
4	3,06			21,42	18,36	121,875	139,045	425,477	1950,136	4056,691	2,08	
3	3,06			0,229	24,48	21,42	140,625	158,908	486,258	1524,659	3688,95	2,41
2	3,06			27,54	24,48	159,375	189,8	580,788	1038,401	3211,33	3,09	
1	3,06			0,109	30,6	27,54	178,125	130,457	399,198	457,613	2609,625	5,7
RDC	4,42	0,748	35,02	30,6	36,00	21,90	96,798	96,798	1869,433	19,31		
$I_{eiy_{moy}}=3,76$												

Avec :  $\sum k_{tn} = \sum \frac{I_{poutre}}{L}$  ET  $\sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	$M_n$	$M_{n-1}$	$E\theta$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	$EI f_i$	$I_{eix}$	
10	3,06	0,018	0,748	3,06	0	7,083	19,37	59,272	3561,733	4758,681	1,34	
9	3,06			6,12	3,06	21,25	38,741	118,547	3502,461	4749,13	1,35	
8	3,06			9,18	6,12	35,416	58,111	177,819	3383,914	4715,7	1,39	
7	3,06			12,24	9,18	49,583	101,403	310,375	3206,095	4644,069	1,45	
6	3,06			15,3	12,24	63,75	126,754	387,867	2895,72	4519,908	1,56	
5	3,06			18,36	15,3	77,916	152,104	465,438	2507,253	4328,891	1,73	
4	3,06			21,42	18,36	92,083	177,455	543,012	2042,415	4056,691	1,99	
3	3,06			0,229	24,48	21,42	106,25	202,806	620,586	1499,403	3688,95	2,46
2	3,06			27,54	24,48	120,416	148,544	454,575	878,817	3211,33	3,65	
1	3,06			0,109	30,6	27,54	134,583	107,703	329,571	424,242	2609,625	6,15
RDC	4,42	0,748	35,02	30,6	34,035	21,419	94,671	94,671	1869,433	19,75		
$I_{eix_{moy}}=3,90$												

**IV.5) Interprétation des résultats :**

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie (m <sup>4</sup> )	pourcentage(%)
portiques	3,76	55,45
Voiles	3,02	44,54
Portiques+voiles	6,78	100

Sens transversal :

	Inertie (m <sup>4</sup> )	pourcentage(%)
portiques	3,90	61,15
Voiles	6,14	65,97
Portiques+voiles	10,04	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 :**

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

**V.2) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003) :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**a) la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit : **Zone II** : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 35,02 m).

**(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).**

**b) La méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

**Conclusion :**

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale

**V.3) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**V.4) Modélisation :****V.4.1) Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

#### V.4.2) Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

#### V.4.3) Rappel :(terminologie) :

**Grid line** : ligne de grille

**Joints** : nœuds

**Frame** : portique (cadre)

**Shell** : voile

**Elément** : élément

**Restreints** : degrés de liberté(D.D.L)

**Loads** : charge

**Uniformedloads** : point d'application de la charge

**Define** : définir

**Materials** : matériaux

**Concrete** : béton

**Steel** : acier

**Frame section** : coffrage

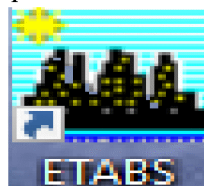
**Column** : poteau

**Beam** : poutre

#### V.4.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.6**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. V.1**)



Fig(IV.1) : Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

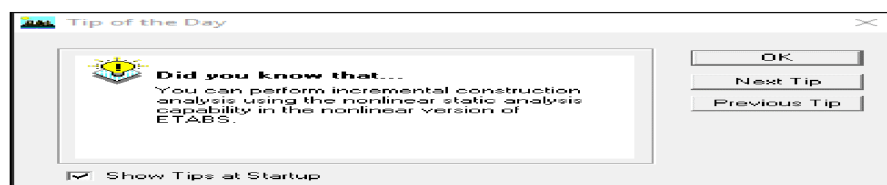


fig (IV.2) : fenêtre de dialogue.

### V.4.5) Etapes de modélisation :

#### V.4.5.1) Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

#### a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. en bas à droite de l'écran , on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



Fig( IV.3) : Choix des unités

#### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**

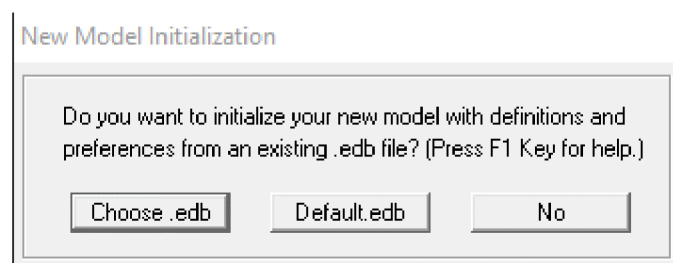


fig (IV.4) : choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

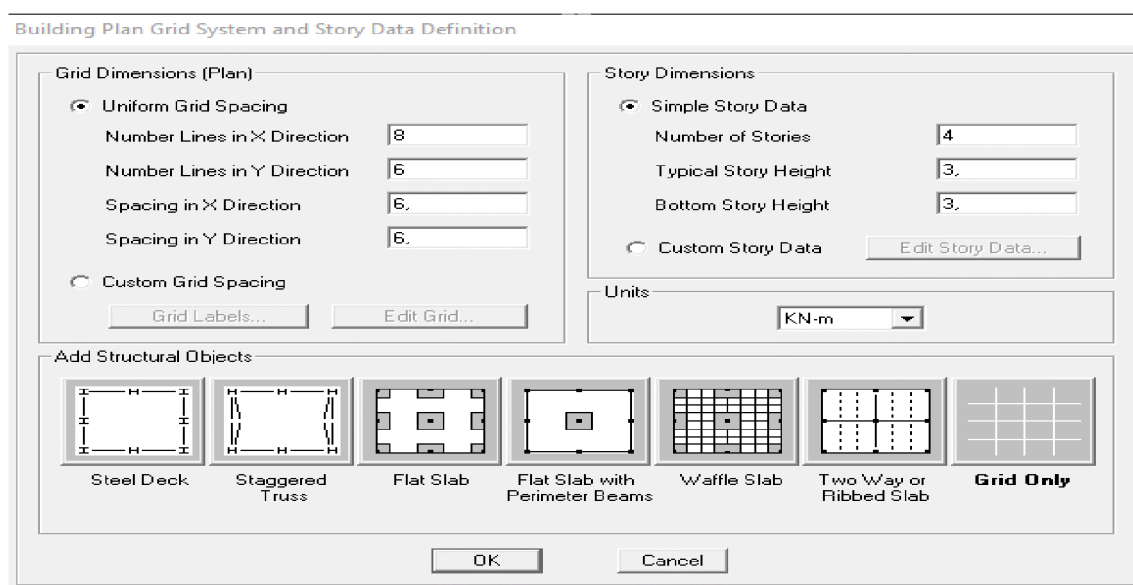


fig (IV.5) : introduction des lignes de grille

1) On introduit le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .  
On clique sur **Custom Grid Spacing**  
La fenêtre suivante s'affiche :

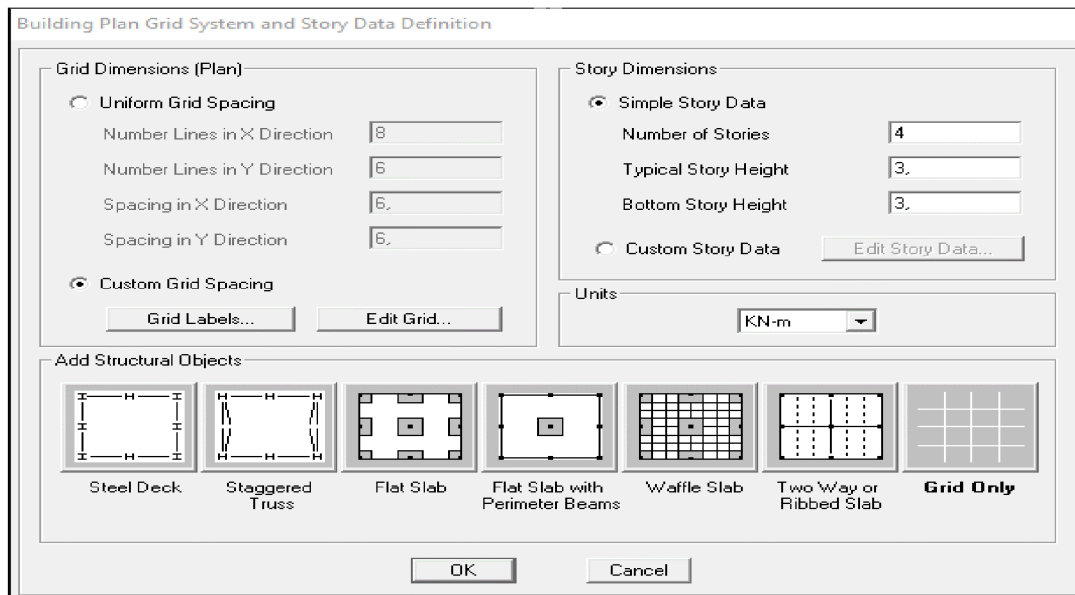


fig (IV.6) : Introduction le nombre de portiques

Puis sur **Edit Grid**.

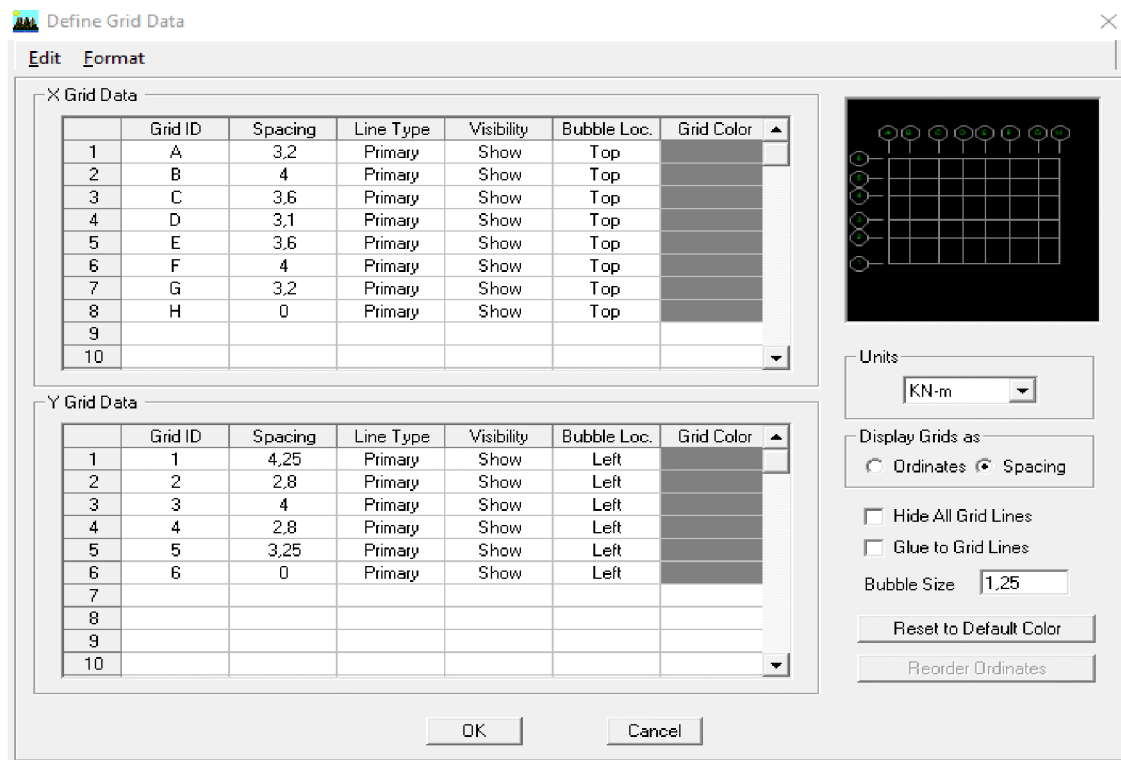
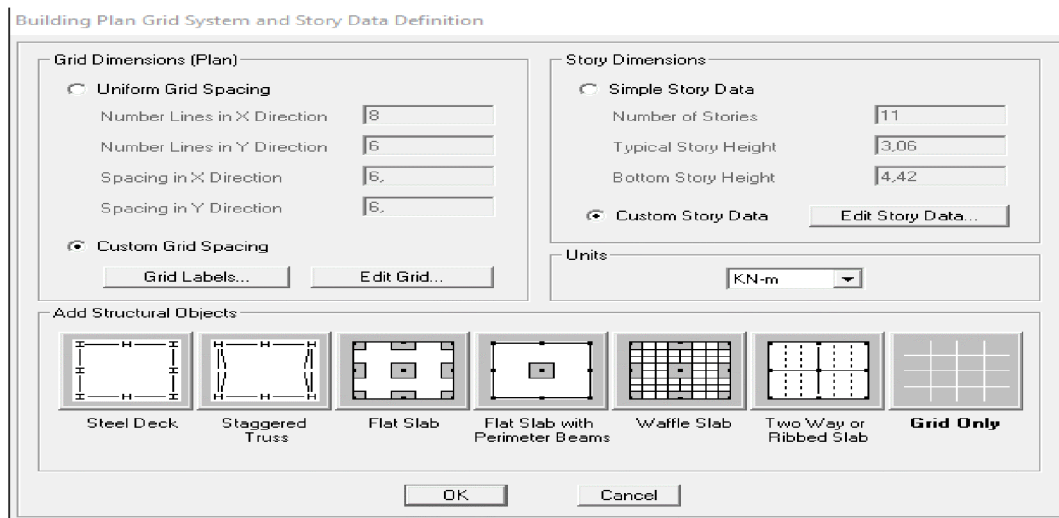


Fig (IV.7) : Introduction des distances selon x-x et y-y

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
- Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis **ok**

2) On introduit le nombre des niveaux. on clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis en cache **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.  
La fenêtre suivante s'affiche :



La fenêtre suivante s'affiche :

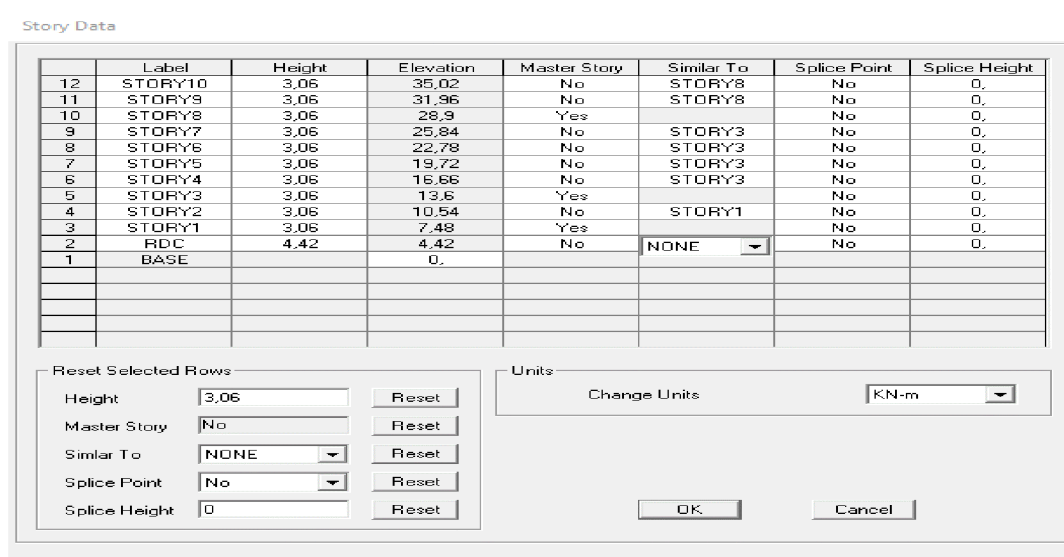


fig (IV.8) : Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

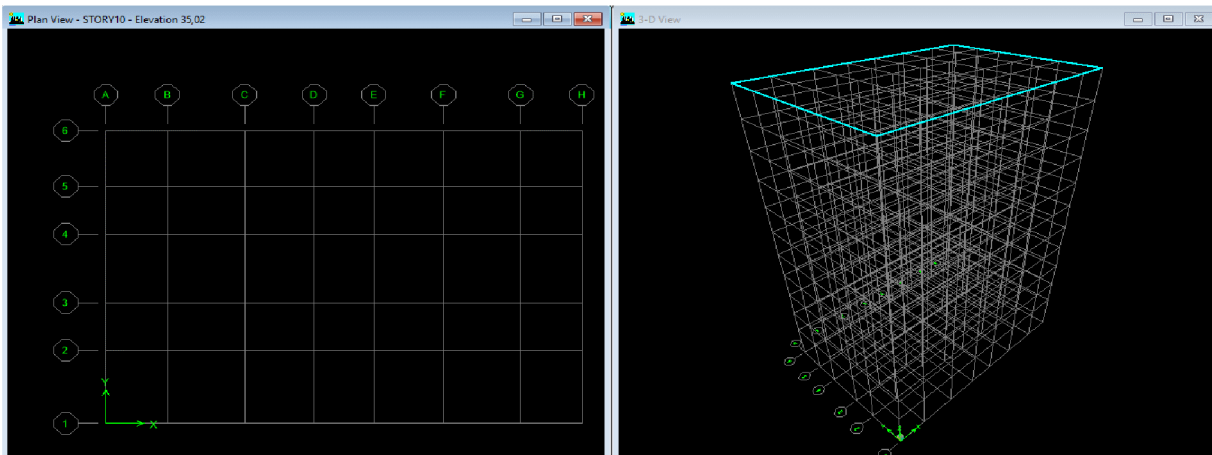


fig (IV.9) :les lignes de grille de la structure

### c) Modification de la géométrie de base :

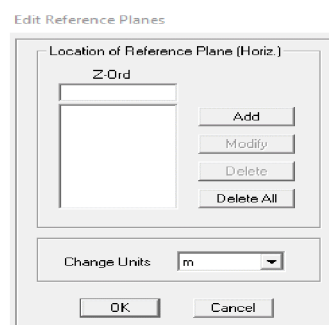
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

-pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.


La fenêtre suivante s'affiche :



Fig( IV.10) :introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

### V.4.5.2)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** puis **Material proprietes** ou bien  nous sélectionnons le matériau **CONC**.

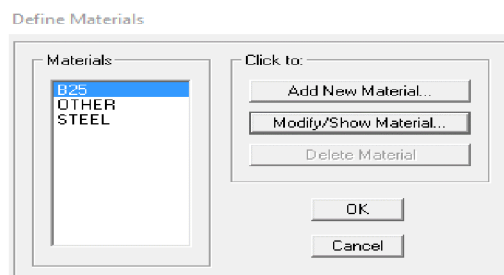


fig (V.11) : définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Material Property Data

<b>Material Name</b>	B25	<b>Display Color</b>	Color
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Type of Design Design	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, fy	500000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fys	500000.
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750.		
OK		Cancel	

Fig ( IV.12) : définition des propriété du matériau CONC (béton).

Et on défini un autre matériau pour le utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Material Property Data

<b>Material Name</b>	AUTRE	<b>Display Color</b>	Color
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Type of Design Design	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	0.	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Weight per unit Volume	0.	Bending Reinf. Yield Stress, fy	500000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fys	500000.
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750.		
OK		Cancel	

fig (IV.13) : définition des propriété du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

### Remarque:


On à défini deux type de matériaux pour un but:

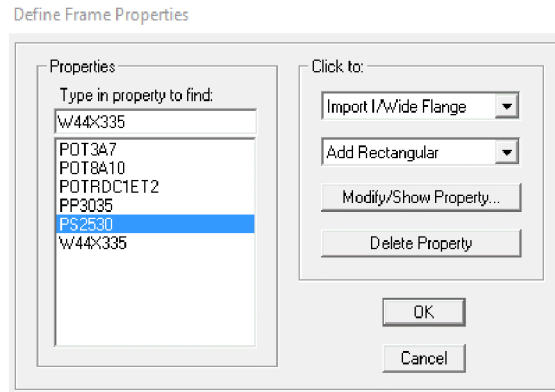
Que l'etabs n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on défini le matériau de cette dernier différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

**IV.4.5.3) Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux)

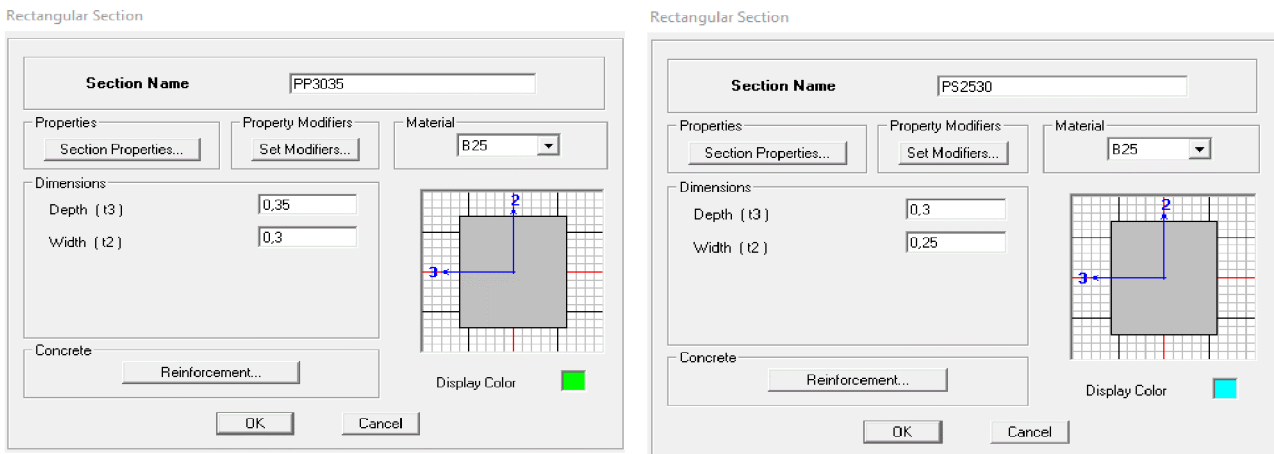
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**), les poutres secondaires (**Ps**) et les poteaux (**Pot**) ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On supprime toutes les sections qui se trouvent déjà et on clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire



Fig( IV.14) : définition des section

Et on choisit **Material B25**



Fig( IV.15) : définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

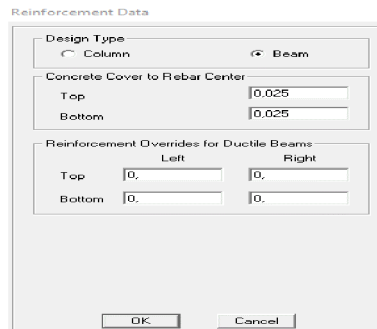



fig (IV.16) : choix de la nature de la section et l'enrobage

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine corps creux).

- Corps creux ( PEC,PET,PES)

On clique sur  pour définir le corps creux, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **membrane**.

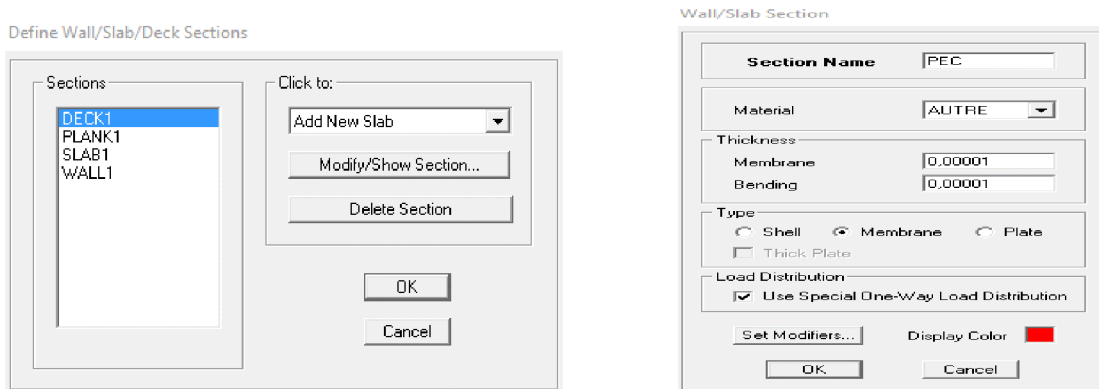

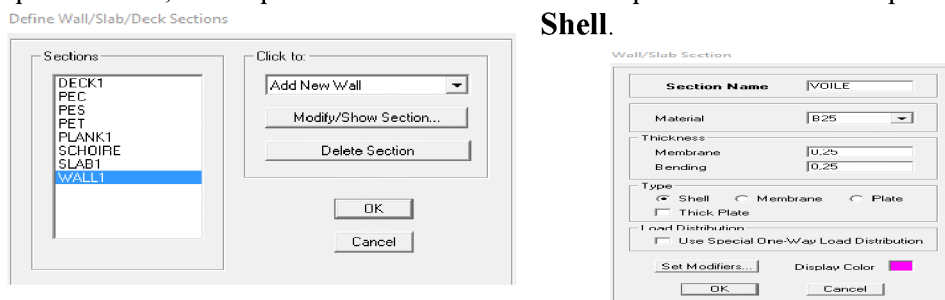


fig (V.17) : les propriétés du corps creux


- Voile

On clique sur , on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **Shell**.



Fig( V.18) : création de nouveau voile

- dalle pleine

on clique sur , on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **plate**.

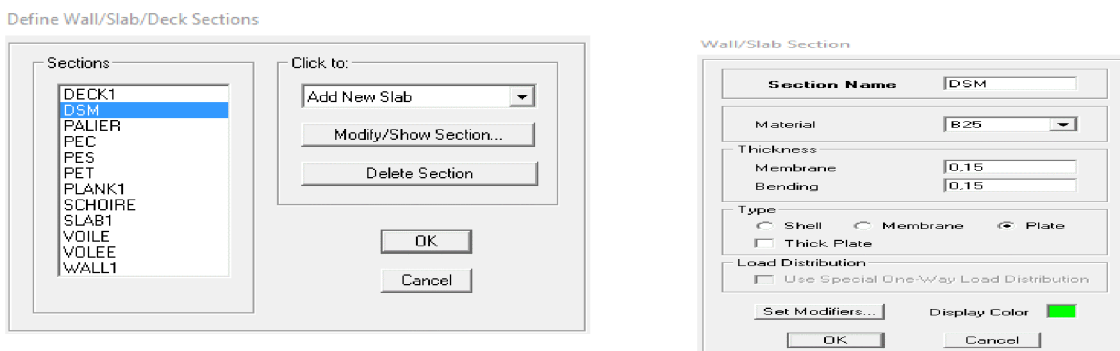



fig (V.19) : création de nouvelle dalle

fig (V.20): propriétés de la dalle.


**Mise en place des éléments****Poutres principales et secondaires:**

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

Type of Line	Frame
Property	PP3035
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

Fig( V.21) : création des poutres


**Les poteaux :**

On clique sur  puis on choisit Pot 55x55 ou 50x50 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

Property	POTRDC1ET2
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

fig (V.22) : création des poteaux


**Corps creux :**

On clique sur  puis on choisit CC et on sélectionne les travées considérés.

Property	PEC
Local Axis	0,

fig (V.23) : création du corps creux.


**La dalle pleine :**

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

Property	BDP
Local Axis	0,

fig (V.24) : création des dalles pleines

**Les voiles :**

On clique sur  puis on choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.

Properties of Object


Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

Fig(V.25) : création des voiles

**V.4.5.4)Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**1) Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d’exploitation Q, pour les définir on clique sur :Define puis sur static Load Cases , ou bien 

- **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 1



Fig( V.26) :nom des charges permanentes

- **Surcharges d’exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0

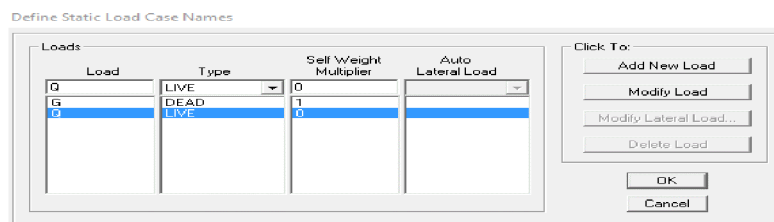


fig (V.27): nom des charges d’exploitations

**2) 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 maximal d’accélérations (Sa/g) 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 :**

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**

Selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)  
et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)



- **Coeff comportement : 5.**
- **Coeff d'amortissement : 8,5%**
- **Site : S3.**
- **Facteur de qualité (Q): Q=1.1**       $Q = 1 + \sum P_q$

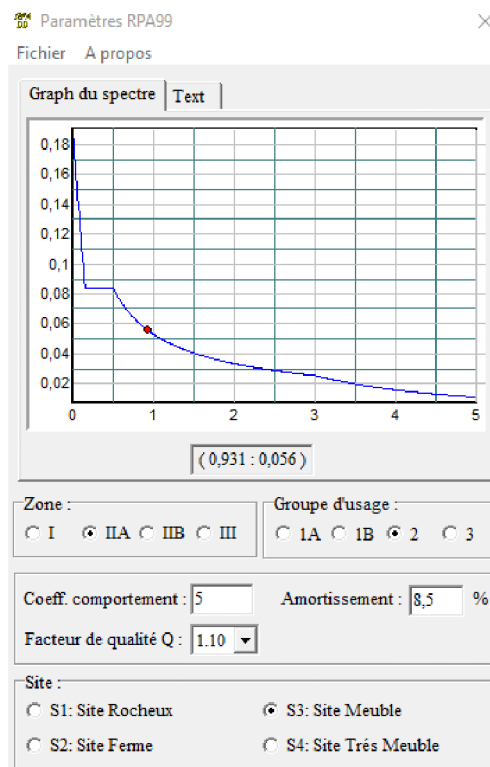



fig (V.28) : le spectre

Après on clique sur **Text** → **Enregistrer**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Functions** ou bien  → **Spectrum from file**

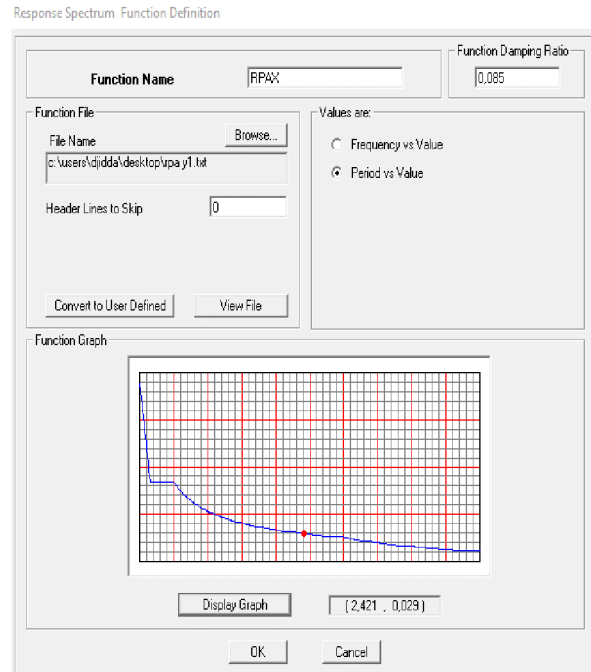
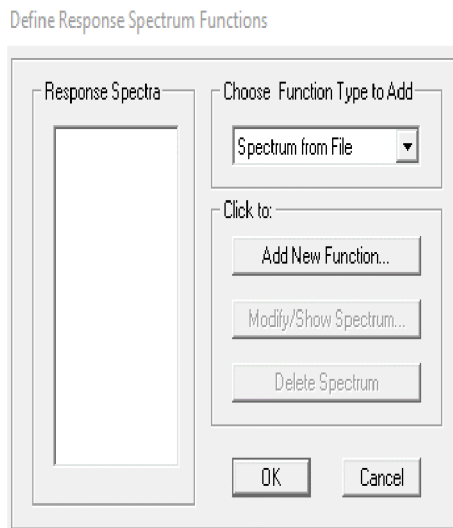
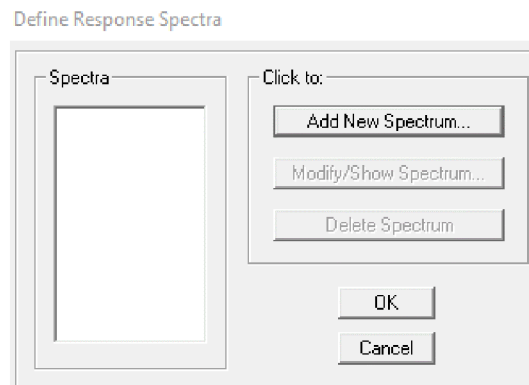


fig (V.29) :définition de spectre  
**Function Name** (nom du spectre): RPA.

fig (V.30) : la réponse de spectre

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases ou bien



**Add New Spectrum**

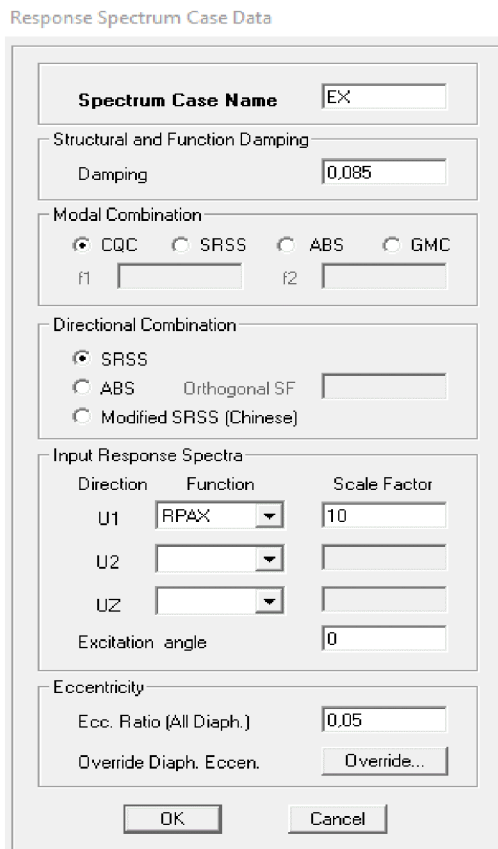


fig (V.31) : ajout de spectre selon x

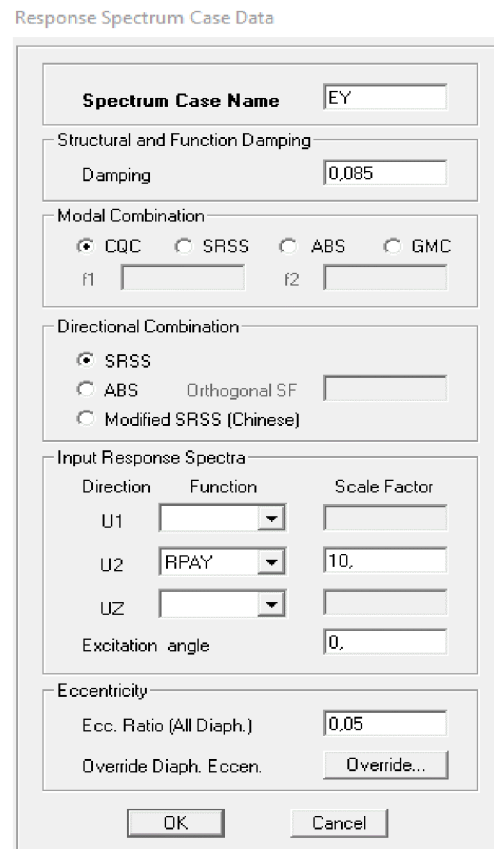


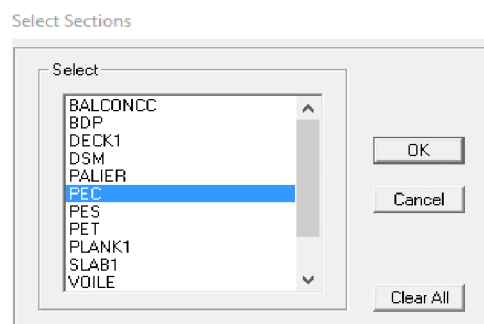
fig (V.32) : ajout de spectre selon y

**V.4.5.5) 5ème étape : chargement des poutres secondaire et le corps creux :**

- **Elément corps creux et dalle pleine :**

$$PEC \begin{cases} G = 5,14 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Select → by wall /slab/Deck section → PEC (plancher étage courant)



Assign → shell Area loads → uniform

Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load

Load: 5,14

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Pour la surcharge Q la même chose

Ainsi de suite pour (PET, PALIER, balcon dalle pleine ....)

Les charges statiques étant définies, on **sélectionne chaque poutre secondaire** on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

**Assign** → **Frame/line loads** → **Distributed** ou bien



Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction

Forces  Moments

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	0,	0,25	0,75	1,
Load	0,	0,	0,	0,

Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 3,341

OK Cancel

Fig ( V.33) la méthode de chargement

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

#### V.4.5.6)éme 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** :  $1.35G+1.5Q$

ELS : G+Q

Et la combinaison de poids : G + 0,2Q

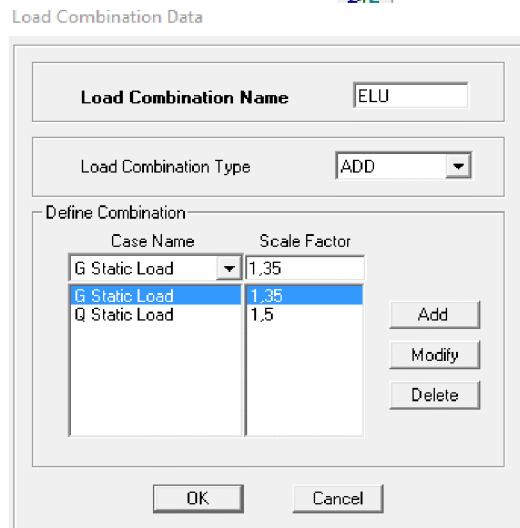
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQE** : G+Q ± E

**08GE** : 0.8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** ou bien  → **Add New**



Fig(V.34) : création des combinaisons


On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

#### V.4.5.7) 7<sup>ème</sup> étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

##### ➤ **APPUIS** :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds d'appuis de base puis on clique sur :

**Assign Joint/point** ou bien  → **Restraints**

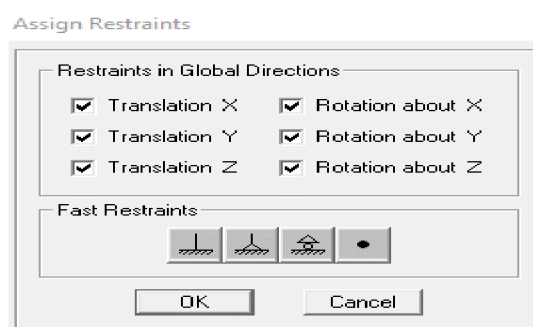


fig (IV.35) : encastrement des appuis

- **Mass- Source :**

**Define** → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass -Source**

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

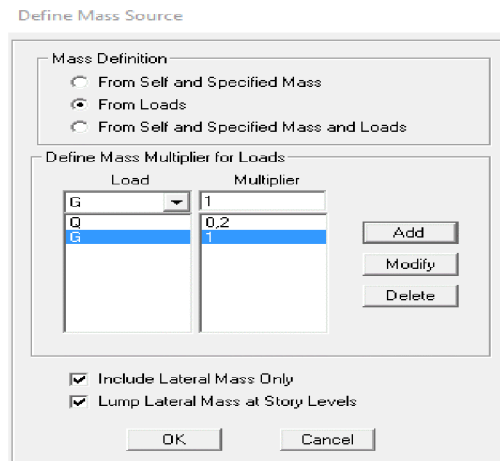



fig (V.36) : le pourcentage de participation des charges

**Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds 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 tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

**Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm** , ou bien  → **Add New Diaphragm**.

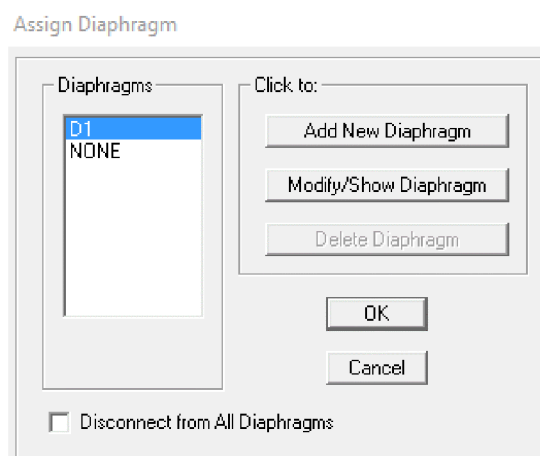


fig (V.37) : spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**V.4.5.8) 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats :****Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

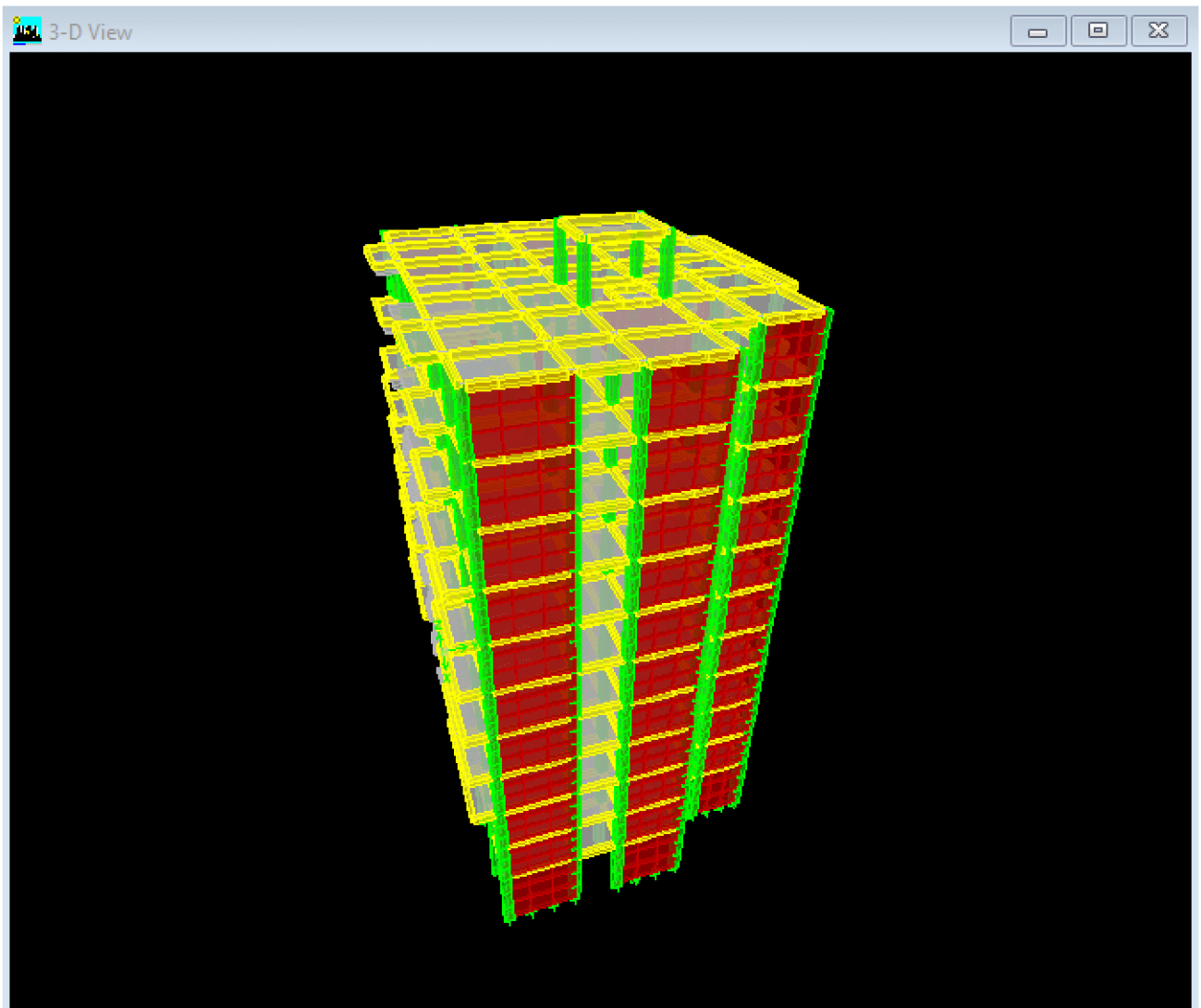


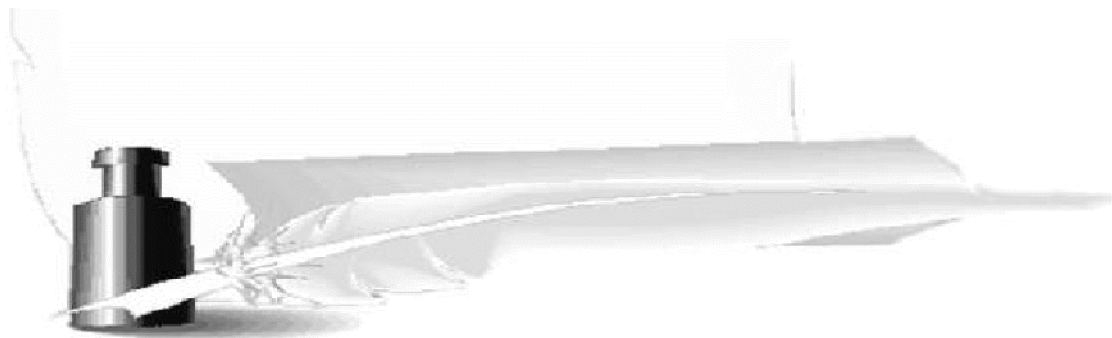
fig (V.38) : schéma final de notre structure en 3D

#### 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**



**VI.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 **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (**V**) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

**VI.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 formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.

\* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$h_n$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du **RPA 99**.

Avec :  $C_T = 0.05$

**Remarque :****L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :**

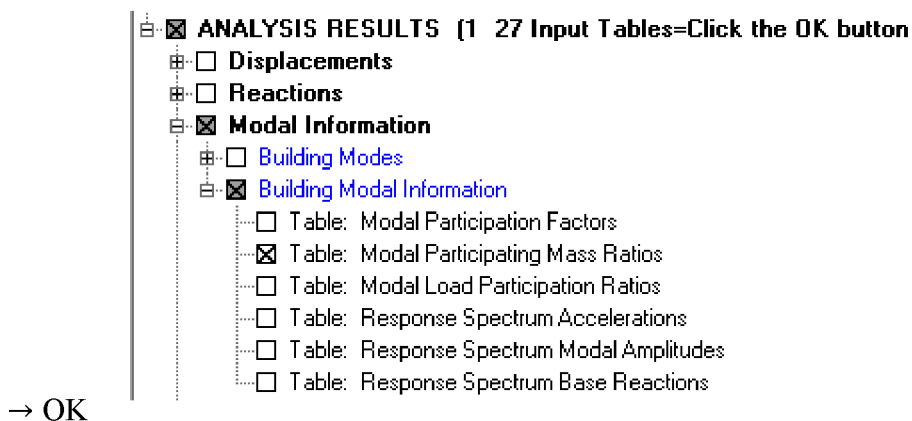
Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 35.02^{3/4} = 0.72 \text{ sec.}$$

D'où :

$$T = 1.3 \times 0.72 = 0.936 \text{ sec} > T \text{ ETABS} = 0.90 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Display → Show tables



	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	1	0,906037	69,4873	0,2451	0,0000	69,4873	0,2451	0,0000
	2	0,758975	0,2502	69,8901	0,0000	69,7375	70,1353	0,0000
	3	0,660490	0,8721	0,0255	0,0000	70,6096	70,1608	0,0000
	4	0,228009	17,9384	0,1250	0,0000	88,5480	70,2858	0,0000
▶	5	0,183869	0,1673	18,1652	0,0000	88,7153	88,4510	0,0000
	6	0,153037	0,3725	0,0070	0,0000	89,0879	88,4580	0,0000
	7	0,106403	2,3112	0,0209	0,0000	91,3990	88,4788	0,0000
	8	0,096885	3,6282	0,0100	0,0000	95,0272	88,4889	0,0000
	9	0,092796	0,0173	0,6434	0,0000	95,0445	89,1323	0,0000
	10	0,077997	0,0503	5,7372	0,0000	95,0948	94,8695	0,0000

**Tableau VI.1) Période et participation massique**

La somme des masses modales dans le 10ème 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 :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Groupe d'usage : 2} \\ - \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15 (Tab 4.1).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement  $\mathbf{R = 5}$  (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 :

$$Q_1 = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$p_q$  : 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.  $P_x = 0.00$**

Suivant y-y : **Condition vérifiée.  $P_y = 0.05$**

- **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 vérifiée.  $P_{qx} = 0.00$**

Suivant y-y : **Condition non vérifiée.  $P_{qy} = 0.05$**

- **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 ne se transmette pas 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 respectes depuis le **séisme** de **2003**.

Critère q	Pénalité Pq :	
	Sens X-X	Sens Y-Y
<b>Régularité en plan</b>	0 ,00	0,05
<b>Régularité en élévation</b>	0,00	0 ,00
<b>Conditions minimales sur les fils de contreventement</b>	0 ,00	0 ,00
<b>Redondance en plan</b>	0 ,00	0,05
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0 ,00	0 ,00

suivi de chantier	0,00	0,00
	0,00	0,01

Tableau VI.2) Valeurs de pénalités Pq dans les deux sens

Donc :  $Q=1+\sum Pq = 1+0.1 = 1.1$

**Note :** Dans le spectre de réponse la valeur de Q a introduire est la plus défavorable  $Q = 1.1$

**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) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{\frac{2}{3}} 3.0 / T^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme  $\rightarrow S 2 \rightarrow T_2 = 0.4 s$ .

$\eta$  : 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)

$\rightarrow \xi = 8,5\%$

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.

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T = 0,05 \times 35,02^{3/4} = 0,72 \text{ sec.}$$

$$\begin{aligned} D &= 2,5 \eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} \\ &= 2,5 \cdot 0,82 (0,4 / 0,72)^{\frac{2}{3}} \\ &= 1,38 \end{aligned}$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

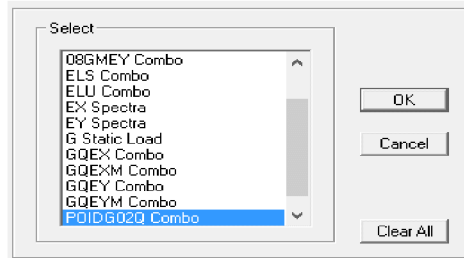
Tableau VI.3) Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt :

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T <sub>2</sub>	0.4 s	Tableau 4.7
Coefficient C <sub>T</sub>	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.3	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.05	Formule 4.4
Poids total de la structure Wt	56999,87 KN	/

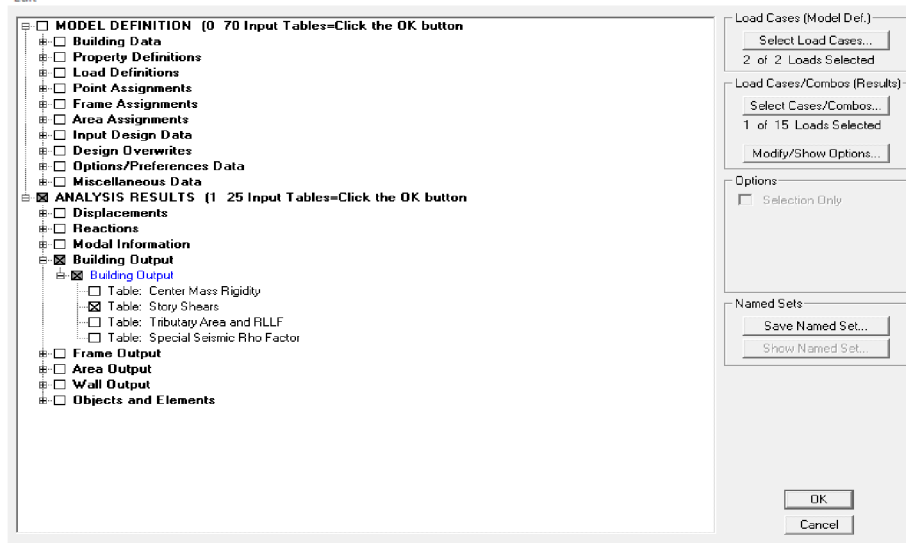
Display → show tables

Select Cases/Combos...

Select Output



Choose Tables for Display  
Edit



	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	TERRASSE-1	POIDG02Q	Top	160,55	0,00	0,00	0,000	1452,981	-2520,641
	TERRASSE-1	POIDG02Q	Bottom	221,30	0,00	0,00	0,000	2002,769	-3474,416
	TERRASSE	POIDG02Q	Top	4848,69	0,00	0,00	0,000	39266,931	-60993,058
	TERRASSE	POIDG02Q	Bottom	6252,86	0,00	0,00	0,000	51549,825	-78618,161
	STORY9	POIDG02Q	Top	9530,08	0,00	0,00	0,000	78147,498	-119052,142
	STORY9	POIDG02Q	Bottom	11076,31	0,00	0,00	0,000	90733,951	-138429,674
	STORY8	POIDG02Q	Top	14353,53	0,00	0,00	0,000	117331,623	-178863,656
	STORY8	POIDG02Q	Bottom	15899,76	0,00	0,00	0,000	129918,076	-198241,188
	STORY7	POIDG02Q	Top	19187,37	0,00	0,00	0,000	156505,282	-238803,475
	STORY7	POIDG02Q	Bottom	20893,49	0,00	0,00	0,000	170416,237	-260155,586
	STORY6	POIDG02Q	Top	24233,42	0,00	0,00	0,000	196966,813	-301364,104
	STORY6	POIDG02Q	Bottom	25939,54	0,00	0,00	0,000	210877,768	-322716,216
	STORY5	POIDG02Q	Top	29279,47	0,00	0,00	0,000	237428,345	-363924,734
	STORY5	POIDG02Q	Bottom	30985,59	0,00	0,00	0,000	251339,300	-385276,846
	STORY4	POIDG02Q	Top	34325,52	0,00	0,00	0,000	277889,877	-426485,364
	STORY4	POIDG02Q	Bottom	36031,64	0,00	0,00	0,000	291800,832	-447837,475
	STORY3	POIDG02Q	Top	39371,57	0,00	0,00	0,000	318351,408	-489045,993
	STORY3	POIDG02Q	Bottom	41077,69	0,00	0,00	0,000	332262,364	-510398,105
	STORY2	POIDG02Q	Top	44417,62	0,00	0,00	0,000	358812,940	-551606,623
	STORY2	POIDG02Q	Bottom	46300,45	0,00	0,00	0,000	374187,818	-575141,165
	STORY1	POIDG02Q	Top	49372,33	0,00	0,00	0,000	398862,496	-613036,540
	STORY1	POIDG02Q	Bottom	51249,44	0,00	0,00	0,000	415166,947	-636500,423
	RDC	POIDG02Q	Top	54321,32	0,00	0,00	0,000	439841,625	-674395,798
	RDC	POIDG02Q	Bottom	56999,87	0,00	0,00	0,000	463029,701	-707904,154

### Application numérique :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W_t$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,38 \times 1,1}{5} \times 56999,87 = 2595,77 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,38 \times 1}{5} \times 56999,87 = 2395,79 \text{ KN}$$

### 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  $0.8 V/V_t$ .

$$V_{etabs} \text{ X-X} = 2370,10 > 0.8 V_{RPA} = 0,8 \times 2595,77 = 2076,6 \text{ KN}$$

$$V_{etabs} \text{ Y-Y} = 2613,43 > 0.8 V_{RPA} = 0,8 \times 2395,79 = 1916,63 \text{ KN}$$

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	2160,16	-131,97	0,00	3388,953	56009,876	-19146,823
	EX	2	U1	8,49	142,97	0,00	-3729,778	223,185	1709,594
	EX	3	U1	45,93	-0,91	0,00	43,157	1223,742	-406,034
	EX	4	U1	815,30	-68,45	0,00	308,355	4114,868	-7328,277
	EX	5	U1	7,31	78,73	0,00	-442,624	42,249	910,196
	EX	6	U1	18,30	-0,32	0,00	2,817	107,813	-157,694
	EX	7	U1	44,28	-2,05	0,00	8,917	227,474	-412,601
	EX	8	U1	0,03	0,86	0,00	-5,125	0,484	12,821
	EX	9	U1	335,73	-32,69	0,00	166,184	1406,830	-3158,495
	EX	10	U1	14,93	3,01	0,00	-17,670	58,420	-71,724
	EX	11	U1	2,85	36,02	0,00	-156,749	10,619	420,680
	EX	12	U1	17,39	-3,49	0,00	13,760	66,040	-185,060
	EX	All	All	2370,10	158,90	0,00	3462,526	56638,752	20048,699
	EY	1	U2	-131,97	8,06	0,00	-207,035	-3421,706	1169,701
	EY	2	U2	142,97	2408,11	0,00	-82823,727	3759,293	28796,092
	EY	3	U2	-0,91	0,02	0,00	-0,880	-24,377	8,088
	EY	4	U2	-68,45	5,75	0,00	-25,887	-345,448	615,218
	EY	5	U2	78,73	847,92	0,00	-4766,834	455,002	9802,357
	EY	6	U2	-0,32	0,01	0,00	-0,049	-1,862	2,723
	EY	7	U2	-2,05	0,10	0,00	-0,414	-10,551	19,138
	EY	8	U2	0,86	25,40	0,00	-151,897	11,969	380,015
	EY	9	U2	-32,69	3,18	0,00	-16,179	-136,965	307,501
	EY	10	U2	3,01	0,61	0,00	-3,567	11,791	-14,477
	EY	11	U2	36,02	455,05	0,00	-1980,010	134,139	5313,911
	EY	12	U2	-3,49	0,79	0,00	-2,763	-13,281	37,160
	EY	All	All	158,90	2613,43	0,00	63203,459	3499,738	31788,123

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 :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 99})$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
Terrasse SM	0,0192	0,0164	0,0014	0,0011	0,03	OK
Terrasse	0,0178	0,0153	0,0017	0,0016	0,0306	OK
9	0,0161	0,0137	0,0018	0,0016	0,0306	OK
8	0,0143	0,0121	0,0019	0,0016	0,0306	OK
7	0,0124	0,0105	0,0019	0,0017	0,0306	OK
6	0,0105	0,0088	0,0019	0,0016	0,0306	OK
5	0,0086	0,0072	0,0019	0,0017	0,0306	OK
4	0,0067	0,0055	0,0018	0,0015	0,0306	OK
3	0,0049	0,0040	0,0016	0,0014	0,0306	OK
2	0,0033	0,0026	0,0014	0,0011	0,0306	OK
1	0,0019	0,0015	0,0011	0,0009	0,0306	OK
RDC	0,0008	0,0006	0,0008	0,0006	0,0442	OK

Tableau VI.3): Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

**VI.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<sub>t</sub> : la hauteur totale du bâtiment.

**a) Sous l'action de EX :**

$$\delta_{Max} = 0,02m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{35,02}{500} = 0.07 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

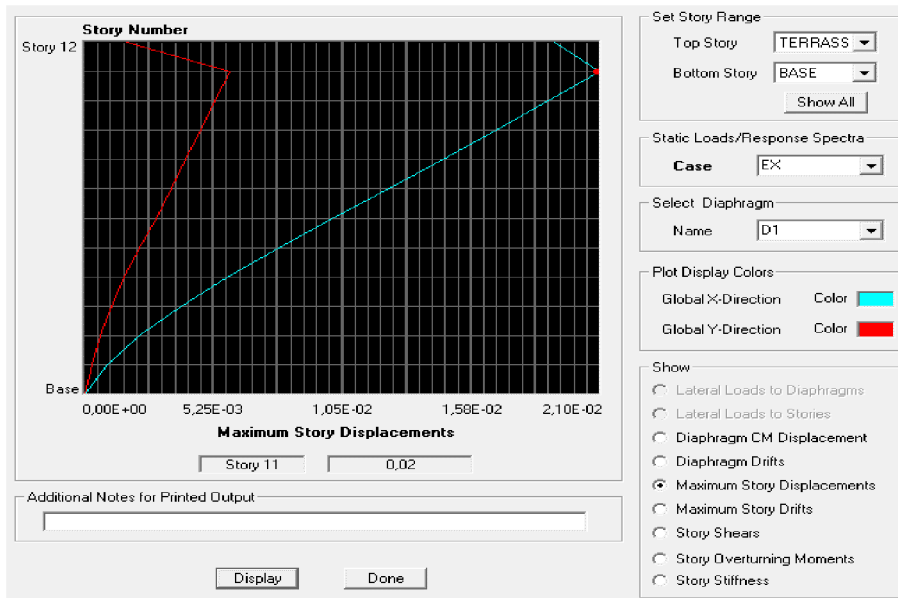


fig VI.4) déplacement maximal selon X-X

**b) Sous l'action de EY :**

$$\delta_{Max} = 0,02m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{35,02}{500} = 0.07 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

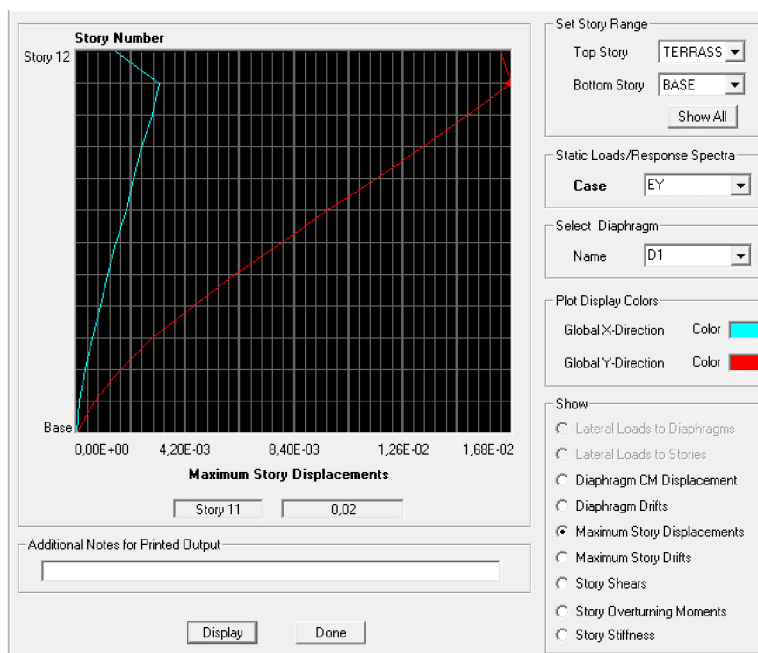


fig VI.5) déplacement maximal selon y-y

**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 :  $|CM - CR| \leq 5\% L$

**Tableau VI.5): Vérification de l'excentricité :  
Selon X-X**

		Centre de masse	Centre de torsion	Excentricité théorique	Excentricité accidentelle	
Story	Diaphragm	XCM	XCR	$ CM - CR $	5% L	Vérification
RDC	D1	12,404	12,524	0,12	1,25	cv
STORY1	D2	12,387	12,564	0,177	1,25	cv
STORY2	D3	12,395	12,57	0,175	1,25	cv
STORY3	D4	12,396	12,565	0,169	1,25	cv

STORY4	D5	12,396	12,555	0,159	1,25	cv
STORY5	D6	12,396	12,544	0,148	1,25	cv
STORY6	D7	12,396	12,533	0,137	1,25	cv
STORY7	D8	12,397	12,524	0,127	1,25	cv
STORY8	D9	12,398	12,515	0,117	1,25	cv
STORY9	D10	12,403	12,509	0,106	1,25	cv
TERRASSE	D11	12,461	12,505	0,044	1,25	cv
TERRASSE-1	D12	15,7	15,64	0,06	1,25	cv

**Selon Y-Y**

Story	Diaphragme	Centre de masse	Centre de torsion	Excentricité théorique	Excentricité accidentelle	Vérification
		YCM	YCR	CM – CR	5% L	
RDC	D1	8,286	9,821	1,535	0,995	CNV
STORY1	D2	8,218	9,755	1,537	0,995	CNV
STORY2	D3	8,117	9,642	1,525	0,995	CNV
STORY3	D4	8,114	9,538	1,424	0,995	CNV
STORY4	D5	8,114	9,445	1,331	0,995	CNV
STORY5	D6	8,114	9,363	1,249	0,995	CNV
STORY6	D7	8,114	9,292	1,178	0,995	CNV
STORY7	D8	8,203	9,231	1,028	0,995	CNV
STORY8	D9	8,215	9,183	0,968	0,995	CV
STORY9	D10	8,258	9,145	0,887	0,995	CV
TERRASSE	D11	8,144	9,122	0,978	0,995	CV
TERRASSE-1	D12	9,05	9,225	0,175	0,995	CV

L'excentricité accidentelle n'est pas vérifiée par rapport à Y. On rajoute au spectre de réponse les 5% L<sub>Y</sub> pour les étages qui ont pas vérifiées la condition de l'excentricité.

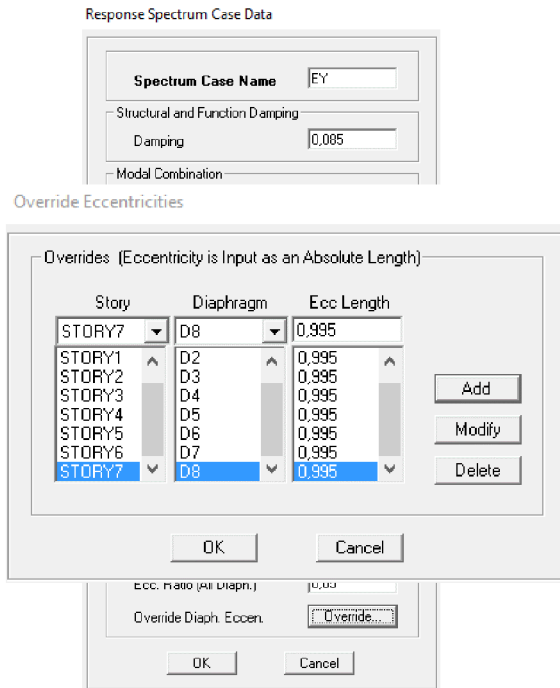


fig VI.6) Majorations de l'excentricité dans le sens considéré

**Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

N<sub>d</sub> : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

N<sub>d</sub> = 1226.53 KN. (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

B<sub>c</sub> : l'aire de la section de béton (section brute).

f<sub>c28</sub> = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

**Application :**

$$\frac{1385.53 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.55 \times 25} = 0.18 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

**VI.6 Vérification de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou 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 » (Δ).

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 a tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \text{ tel que :}$$

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<sub>K</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

**V<sub>K</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

**$\Delta_K$**  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

**h<sub>K</sub>** : hauteur de l'étage « K ».

L'évaluation de cet effet du 2eme ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	<u>P<sub>k</sub></u>	<u><math>\Delta_k</math> x(m)</u>	<u><math>\Delta_k</math> y (m)</u>	<u>V<sub>kx</sub></u>	<u>V<sub>ky</sub></u>	<u>H<sub>k</sub> (m)</u>	<u><math>\theta_{kx}</math></u>	<u><math>\theta_{ky}</math></u>
TERRASSE1	221,3	0,0014	0,0011	34,18	34,09	3,00	0,003	0,0024
TERRASSE	6252,86	0,0017	0,0016	554,75	619,66	3,06	0,0062	0,0053
STORY9	11076,31	0,0018	0,0016	912,74	1013,68	3,06	0,0071	0,0057
STORY8	15899,76	0,0019	0,0016	1183,42	1312,78	3,06	0,0083	0,0063
STORY7	20893,49	0,0019	0,0017	1410,32	1571,02	3,06	0,0092	0,0074
STORY6	25939,54	0,0019	0,0016	1620,01	1812,68	3,06	0,0099	0,0075
STORY5	30985,59	0,0019	0,0017	1805,68	2021,74	3,06	0,011	0,0085
STORY4	36031,64	0,0018	0,0015	1962,18	2190,11	3,06	0,01	0,008
STORY3	41077,69	0,0016	0,0014	2096,28	2329,14	3,06	0,0109	0,0092
STORY2	46300,45	0,0014	0,0011	2217,99	2454,5	3,06	0,009	0,0068
STORY1	51249,44	0,0011	0,0009	2312,43	2552,71	3,06	0,0079	0,0059
RDC	56999,87	0,0008	0,0006	2370,1	2613,43	4,42	0,004	0,0029

**Tableau VI.7) Vérification de l'effet P-Delta :**

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

**Conclusion :**

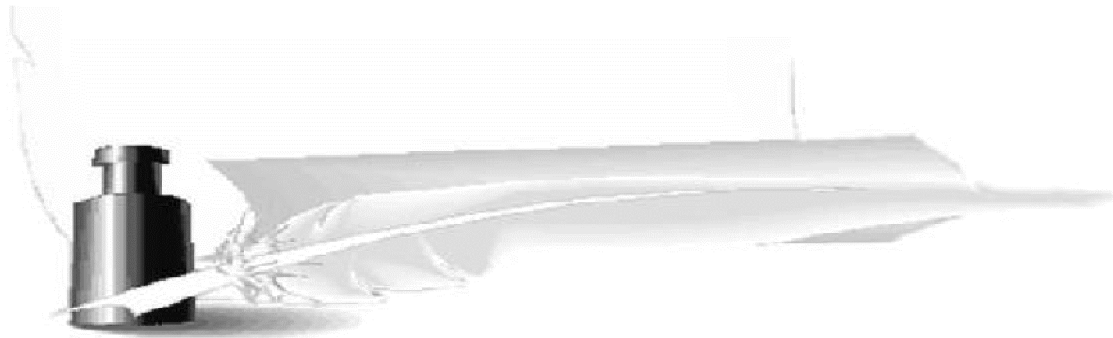
D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- 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 ferrailé 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) Ferrailage 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 est de  $40\phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$

##### b) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t = \frac{h}{4} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\varphi$  Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée 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 déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2MPa$  et  $\gamma_b = 1,5$

Pour les feE400 on a :  $\mu_1=0,392$

**1er cas :**

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  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 :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s=1,5 \Rightarrow$  Cas général.

$\gamma_s=1,15 \Rightarrow$  Cas accidentel

Fe=400MPa

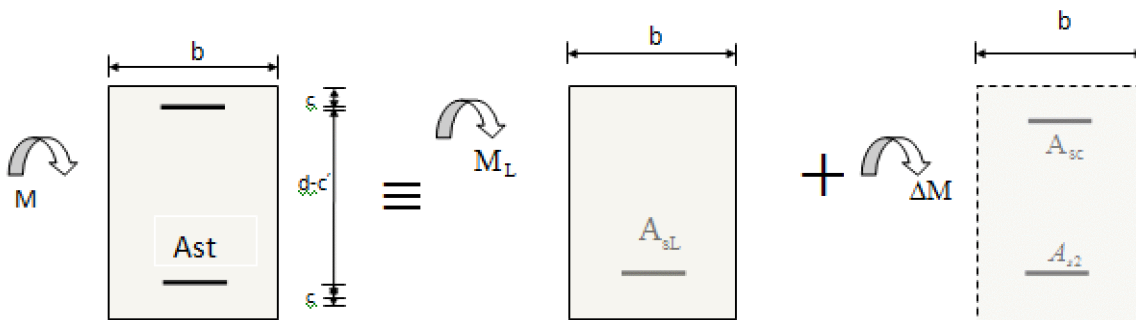
Ast : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

**2emecas :**

$\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression)}$$

**Remarque :**

- En situation courante :

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{matrix} \right\} f_{bc} = 14,2 MPa; \quad \sigma_s = 348MPa$$

- 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)

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

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Une section du béton armé ou fléchié 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.

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

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.  $A \geq 0.01 b \cdot h$  (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 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$$

$\Psi$  s : coefficient de scellement relatif à une armature

$\Psi_s = 1.5$  : pour des barres haute adhérence  $\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$

$\Psi = 1$  pour de barres rondes lisses

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U}$$

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$  : Contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n\pi\varphi$  : 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 :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_s}; 5 MPa \right)$

Fissuration non préjudiciable.

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91/ art A.5.2.)**

**Appui de rive :**

- Influence sur le béton :

On doit avoir :  $T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$

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 :

On doit avoir :  $A_s = \frac{\gamma_s}{e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

$M_u$  : 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 :  $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ .

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{K \beta_1 A_s d}$  ;  $\rho = \frac{100 \times A_s}{bd}$

$\sigma_{bc}$  : 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)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$  M<sub>0</sub> : moment isostatique max.

Les résultats du ferrailage des poutres principales et secondaires sont récapitulés dans le tableau suivant :

- **Poutre Principales (30x35):**

	M <sub>n</sub> (max) (KN.m)	Situation	μ	Obs	B	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Travée	77,535	ELU	0,177	SSA	0,953	7,30	5,25	8,01	3HA14+2HA12
Appui	91,474	8RPA	0,210	SSA	0,944	8,72		9,24	3HA14+3HA14

• Poutre Secondaire (25x30) :

	$M_u$ (max) (KN.m)	Situatio n	$\mu$	Obs	B	Ast (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Travée	63,015	rpa	0,144	SSA	0,962	5,88	3,75	6,15	3HA12
Appui	102,77	acc	0,235	SSA	0,937	9,84		10,64	3HA16+3HA14

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 :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales :  $\tau_u = 0,940 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$   Condition vérifiée.
- Poutres secondaires :  $\tau_u = 0,094 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$   Condition vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Il faut vérifier que :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f}{\gamma_b} c_{28} \quad (\text{BAEL99.art A.5.1.32})$$

• Poutres principales :

$$T_u = 90,24 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Poutres secondaires:

$$T_u = 86,81 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**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 :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{Périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales : **3HA12+2HA14**

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{90,24 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263,8} = 1,323 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires : **3HA16+3HA14**

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{86,81 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 282,6} = 1,264 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**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  $(40\varphi$  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 :

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

- 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 :  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$   $\longrightarrow$  (K,  $\beta_1$ ) sont tirés du tableau à l'ELS.

Avec :  $\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{B_1 \cdot d \cdot A_s}$  ( $A_s$  : 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.
Travée	27,46	8,01	0,834	0,869	0,391	23,44	123,28	5,26	15	vérifiée
Appui	40,97	9,24	0,944	0,864	0,409	21,66	163,56	5,93	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.
Travée	24,14	3,39	0,502	0,893	0,320	31,87	177,35	9,89	15	vérifiée
Appui	40,12	10,64	1,576	0,836	0,490	15,57	167,05	10,64	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 :**

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8,5 \text{ mm}$

- **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$

La valeur de la flèche est :  $f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

**Avec :**  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$

**I<sub>fv</sub> :** Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :  $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

**I<sub>0</sub> :** Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

**ρ :** Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures).  $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tendus :  $\sigma_s$  est calculée précédemment.

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 :

- **Vérification de la flèche dans les poutres Principales :**

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm²)	ρ	λ <sub>v</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	μ	Io (cm4)	I <sub>fv</sub> (cm4)	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 secondaire :**

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 par l'effort tranchant :

$$\Phi \leq \min (h/35, \Phi_1, b/10) = \min (1, 1.2, 3)$$

Φ<sub>1</sub> : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit : Φ<sub>1</sub>=8mm

On choisira un cadre +un étrier soit A<sub>t</sub>=4HA8=2.01cm<sup>2</sup>.

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)

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

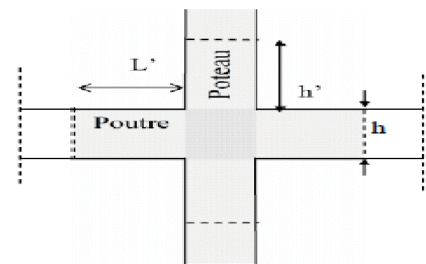
Sens secondaire :

- 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)

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$



Délimitation de la zone nodale

B) Détermination de la zone nodale

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2xh \\ h' = \max \{ h/6, b_1, h_1 \} \end{array} \right.$$

**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 :**

- L' = 2x35=70cm poutres principales (30x35).
- L' = 2x30=60cm poutres secondaires (25x30).

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

**Armatures transversale minimales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$



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 ferrailage 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 Ferrailage 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	$\gamma_b$	$F_{c28}$	$F_{bu}$	$\gamma_s$	$F_c(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1.15	25	21,73	1	400	400

TableauV-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 ± E ..... RPA 2003
- 0,8G ± 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 IIa:****a) Armature longitudinales :**

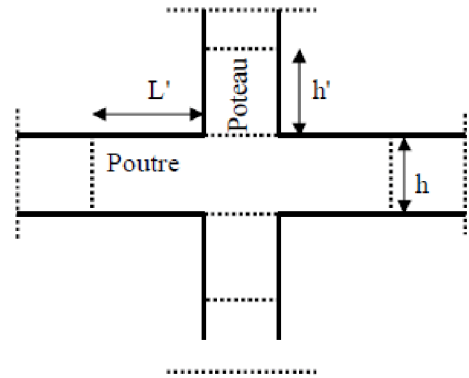
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zone 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 0.8% .

$$\text{Poteau } (55 \times 55) \rightarrow 0.008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \rightarrow 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

#### 4% en zone courante.

$$\text{Poteau } (55 \times 55) \rightarrow 0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \rightarrow 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

#### 6% en zone de recouvrement.

$$\text{Poteau } (55 \times 55) \rightarrow 0,06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \rightarrow 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

### VII.2.3.1) Calcul des armatures longitudinales :

**Étape de calcul en flexion composée:**

**N : effort de traction**

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est } \textbf{partiellement tendue (S.P.T).}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est } \textbf{entièrement tendue (S.E.T).}$$

**N : effort de compression**

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \longrightarrow \text{Alors la section est } \textbf{partiellement comprimée (S.P.T).}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \quad \longrightarrow \text{Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :}$$

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \quad \dots\dots(A)$$

$M_f$  : 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 :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1=0.392$  la section est simplement armée

Si :  $\mu \geq \mu_1=0.392$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

$$A_1 = \frac{M_f}{bd\sigma_s}$$

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:

$$N_u(d - c') - M_f < (0,5 - cb)h \cdot f_{bc} \dots\dots(B)$$

• 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 $N_u$ (KN)	Moment $M_u$ (KN.m)	$e_s$ (m)	$(h/2)-c$	Nature	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Du RDC au 2 <sup>eme</sup> (55×55)	$N_{max}= 1468,4$	$M_{cor}=2,074$	0.0014	0,255	SEC	0	0	24,2	4HA25+4HA16 = 27,68 cm <sup>2</sup>
	$N_{min}= -2541,2$	$M_{cor}= - 4,201$	0.0016	0,255	SEC	0	0		
	$N_{cor}= - 1784,35$	$M_{max}=55,019$	0.03	0,255	SEC	0	0		
Du 3 <sup>eme</sup> Au 7 <sup>eme</sup> (50 ×50)	$N_{max}= 530,46$	$M_{cor}=5,019$	0.009	0,23	SEC	0	0	20	8HA20 = 25,12cm <sup>2</sup>
	$N_{min}=- 1520,63$	$M_{cor}= -7,26$	0.005	0,23	SEC	0	0		
	$N_{cor}= -269,64$	$M_{max}= 66,807$	0.247	0,23	SPC	0	0,31		
Du 8 <sup>eme</sup> Au 10 <sup>eme</sup> (45×45)	$N_{max}=62,86$	$M_{cor}=5,282$	0.08	0,205	SEC	0	0	16,2	4HA20+4HA14 = 18,72 cm <sup>2</sup>
	$N_{min}= -621,9$	$M_{cor}= -5,902$	0.009	0,205	SEC	0	0		
	$N_{cor}= -123,79$	$M_{max}= 73,644$	0.59	0,205	SPC	0	3,38		

Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y) avec M3:

section	Effort normal $N_u$ (KN)	Moment $M_u$ (KN.m)	$e_s$ (m)	$(h/2)-c$	Nature	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Du RDC au 2 <sup>eme</sup> (55×55)	$N_{max}= 1468,4$	$M_{cor}=11,457$	0,008	0,255	SEC	0	0	24,2	4HA25+4HA16 = 27,68 cm <sup>2</sup>
	$N_{min}= - 2541,2$	$M_{cor}= - 51,855$	0,02	0,255	SEC	0	0		
	$N_{cor}= 1468,4$	$M_{max}=73,206$	0,05	0,255	SEC	0	0		
Du 3 <sup>eme</sup> Au 7 <sup>eme</sup> (50 ×50)	$N_{max}= 530,46$	$M_{cor}=5,545$	0,01	0,23	SEC	0	0	20	8HA20 = 25,12cm <sup>2</sup>
	$N_{min}=- 1520,63$	$M_{cor}= -4,051$	0,0026	0,23	SEC	0	0		
	$N_{cor}= -192,26$	$M_{max}= 76,82$	0,399	0,23	SPC	0	2,02		
Du 8 <sup>eme</sup> Au 10 <sup>eme</sup> (45×45)	$N_{max}= 62,86$	$M_{cor}=3,337$	0,053	0,205	SEC	0	0	16,2	4HA20+4HA14 = 18,72 cm <sup>2</sup>
	$N_{min}= -621,9$	$M_{cor}= -1,54$	0,002	0,205	SEC	0	0		
	$N_{cor}= -61,95$	$M_{max}= 80,194$	1,29	0,205	SPC	0	4,7		

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

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{array} \right.$$

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

$\lambda_g$  : 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.

$$\text{On a :} \quad \lambda_g = \frac{442}{55} = 8,03 \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\bar{\tau}_b = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (55 x 55) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{70,16 \times 10^3}{550 \times 548} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{76,74 \times 10^3}{550 \times 548} = 0,25 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (50 x 50) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{55,51 \times 10^3}{500 \times 498} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{45,36 \times 10^3}{500 \times 498} = 0,18 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (45 x 45) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{53,71 \times 10^3}{450 \times 448} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{58,07 \times 10^3}{450 \times 448} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

**VII.2.3.3) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{28}^t$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  Pour les aciers à haute adhérence.

- HA14 :  $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,4$  cm on prend  $l_s = 50$  cm
- HA16 :  $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44$  cm on prend  $l_s = 60$  cm
- HA20 :  $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54$  cm on prend  $l_s = 70$  cm
- HA25 :  $l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2,5 \times 400}{4 \times 2,835} = 88,18$  cm on prend  $l_s = 90$  cm

**VII.2.3.4) Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$** 

- Pour les HA14 :  
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56$  cm

- Pour les HA16 :  
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64$  cm

- Pour les HA20 :  
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 80$  cm.

- Pour les HA25 :  
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 2,5 = 100$  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.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$\phi_l^{max}$ : 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 :**

$$St \leq \text{Min} (10\phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) = \text{Min} (10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

**Nous adoptons :  $St = 10 \text{ cm}$**

❖ **En zone courante :**

$$St \leq 15 \phi_l^{min} = 21 \text{ cm}$$

**Nous adoptons :  $St = 15 \text{ cm}$**

Avec :

$\phi_l^{min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

#### Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot St$$

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 :

$$L_f = 0,707 L_0 = 0,707 \times 4,42 = 3,12 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,0756}{0,28}} = 0,51$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{3,12}{0,51} = 6,11$$

$\lambda_g \geq 5$  donc le coefficient  $\rho_a = 2,50$

L'effort tranchant max est égale a  $V_u = 76,74 \text{ KN}$

Pour les poteaux du RDC ( $55 \times 55$ ) :

❖ **Zone nodale  $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 76,74}{55 \times 40} \times 10 = 0,87 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante  $S_t = 15 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 76,74}{55 \times 40} \times 15 = 1,32 \text{ cm}^2$$

**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 :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \cdot S \cdot b$$

❖ **En zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0,3 \% \cdot b \cdot s_t = 0,003 \times 55 \times 10 = 1,65 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **En zone courante :**

$$A_{t \min} = 0,3 \% \cdot b \cdot s_t = 0,003 \times 55 \times 15 = 2,5 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Délimitation de la zone nodale :**

Au niveau des poutres  $L' = 2xh$

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max ( 73,6 ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm} )$$

$$h' = 73,6 \text{ cm}$$

**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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad (\text{BAEL91A.4.5.2})$$

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

**c- Vérification des contraintes :**

La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta (A_s + A_s')$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa$$

Puisque  $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$  , donc il suffit de vérifier que  $\sigma_{b1} < \overline{\sigma}_b$

Avec :  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est 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.

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348MPa$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B}.(d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{B}.(d - c)^2.$$

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 MP A	$\sigma_b$ inf MP A	$\sigma_{bc}$ MP A	$\sigma_a$ sup MP A	$\sigma_a$ inf MP A	$\Sigma s$ MP A
Du RDC au 2 <sup>eme</sup> (55×55)	$N_{max} = -1507,82$	$M_{cor} = 1,56$	0,001	0,09	SEC	0,66	0,64	15	9,91	9,67	348
	$N_{min} = -251,56$	$M_{cor} = 0,408$	0,0016	0,09	SEC	3,94	3,88		59,1	58,2	
	$N_{cor} = -1298,43$	$M_{max} = 40,06$	0,03	0,09	SEC	3,21	2,52		62,3	38,8	
Du 3 <sup>eme</sup> Au 7 <sup>eme</sup> (50 ×50)	$N_{max} = -1105,68$	$M_{cor} = -5,252$	0,005	0,08	SEC	3,54	3,26	15	52,9	49	348
	$N_{min} = -95,77$	$M_{cor} = 0,028$	0,0003	0,08	SEC	0,3	0,29		4,43	4,4	
	$N_{cor} = -362,23$	$M_{max} = 18,866$	0,05	0,08	SEC	1,63	0,6		23,8	9,62	
Du 8 <sup>eme</sup> Au 10 <sup>eme</sup> (45×45)	$N_{max} = -451,37$	$M_{cor} = -4,342$	0,009	0,075	SEC	1,91	1,58	15	28,5	23,9	348
	$N_{min} = -10,96$	$M_{cor} = 5,688$	0,52	0,075	SPC	0,3	0		4,03	-5,28	
	$N_{cor} = -89,45$	$M_{max} = 34,641$	0,387	0,075	SPC	1,89	0		25,8	-27,6	

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 MP A	$\sigma_b$ inf MP A	$\sigma_{bc}$ MP A	$\sigma_a$ sup MP A	$\sigma_a$ inf MP A	$\Sigma s$ MP A
Du RDC au 2 <sup>eme</sup> (55×55)	$N_{max} = -1507,82$	$M_{cor} = 0,635$	0,0004	0,09	SEC	3,92	3,9	15	58,9	58,5	348
	$N_{min} = -251,56$	$M_{cor} = -2,433$	0,01	0,09	SEC	0,7	0,6		10,5	9,07	
	$N_{cor} = -720,11$	$M_{max} = 11,233$	0,015	0,09	SEC	2,1	1,63		31,3	24,7	
Du 3 <sup>eme</sup> Au 7 <sup>eme</sup> (50 ×50)	$N_{max} = -1105,68$	$M_{cor} = -2,95$	0,002	0,08	SEC	3,48	3,32	15	52,1	49,9	348
	$N_{min} = -95,77$	$M_{cor} = -4,256$	0,04	0,08	SEC	0,41	0,18		6,01	2,82	
	$N_{cor} = -327,16$	$M_{max} = 24,05$	0,07	0,08	SEC	1,66	0,35		24,1	6,06	
Du 8 <sup>eme</sup> Au 10 <sup>eme</sup> (45×45)	$N_{max} = -451,37$	$M_{cor} = -1,164$	0,0025	0,075	SEC	1,79	1,7	15	26,8	25,6	348
	$N_{min} = -10,96$	$M_{cor} = -9,38$	0,85	0,075	SPC	0,47	0		6,22	- 10,2	
	$N_{cor} = -100,57$	$M_{max} = 29,971$	0,3	0,075	SPC	1,71	0		23,5	- 19,6	

Tableau (VII.7): Vérification des contraintes dans le sens transversal.

**Conclusions :**

Le ferrailage 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>	55 x 55	<b>4 HA 25+ 4 HA 16</b>
<b>Zone II</b>	<b>3, 4, 5,6,7</b>	50 x 50	<b>4 HA 20</b>
<b>Zone III</b>	<b>8, 9, 10</b>	45 x 45	<b>4 HA 20+ 4 HA 14</b>

Tableau VII.A. Ferrailage finale des poteaux

**VII.3) Ferrailage 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 ferrailage 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 ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de Ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du RDC au 2ème niveau
- Zone II : du 3ème au 7ème niveau
- Zone III : du 8ème au 10ème niveau

**VIII.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 :**

$$\begin{aligned} \text{ELU} &: 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS} &: G + Q \end{aligned}$$

**RPA.99/modifié 2003 :**

$$\begin{aligned} &0.8 G + E \\ &G + Q + E \end{aligned}$$

**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 :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{aligned} \right.$$

**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 =  $L - L_c$

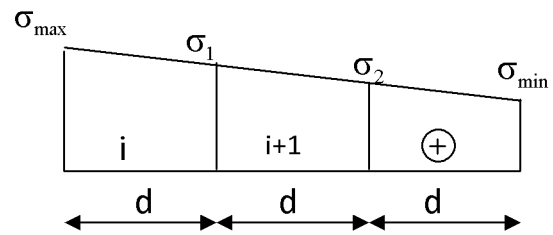
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **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.

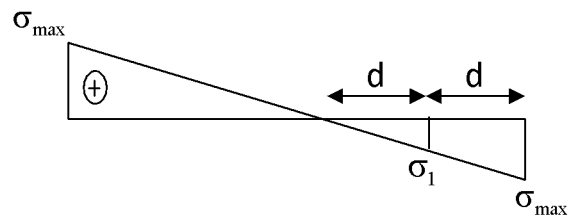


Section entièrement comprimée

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

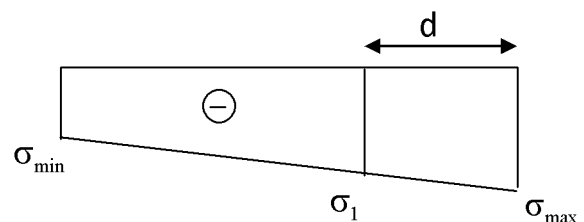
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



Section partiellement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



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 :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

**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.

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h \geq 0.15\%B \\ A_h \geq 0.10\%B \end{array} \right.$$

**Globalement dans la section du voile.**

**En zone courante.**

**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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec: } T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : 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  $\geq 4HA10$ .

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

**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.

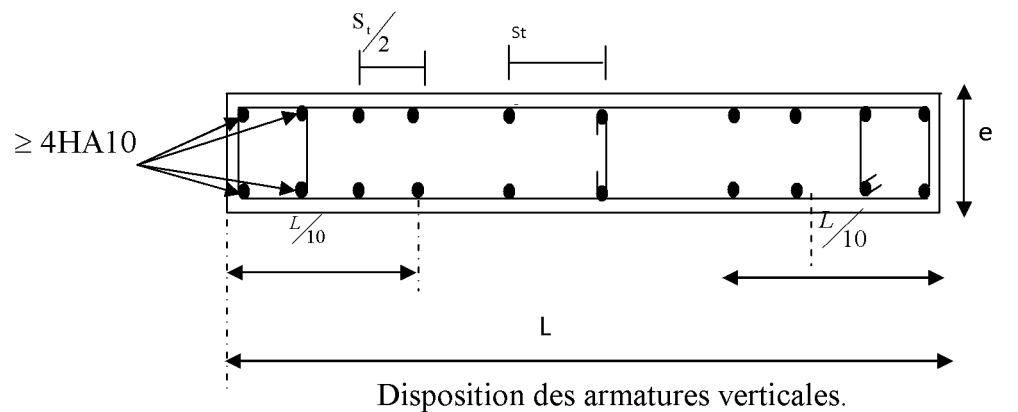
Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** 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 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

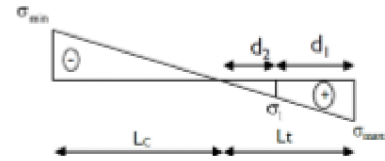
$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

, Pour la fissuration très préjudiciable.

**Exemple de calcul :** Soit à calculer le ferrailage du voile transversal VL3=1,8m sur la zone (I) :

**L = 1,8m. e = 0.20 m.**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 2114,17 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \sigma_{\min} = -7381,47 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \text{SPC}$$



$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \quad \begin{cases} L_c = 0,4 \text{ m} \\ L_t = L - L_c = 1,8 - 0,4 = 1,4 \text{ m.} \end{cases}$$

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = d \leq \min \left( \frac{1,8}{2}; \frac{2}{3} 0,4 \right) = 0,26 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur :

$$\text{On prend : } \begin{cases} d_1 = 0,47 \\ d_2 = 0,93 \text{ m.} \end{cases}$$

### 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 cm.**
- **Zone d'appuis :**  $S_A = St / 2 = 10 \text{ cm.}$  **Soit : S\_A = 10 cm.**

### • Détermination des armatures :

#### • Armatures verticales :

- **1<sup>ère</sup> bande : d 1= 0,47 m.**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\max}}{L_t} = 993,63 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{993,63 + 2114,17}{2} \times 0,47 \times 0,2 = 146,07 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{146,07 \times 10}{400} = 3,65 \text{ cm}^2$$

#### • Section minimale :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 47 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 47 \times 20 \right\} = 4,7 \text{ cm}^2$$

- **2<sup>ème</sup> bande : d 2=0,93 m.**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{993,63 \times 1,7 \times 0,2}{2} = 168,91 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{f_2} = \frac{168,92 \times 10}{400} = 4,22 \text{cm}^2$$

- **Section minimale :**  $A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 d \cdot e \right\}$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 140 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 140 \times 20 \right\} = 14 \text{cm}^2$$

- ❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times T}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 398,45 \times 10}{400} = 15,34 \text{cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,48 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,05 \text{cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.,

**1<sup>ère</sup> bande :** 5HA12 = 11,3 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> **soit:** 5HA12 /nappe avec espacement de **20cm.**

**2<sup>ème</sup> bande :** 6HA12 = 13,58 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> **soit:** 6HA12/nappe avec espacement de **10cm.**

- ❖ **Armatures horizontales :**

**D'après le BAEL 91 :**  $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{11,3}{4} = 2,82 \text{cm}^2$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15 \% B \right\} = 5,7 \text{cm}^2$$

**Soit :** 8HA10 = 6,28 cm<sup>2</sup>/ ml **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 ferrailage que celui du poteau.

- **Vérification des contraintes de cisaillement:**

❖ Selon le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 398,45 \times 1000}{200 \times 0,9 \times 1800} = 1,72 MPa \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 MPa \quad \longrightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée

❖ D'après le BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99) :

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa\right) = 3.26 MPa \quad (\text{cas : } \gamma_b = 1.15)$$

$$\tau_u = \frac{398,45 \times 1000}{200 \times 0,9 \times 1800} = 1,23 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.26 MPa \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \quad \sigma_{bc} = \frac{852,28 \times 10^3}{1900 \times 200 + 15 \times (2488)} = 2,04 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,04 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :



## Ferraillages du voile longitudinal VL1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,8	0,8	0,8		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5043,17	2247,75	2420,85		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8786,43	-5410,7	-2225,93		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	1602,32	1276,21	653,76		
	L <sub>t</sub> (m)	2,54	2,83	1,92		
	L <sub>c</sub> (m)	1,46	1,17	2,08		
	d (m)	1,271	1,413	0,958		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4393,215	2705,350	1112,965		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1674,70	1146,80	319,88	
		N <sub>2</sub>	558,233	382,266	106,628	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	41,87	28,67	8,00	
		A <sub>v2</sub>	13,96	9,56	2,67	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		61,69	49,13	25,17	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	57,29	40,95	14,29	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	13,96	21,84	8,96	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,34	14,84	10,06	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	60,3	46,18	22	
		Bonde 2	22,6	22,6	15,7	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 15HA16	2 × 15HA14	2 × 15HA10
			Bonde 2	2 × 10HA12	2 × 10HA12	2 × 10HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	17 cm	17cm	17cm	
		Bonde 2	13cm	13cm	13cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,62	8,48	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		15,08	11,55	5,50		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		14HA12/nap	14HA12/nap	14HA10/nappe		
ep =20cm		(A=15,83cm <sup>2</sup> )	(A=15,83cm <sup>2</sup> )	(A=11cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	2,225	1,773	0,908	
		$\tau_b$ (MPa)	3,116	2,482	1,271	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	732,39	459,58	141,29	
$\sigma_b$ (MPa)		0,79	0,51	0,16		

## Ferraillages du voile longitudinal VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,9	1,9	1,9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,38	0,38	0,38	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1972,05	1303,87	1128,03	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7381,47	-3996,68	-2224,19	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	244,48	129,77	85,34	
	L <sub>t</sub> (m)	1,50	1,43	1,26	
	L <sub>c</sub> (m)	0,40	0,47	0,64	
	d (m)	0,750	0,716	0,630	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3690,735	1998,340	1112,095	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	830,09	429,43	210,29
		N <sub>2</sub>	276,697	143,143	70,098
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	20,75	10,74	5,26
		A <sub>v2</sub>	6,92	3,58	1,75
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,41	5,00	3,29
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	23,11	11,98	6,08
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,92	4,83	2,57
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,87	7,52	6,62
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	24,64	18,1	18,1
Bonde 2		7,86	7,86	7,86	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 <sup>x</sup> 8HA14	2 <sup>x</sup> 8HA12	2 <sup>x</sup> 8HA10
		Bonde 2	2 <sup>x</sup> 5HA10	2 <sup>x</sup> 5HA10	2 <sup>x</sup> 5HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	15cm	15 cm	15cm
		Bonde 2	13 cm	13 cm	13cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		4,50	4,30	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	4,53	4,53
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA12/nap	6HA10/nap	6HA10/nappe
ep =20cm		(A=6.79cm <sup>2</sup> )	(A=4,71cm <sup>2</sup> )	(A=4,71cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,715	0,379	0,250
		$\tau_b$ (MPa)	1,001	0,531	0,349
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	933,98	613	201,95
$\sigma_b$ (MPa)		2,18	1,46	0,48	

## Ferraillage du voile longitudinal VL 4 :

		Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	2,3	2,3	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	B (m)		0,46	0,46	0,46	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5349,15	2710,41	1634,3	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-8784,81	-4764,68	-3465,93	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		508,92	311,97	176,66	
	L <sub>t</sub> (m)		1,43	1,47	1,56	
	L <sub>c</sub> (m)		0,87	0,83	0,74	
	d (m)		0,715	0,733	0,781	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4392,405	2382,340	1732,965	
	N (kN)	N <sub>1</sub>		941,87	523,89	406,29
		N <sub>2</sub>		313,956	174,630	135,431
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>		23,55	13,10	10,16
		A <sub>v2</sub>		7,85	4,37	3,39
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )			19,59	12,01	6,80
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4		28,45	16,10	11,86
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4		7,85	7,37	5,09
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )			7,51	7,70	8,21
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1		32,16	18,1	12,56
		Bonde 2		11,3	11,3	7,86
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 8HA16	2 8HA12	2 8HA10
			Bonde 2	2 5HA12	2 5HA12	2 5HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	19 cm	19cm	19 cm	
		Bonde 2	15cm	15 cm	15cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		4,29	4,40	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		8,04	4,53	3,14		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA10/nap	12HA10/nap	12HA10/nappe		
ep =20cm		(A=9.36cm <sup>2</sup> )	(A=9.36cm <sup>2</sup> )	(A=9,36cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,229	0,754	0,427	
		$\tau_b$ (MPa)	1,721	1,055	0,597	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1944,42	1944,42	534,58	
$\sigma_b$ (MPa)		3,70	3,86	1,09		

**Ferraillage du voile longitudinal VL 4 :**

## Ferrailages du voile transversal VT1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,25	4,25	4,25	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,85	0,85	0,85	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3136,09	1415,1	1044,63	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6795	-4074,82	-1411,82	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	178,5	163,16	150,95	
	L <sub>t</sub> (m)	2,91	3,15	2,44	
	L <sub>c</sub> (m)	1,34	1,10	1,81	
	d (m)	1,454	1,577	1,221	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3397,500	2037,410	705,910	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1481,95	964,05	258,64
		N <sub>2</sub>	493,982	321,351	86,214
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	37,05	24,10	6,47
		A <sub>v2</sub>	12,35	8,03	2,16
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,87	6,28	5,81
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	38,77	25,67	7,92
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12,35	9,60	3,61
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		15,27	16,56	12,82
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	40,22	30,78	15,7
Bonde 2		13,3	11,3	7,86	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 10HA16	2 × 10HA14	2 × 10HA10
		Bonde 2	2 × 5HA14	2 × 5HA12	2 × 5HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	14 cm	14cm	14 cm
		Bonde 2	14cm	14 cm	14cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		8,72	9,46	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		10,06	7,70	3,93
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA10/nap	12HA10/nap	9HA10/nappe
ep =20cm		(A=9.36cm <sup>2</sup> )	(A=9.36cm <sup>2</sup> )	(A=7.02cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,233	0,213	0,197
		$\tau_b$ (MPa)	0,327	0,299	0,276
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	5171,78	3707,4	1272,42
$\sigma_b$ (MPa)		5,56	4,06	1,44	

Ferraillages du voile transversal VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,8	0,8	0,8		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3507,5	1664,91	1056,19		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5669,45	-3175,33	-1499,69		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	838,98	838,98	226,28		
	L <sub>t</sub> (m)	2,47	2,62	2,35		
	L <sub>c</sub> (m)	1,53	1,38	1,65		
	d (m)	1,236	1,312	1,174		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2834,725	1587,665	749,845		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1050,76	624,93	263,99	
		N <sub>2</sub>	350,254	208,310	87,996	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	26,27	15,62	6,60	
		A <sub>v2</sub>	8,76	5,21	2,20	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		32,30	32,30	8,71	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	34,34	23,70	8,78	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	8,76	13,28	4,38	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,97	13,78	12,32	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	36,2	27,7	12,56	
		Bonde 2	15,84	15,84	11	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 <sup>x</sup> 9HA16	2 <sup>x</sup> 9HA14	2 <sup>x</sup> 9HA10
			Bonde 2	2 <sup>x</sup> 7HA12	2 <sup>x</sup> 7HA12	2 <sup>x</sup> 7HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	14 cm	14cm	14 cm	
		Bonde 2	19cm	19 cm	19cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		7,41	7,87	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		9,05	6,93	3,14		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA10/nap	12HA10/nap	12HA10/nappe		
ep =20cm		(A=9.36cm <sup>2</sup> )	(A=9,63cm <sup>2</sup> )	(A=9,63cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,165	1,165	0,314	
		$\tau_b$ (MPa)	1,631	1,631	0,440	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	4325,62	3022,46	706,59	
		$\sigma_b$ (MPa)	4,93	3,49	0,85	

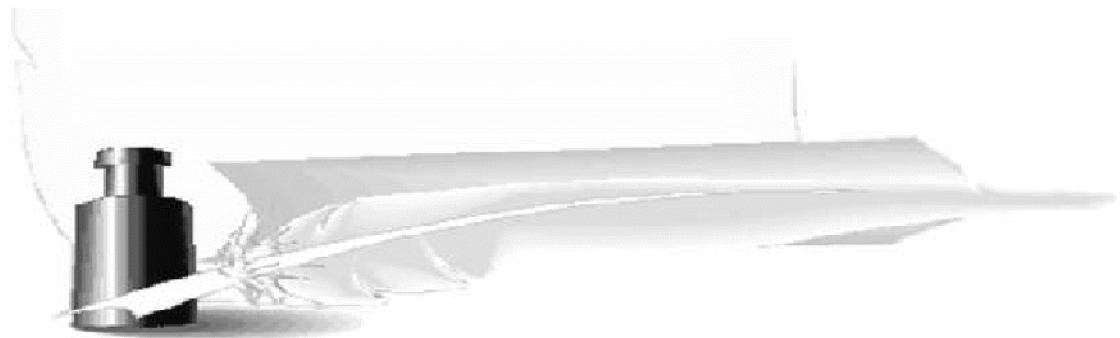
## Ferrailage du voile transversal VT3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	2,1	2,1		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,42	0,42	0,42		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1303,54	529,9	532,41		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5225,62	-3172,6	-1528,8		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	214,34	211,27	275,58		
	L <sub>t</sub> (m)	1,68	1,80	1,56		
	L <sub>c</sub> (m)	0,42	0,30	0,54		
	d (m)	0,840	0,900	0,779		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2612,810	1586,300	764,400		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	658,72	428,17	178,59	
		N <sub>2</sub>	219,572	142,723	59,530	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	16,47	10,70	4,46	
		A <sub>v2</sub>	5,49	3,57	1,49	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,25	8,13	10,61	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	18,53	12,74	7,12	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5,49	5,60	4,14	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,82	9,45	8,18	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	20,36	14,14	14,14	
		Bonde 2	7,86	7,86	7,86	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 <sup>x</sup> 9HA12	2 <sup>x</sup> 9HA10	2 <sup>x</sup> 9HA10
			Bonde 2	2 <sup>x</sup> 5HA10	2 <sup>x</sup> 5HA10	2 <sup>x</sup> 5HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde 1	15cm	15cm	15 cm	
		Bonde 2	14cm	14 cm	14cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5,04	5,40	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5,09	3,54	3,54		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		10HA10/nap	10HA10/nap	10HA10/nappe		
ep =20cm		(A=7,85cm <sup>2</sup> )	(A=7,85cm <sup>2</sup> )	(A=7,85cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,567	0,559	0,729	
		$\tau_b$ (MPa)	0,794	0,782	1,021	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	896,49	691,75	275,58	
		$\sigma_b$ (MPa)	1,94	1,53	0,61	

## Ferrailages du voile transversal VT4 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,25	3,25	3,25		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,65	0,65	0,65		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2574,24	1011,01	746,13		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5057,35	-2872,58	-1079,2		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	117,64	98,86	92,48		
	L <sub>t</sub> (m)	2,15	2,40	1,92		
	L <sub>c</sub> (m)	1,10	0,85	1,33		
	d (m)	1,077	1,202	0,961		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2528,675	1436,290	539,600		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	816,91	517,91	155,53	
		N <sub>2</sub>	272,304	172,637	51,842	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	20,42	12,95	3,89	
		A <sub>v2</sub>	6,81	4,32	1,30	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,53	3,81	3,56	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	21,56	13,90	4,78	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	6,81	5,27	2,19	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,31	12,62	10,09	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	32,16	18,1	12,56	
		Bonde 2	11,3	11,3	7,86	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2× 8HA16	2× 8HA12	2× 8HA10
			Bonde 2	2× 5HA12	2× 5HA12	2× 5HA10
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	14 cm	14cm	14 cm	
		Bonde 2	22cm	22 cm	22cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		6,46	7,21	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		8,04	4,53	3,14		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		12HA10/nap	12HA10/nap	9HA10/nappe		
ep =20cm		(A=9.36cm <sup>2</sup> )	(A=9.36cm <sup>2</sup> )	(A=7.02cm <sup>2</sup> )		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,201	0,169	0,158	
		$\tau_b$ (MPa)	0,282	0,237	0,221	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2052,4	1649,19	650,92	
		$\sigma_b$ (MPa)	2,87	2,38	0,96	

# **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 .

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ ( poteau carré).}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**A** : Longueur de la semelle.

$\sigma_{sol}$ : contrainte admissible du sol.

$N_s$  : effort normal à l'ELS .

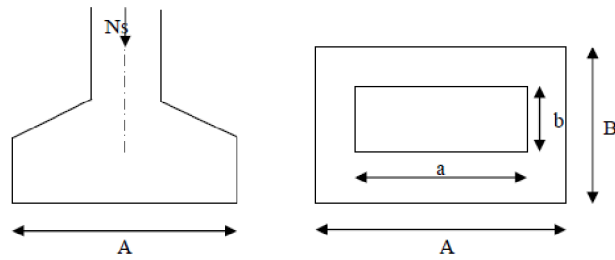


Figure VIII.1 : Dimensions d'une fondation

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1507,82 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = 2\text{bars} = 0,2 \text{ Mpa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1507,82}{200}} \rightarrow B \geq 2,74\text{m}$$

On prend  $B = 3 \text{ m}$ .

### Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements 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 agissants sur la semelle.

#### ❖ Etape de calcul :

-Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

-Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times ei + \sum Mi}{R}$

-Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- $e < \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

- $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right)$$

-Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{sol}}$$

**Application:** exemple de calcul (sens y file B)

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Poteaux	$N_s$	$e_i$	$N_s \times e_i$	$M_i$
C2	1385,53	-8,3	-11499,9	0,839
C10	926,77	-4,05	-3753,4	6,443
C18	1231,85	-1,25	-154,8	0,231
C26	696,72	2,75	1915,98	9,985
C33	595,54	5,55	3305,2	-0,04
C39	429,84	8,8	3782,5	0,648
<b>Somme (R)</b>	<b>5266,25</b>	/	<b>-6404,4</b>	<b>18,106</b>

Tableau VIII.1 : Détermination de la résultante des charges.

**1) Détermination de la résultante des charges R :**

$$R = \sum N_i = 5266,25 \text{ KN}$$

**2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-6404,4 + 18,106}{5266,25} = -1,21 \text{ m}$$

$$e = -1,21 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4,25}{6} = 0,71 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5266,25}{17,5} \times \left(1 - \frac{6 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 425,73 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 300,9 \times \left(1 + \frac{6 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 176,07 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = 300,9 \times \left(1 + \frac{3 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 238,48 \text{ KN/m}$$

**3) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow B \geq \frac{238,48}{200} = 1,19 \text{ m}$$

On prend **B= 1,20 m**

On aura :  $S_s = B \times L = 1,2 \times 17,5 = 21 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 21 \times 6 + (11,45 \times 1,2) \times 2 = 153,48 \text{ m}^2$$

**Semelles sous voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{s} = \frac{G+Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

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. ( $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{MPa}$ )

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	5584,02	4	6,9	27,6
VL2	3046,1	1,9	8	15,2
VL3	6096,32	1,8	16,9	30,42
VL4	1944,42	2,3	4,22	9,7
Somme				<b>82,9</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	6143,53	4,25	7,22	41,65
VT2	4325,62	4	5,4	21,6
VT3	1475,02	2,1	3,5	7,35
VT4	2191,14	3,25	3,37	10,95
Somme				<b>81,55</b>

Tableau. VIII.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = 82,9 + 112,2 = 195,1 \text{ m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = S_p + S_v = 153,48 + 195,1 = 348,58 \text{ m}^2.$

La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = (25 \times 11,45) + (18,6 \times 6,05) = 398,78 \text{ m}^2.$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{348,58}{398,78} = 0,874 \%$$

La surface totale des semelles représente 87,4 % 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 :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

$h_d$  : épaisseur de la dalle .

$L_{\max}$  : portée maximale.

On prend :  **$h_d = 30 \text{ cm}$**

❖ **La nervure (poutre) :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_n = 90 \text{ cm}$**

Largeur de la nervure  **$b_n$**  :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63$$

On prend  **$b_n = 55 \text{ cm}$** .

**Conclusion:**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la nervure ;

$h_d = 30 \text{ cm}$  ..... Epaisseur de la dalle ;

$b_n = 55 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure.

**VIII-I-6 Détermination des efforts:****VII-I-6-1 Charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente :  $G = 53182,14 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 9096,28 \text{ KN}$

➤ **Combinaison d'actions :**

$$L'ELU : N_u = 1,35 G_t + 1,5 Q_t = 1,35 \times 53182,14 + 1,5 \times 9096,28 = 85440,3 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$ELU : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{85440,3}{2 \times 200} = 213,6 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{batiment}} = 398,78 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 213,6 \text{ m}^2.$$

**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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left( \frac{90}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max ( 45 ; 30\text{cm} ) = 45\text{cm}.$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

**Avec :**  $S_{\text{deb}} = 85 \times 0,5 = 42,5 \text{ m}^2$

**Donc :**  $S_{\text{rad}} = 398,78 + 42,5 = 441,3 \text{ m}^2$

**VIII.5. Calcul des sollicitations à la base du radier :**❖ **Charges permanentes:**

Poids de bâtiment :  $G = 53182,14 \text{ KN}$

• **Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (441,3 \times 0,3) \times 25 = 3309,7 \text{ KN}$$

• **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_n = 0,55 \times (0,9 - 0,3) \times [ (25 \times 4) + (18,6 \times 2) + (17,5 \times 6) + (11,45 \times 2) ] \times 25$$

$$P_n = 1988,25 \text{ KN}$$

❖ **Poids de TVO :**

$\rho$ : poids volumique du remblai .

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

**Avec :**  $S_{\text{ner}} = 0,5 [ (25 \times 4) + (18,6 \times 2) + (17,5 \times 6) + (11,45 \times 2) ] = 132,55$

$$P_{\text{TVO}} = (441,3 - 132,55) \times (0,9 - 0,3) \times 17 = 3149,25 \text{ KN}$$

• **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = (441,3 - 132,55) \times 0,1 \times 25 = 771,8 \text{ KN}. (e_p = 10\text{cm}).$$

**DONC :**  $G_{\text{rad}} = 9219 \text{ KN}$

❖ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment :  $Q = 9096,28 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 5 \times 441,3 = 2206,5 \text{ KN}$ . (Surcharge sur le radier).

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 9219 + 53182,14 = 62401,1 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 2206,5 + 9096,28 = 11302,8 \text{ KN}$$

❖ **Combinaison d'actions:****A L'ELU :**

$$N_{\text{Utotal}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35 \times 62401,1 + 1,5 \times 11302,8 = 101195,6 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,4 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8,25 \text{ m}$$

**Avec :** Si : Aire du panneau considéré et Xi , Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{25 \times 11,45^3}{12} + \frac{18,6 \times 6,05^3}{12} = 3470,5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = \frac{11,45 \times 25^3}{12} + \frac{6,05 \times 18,6^3}{12} = 18153 \text{ m}^4$$

**b) Vérifications :**

- **Vérification à la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b=1\text{m} \quad ; \quad d=0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{radier}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{101195,6 \times 1}{441,3} \times \frac{4,25}{2} = 487,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{487,3}{1 \times 0,27} = 1804,8 \text{ KN/m}^2 = 1,8 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **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.

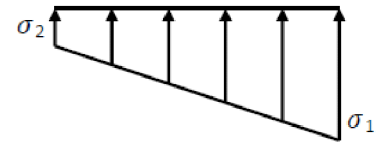
Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V \text{ Fig.}$$



VIII.2. Diagramme des contraintes

- **Sens longitudinal :**

$$M_{0x} = 3749,3 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 2508,76 \text{ KN}$$

$$N_u = 101195,6 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 3749,3 + 2508,76 \times 0,9 = 6007,2 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{101195,6}{441,3} + \frac{6007,2}{18153} \times 12,4 = 233,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{101195,6}{441,3} - \frac{6007,2}{18153} \times 12,4 = 225,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'ou : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 233,4) + 225,2}{4} = 231,3 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

→ Condition vérifiée.

- **Sens transversal :**

$$M_{0y} = 3783,2 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0y} = 2770,24 \text{ KN}$$

$$N_u = 101195,6 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 3783,2 + 2770,24 \times 0,9 = 6276,4 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{101195,6}{441,3} + \frac{6276,4}{3470,54} \times 8,25 = 244,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{101195,6}{441,28} - \frac{6276,4}{3470,54} \times 8,25 = 214,4 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 244,2) + 214,4}{4} = 236,7 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

→ 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 encastres 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 encastres 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.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

#### 2<sup>eme</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.

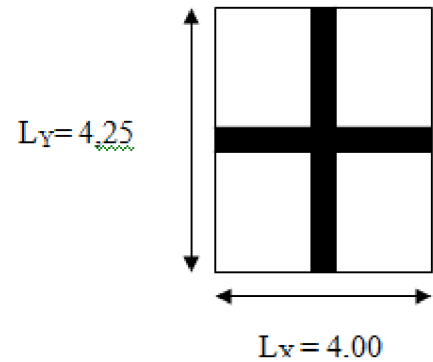
**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**-Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,25} = 0,94$$

$0,4 \leq \rho = 0,94 \leq 1$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**La contrainte moyenne max:**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 236,7 \text{ KN/m}^2$$

Fig. VIII.3. Entre axes du panneau le plus sollicité

$$q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (236,7 - 1,35 \cdot \frac{9219}{441,3}) = 208,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul:**

**1-Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$v=0 \quad ; \quad \rho = 0,94$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0419 \times 208,5 \times 4^2 = 139,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,864 \times 139,7 = 120,7 \text{ KN.m}$$

**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 :

$$M_{app} \begin{cases} 0,3M_x \text{ Pour un appui de rive.} \\ 0,5M_x \text{ Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0,85M_x \text{ Pour une travée de rive.} \\ 0,85M_x \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_x = 139,7 \text{ KN.m et } M_y = 120,7 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

- de rive :

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 139,7 = 41,9 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 120,7 = 36,2 \text{ KN.m}$$

- intermédiaire:

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 139,7 = 69,8 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 120,7 = 60,3 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 139,7 = 118,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 120,7 = 102,6 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x :**

- **Sur appuis :**

on choisit ( $M_x^{\max}$ ) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69,8 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,067 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,067 \rightarrow \beta_u = 0,9655$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69,8 \times 10^3}{0,9655 \times 27 \times 348} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de 16 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{118,7 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,115 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,115 \rightarrow \beta_u = 0,9385$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{118,7 \times 10^3}{0,9385 \times 27 \times 348} = 13,46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **7HA16 = 14,06 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de 14 cm

❖ **Ferraillage transversal suivant le sens y-y :**

- **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60,3 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{60,3 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 6,61 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de 16 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{102,6 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,099 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,099 \rightarrow \beta_u = 0,9475$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{102,6 \times 10^3}{0,9475 \times 27 \times 348} = 11,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **7HA16 = 14,06 cm<sup>2</sup>/ml.** Avec un espacement de 14 cm

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{min} \geq 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left( \frac{3-0,94}{2} \right) = 2,47 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$A_x^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_x^t = 14,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^t = 14,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Espacement des armatures ( Art A.8.42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Sens x-x :**

$$S_t \leq \min ( 3h_d ; 33\text{cm} ) = \min ( 3 \times 30 ; 33\text{cm} ) \rightarrow S_t = 16 \text{ cm et } 14 \text{ cm} \leq 33\text{cm.}$$

**Sens y-y :**

$$S_t \leq \min ( 4h_d ; 45\text{cm} ) = \min ( 4 \times 30 ; 45\text{cm} ) \rightarrow S_t = 16 \text{ cm et } 14 \text{ cm} \leq 45\text{cm.}$$

**2) Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L = 50cm, soumise à une charge uniformément répartie.

**a) Sollicitation de calcul :****ELU :**

$$q_u = 208,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{208,5 \times (0,5)^2}{2} = 26,06 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des armatures a l'ELU :**

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad d = 27\text{cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}.$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,08 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,025 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,9875$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,08 \times 10^6}{0,9875 \times 270 \times 348} = 281 \text{ mm}^2 = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit :  $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement :  $St=25 \text{ cm}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement :  $St = 25\text{cm}$ .

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 4,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord ( $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$ ) Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis)

**3) Ferrailage de la nervure :**

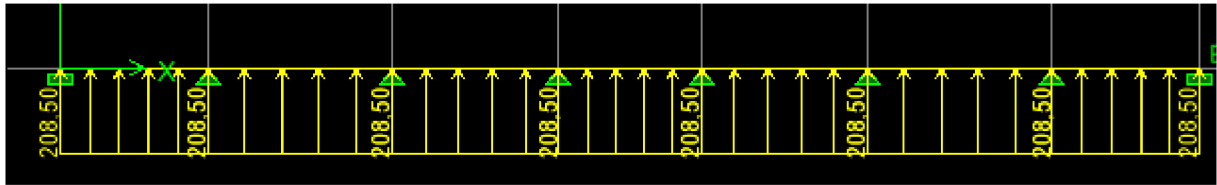
Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

$$h = 90 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

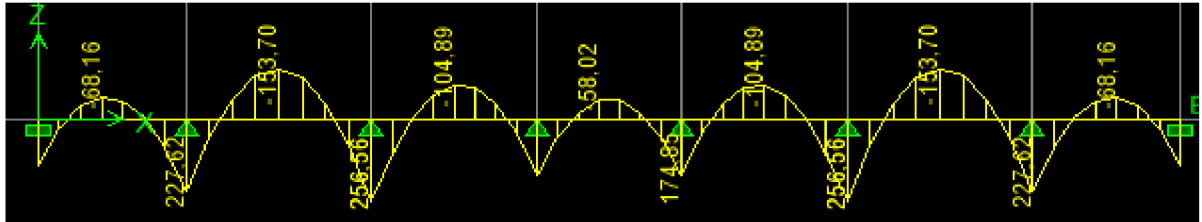
Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs .

**a) Détermination des efforts :**

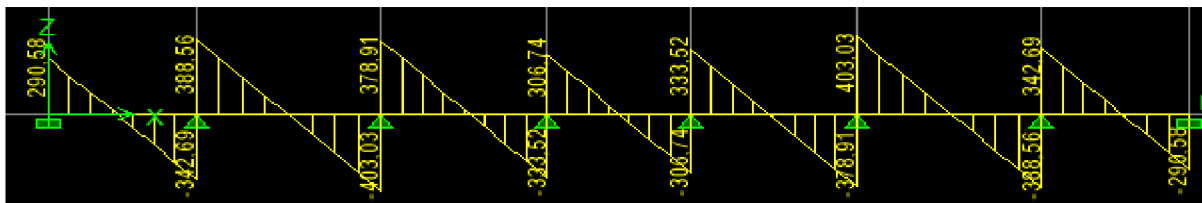
**Sens longitudinal (x-x) :**



FigVIII.5. Le chargement à ELU

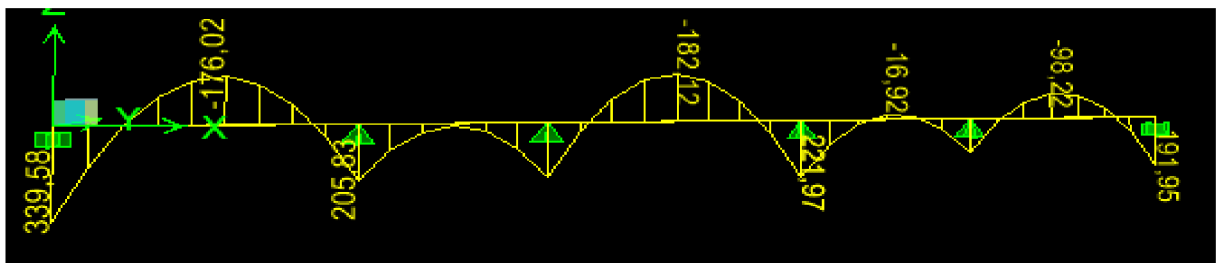


FigVII.5. Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

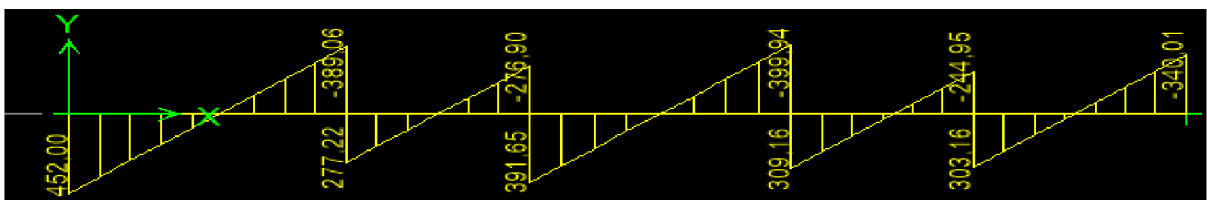


FigVIII.6. Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

Sens transversale (y-y) :



FigVIII.7. Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m



FigVIII.8. Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

**a) Sollicitations maximales :****Sens longitudinal :**

$$M_{tu \max} = 153,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{au \max} = 256,56 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 403,03 \text{ KN}$$

**Sens transversal :**

$$M_{tu \max} = 182,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{au \max} = 339,58 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 452 \text{ KN}$$

**b) Calcul du ferrailage des nervures :**

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ cm}; \quad h = 90 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MP}$$

			M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
ELU	Longitudinal	Appui	256,56	0,05	0,974	8,9	4HA20	12,56
		Travée	153,70	0,029	0,9855	8,8	4HA20	12,56
	Transversal	Appui	339,58	0,066	0,966	8,97	4HA20	12,56
		Travée	182,12	0,035	0,9825	6,26	4HA20	12,56

- **Condition de fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

- ❖ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,6 \text{ mm} \quad \text{soit : } \varnothing_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures :**

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\varnothing_l \right) = \min ( 22,5 ; 24 ) = 22,5 \text{ cm.}$$

On prend  $s_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm.}$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

- **En zone nodale :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

- **En zone courante :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (2cadres).

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :  $T_{u \max} = 473,52 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{452}{55 \times 85} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

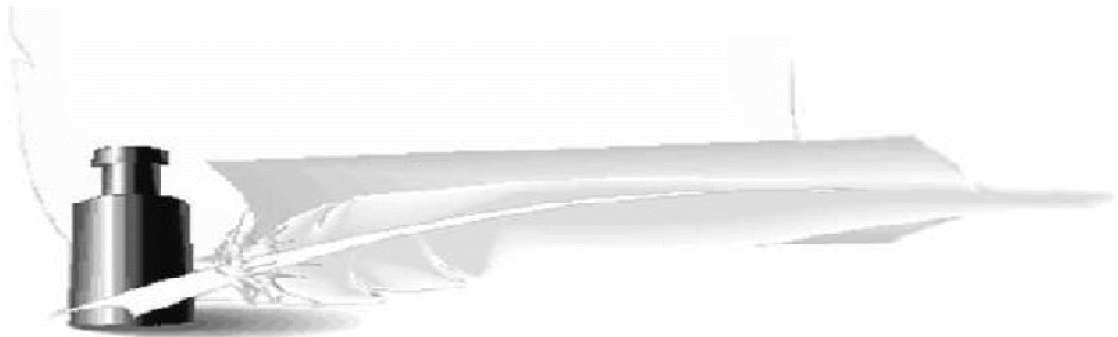
En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

**02** barres de  $\varnothing 4$  avec des épingles  $\varnothing 8$

**Remarque :**

Les vérifications à l'ELS de la nervure sont pas nécessaire car elle est considère comme une poutre qui s'appuie sur une infinité d'appuis

# 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.

Et 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

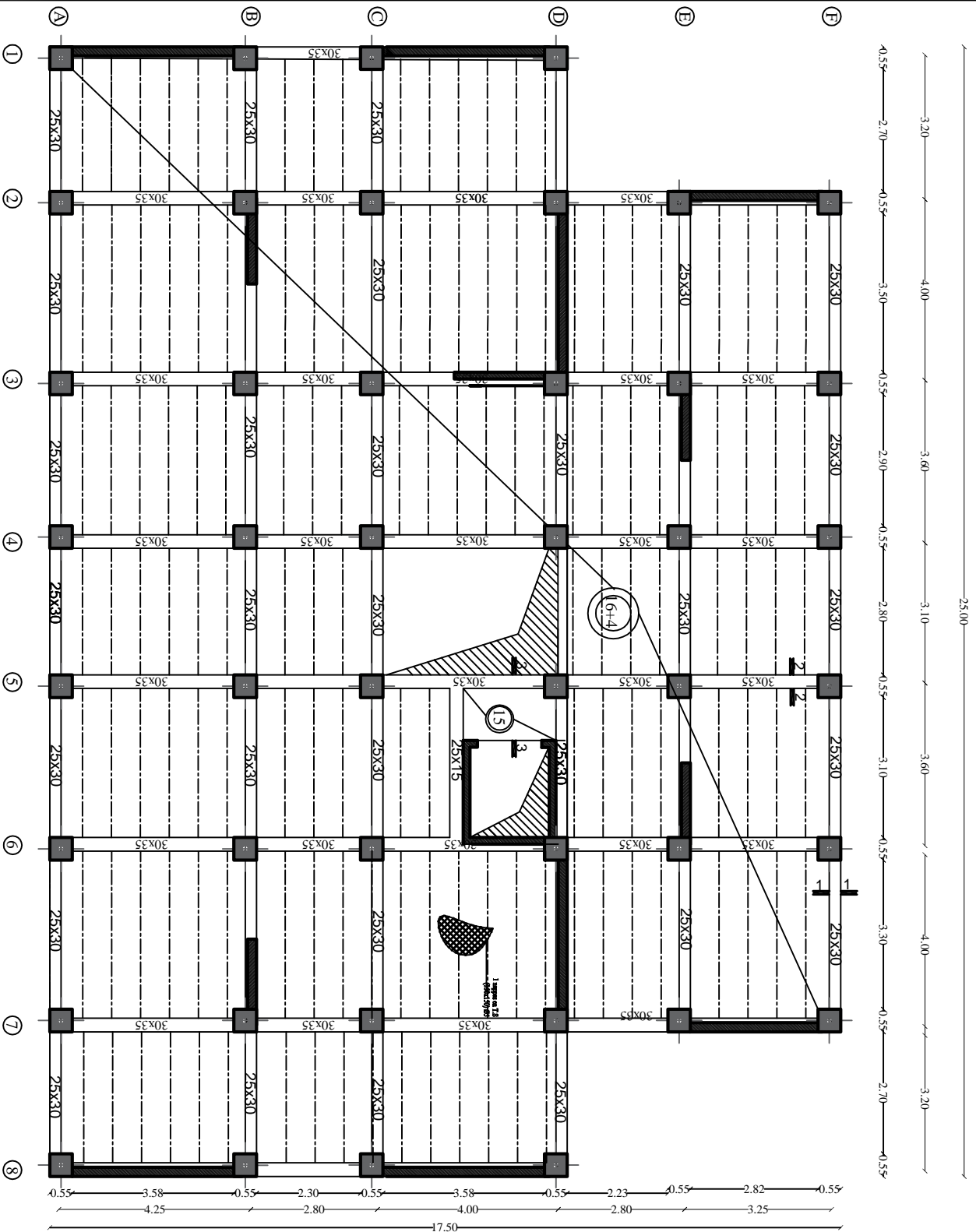
## Règlements:

- ✚ 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.

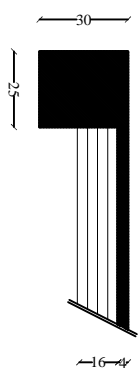
## Ouvrage:

- ✚ 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.

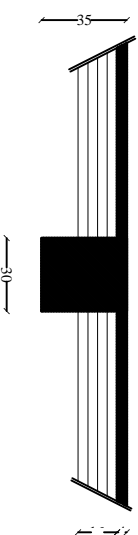
# PLAN DE COFFRAGE



coupe 1-1



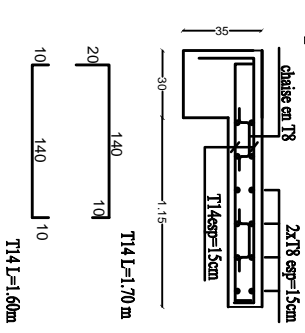
coupe 2-2



coupe 3-3 coff



coupe 3-3 ferr



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:

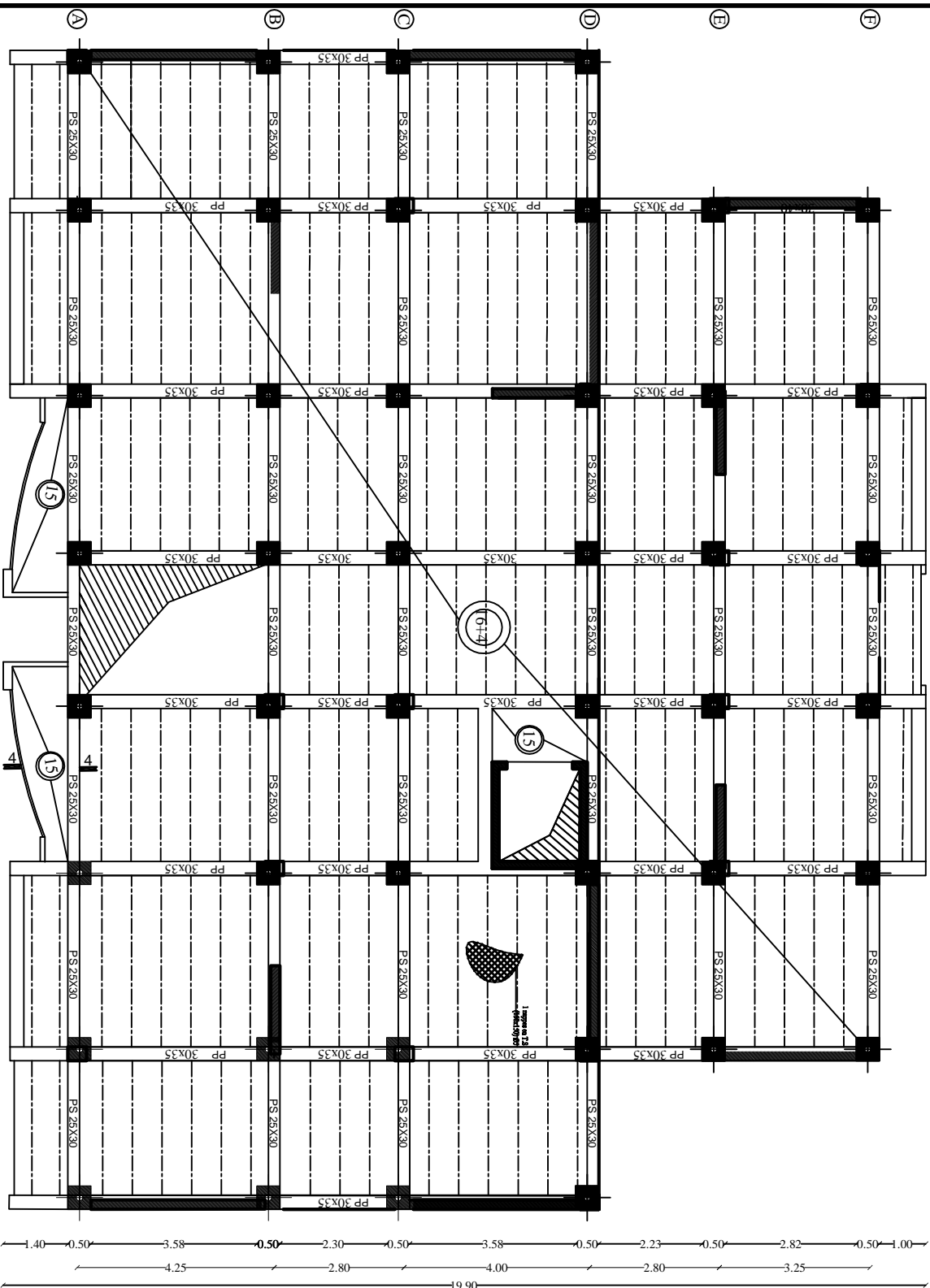
CHEDIK Farida  
 DJUROVA Malika

PLAN D

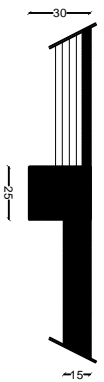
DIRIGER PAR:  
 Mr ILLOULI Saïd

Echelle : 1/50

Promotion: 2015-2016



coupe 4-4 coff



# PLAN DE COFFRAGE

## Etage courant

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

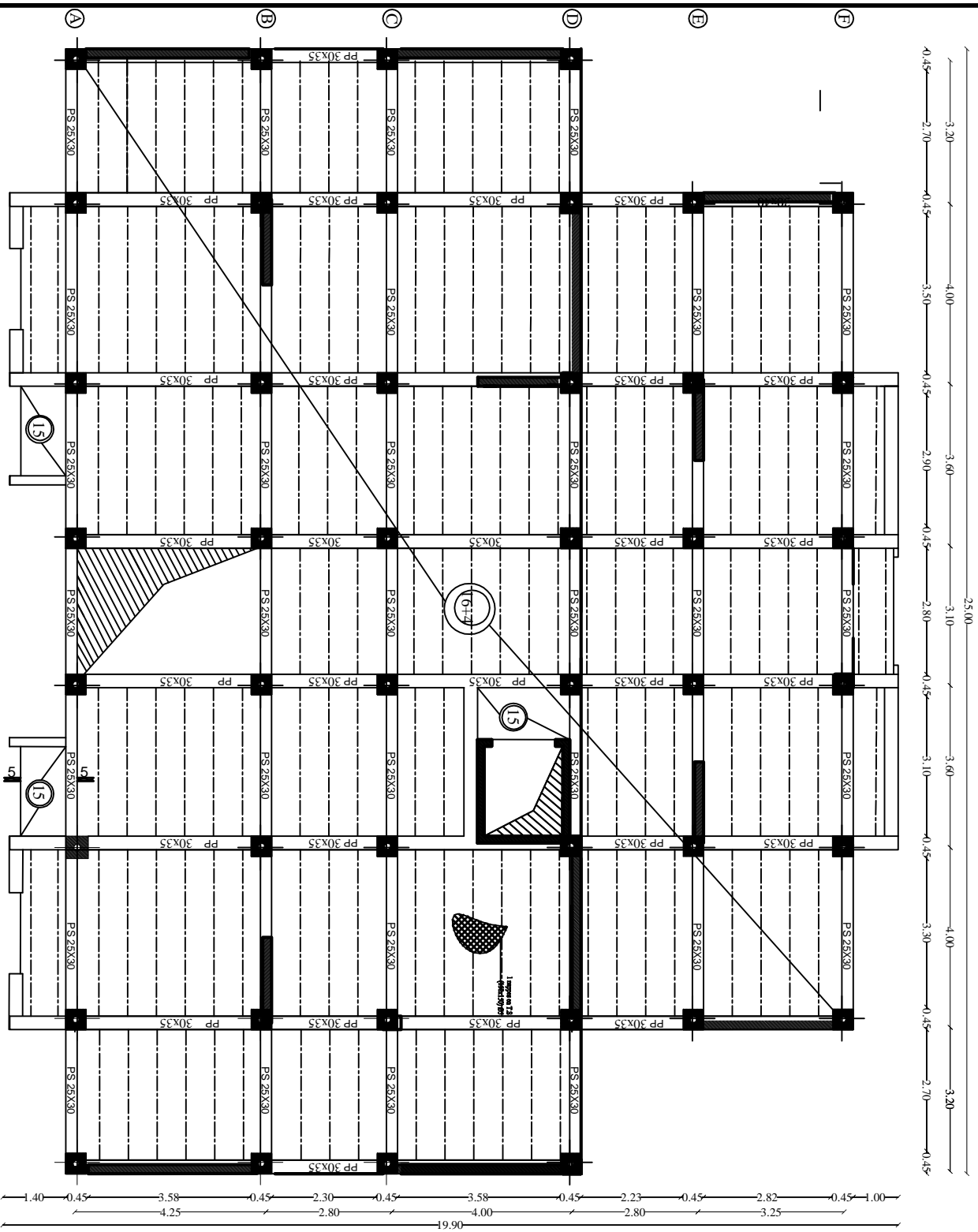
ETUDIER PAR:  
 CHEDIK Fatima  
 DJADJA Malika

DIRIGER PAR:  
 Mr ILLOULI Saïd

PLAN DE

Echelle : 1/50

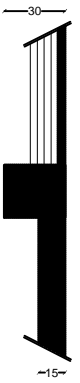
Promotion : 2015-2016



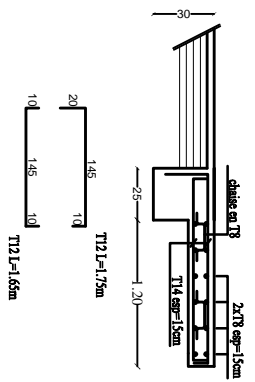
# PLAN DE COFFRAGE

## Etage courant

coupe 5-5 coff



coupe 5-5 ferr



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU

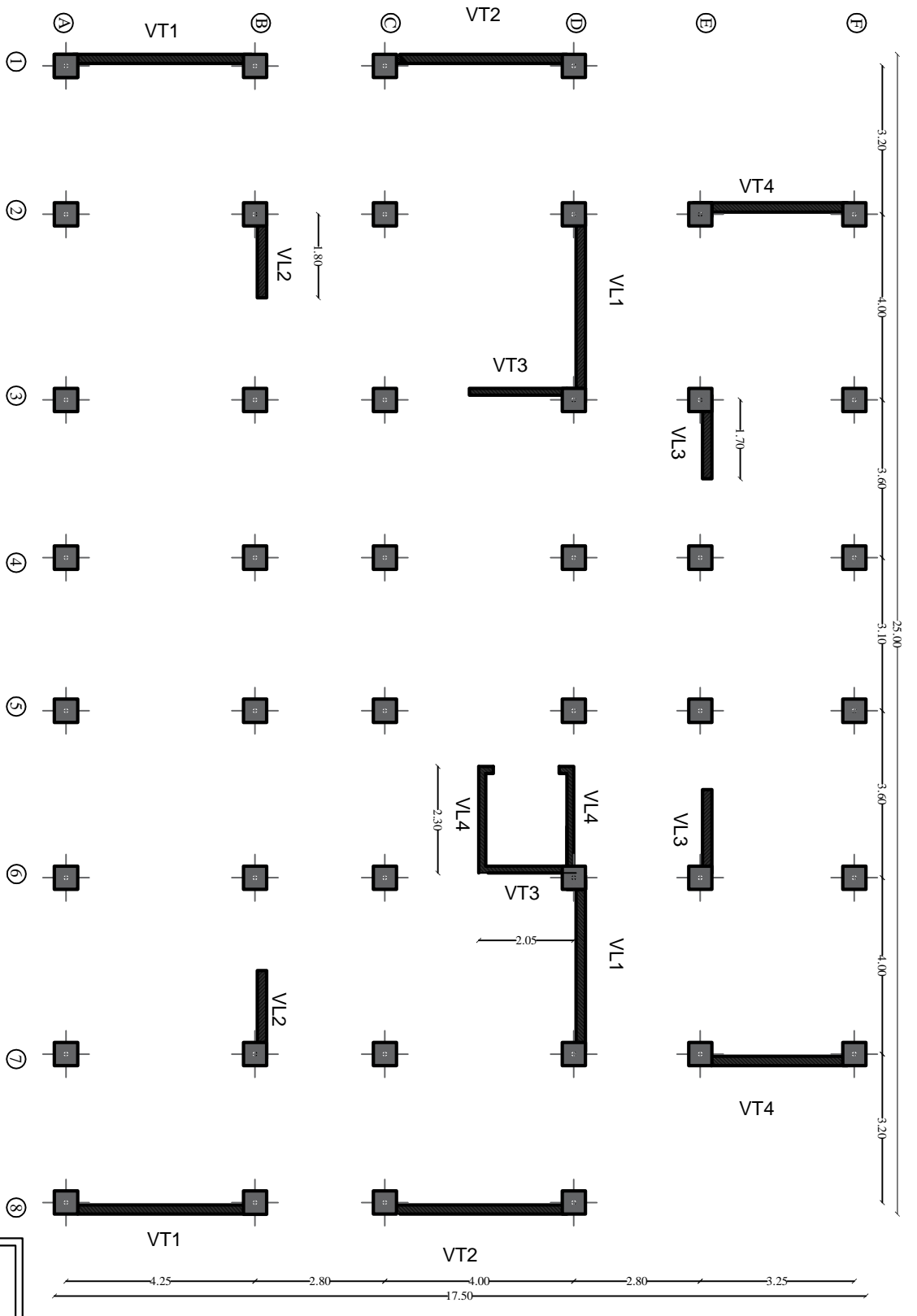
ETUDIANT PAR:  
 CHEIKH FAIZA  
 DAJIDA MAHKA

DIRIGER PAR:  
 MR. ILLLOUL SAÏD

PLAN DE N I

Echelle : 1/50

Promotion: 2015-2016



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:  
 CHEDIK Farida  
 DJILDA Malika

DIRIGER PAR:  
 MR ILOULI Saïd

disposition de

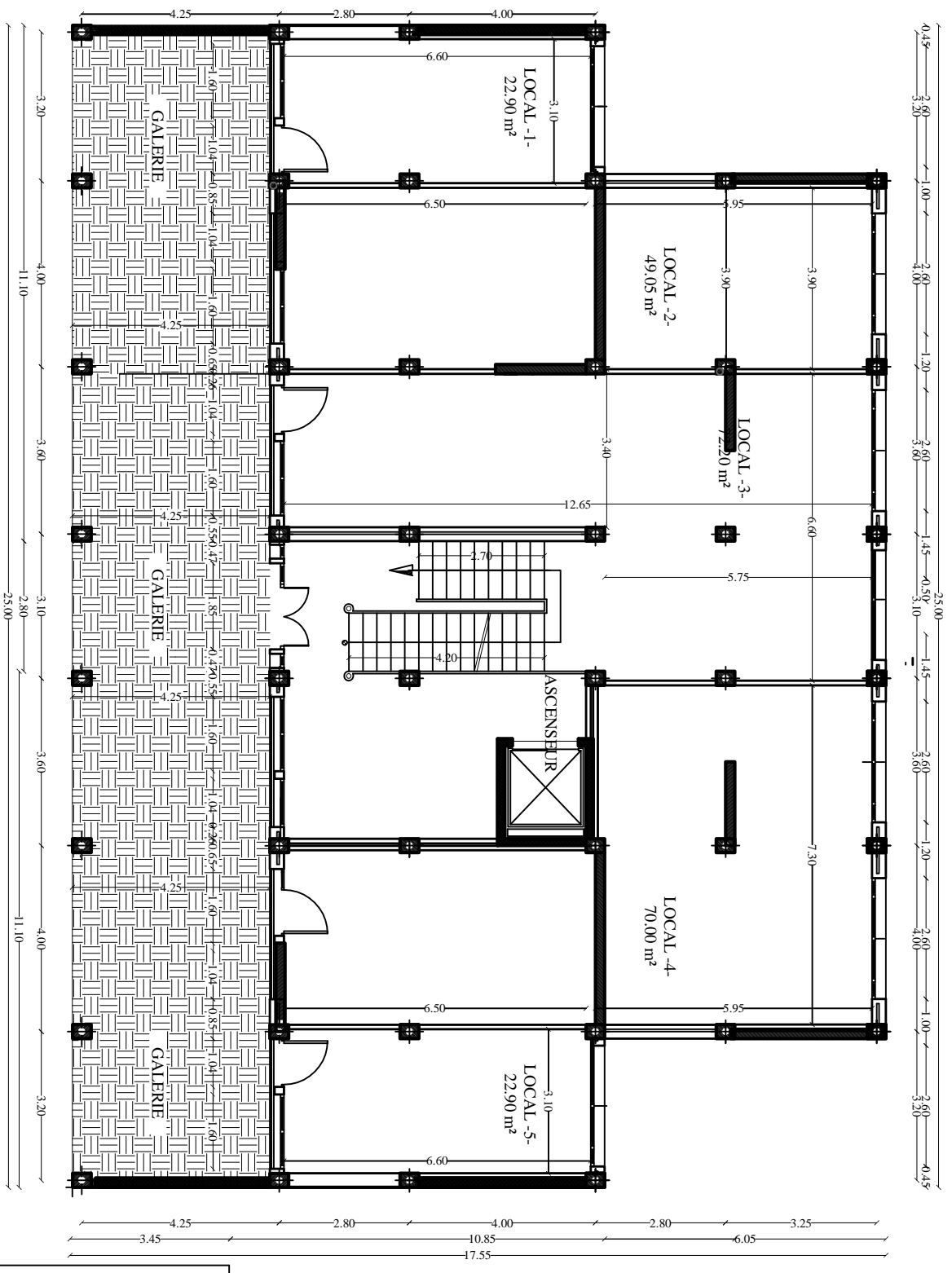
Echelle : 1/50

Promotion : 2015-2016

# FACADE PRINCIPALE



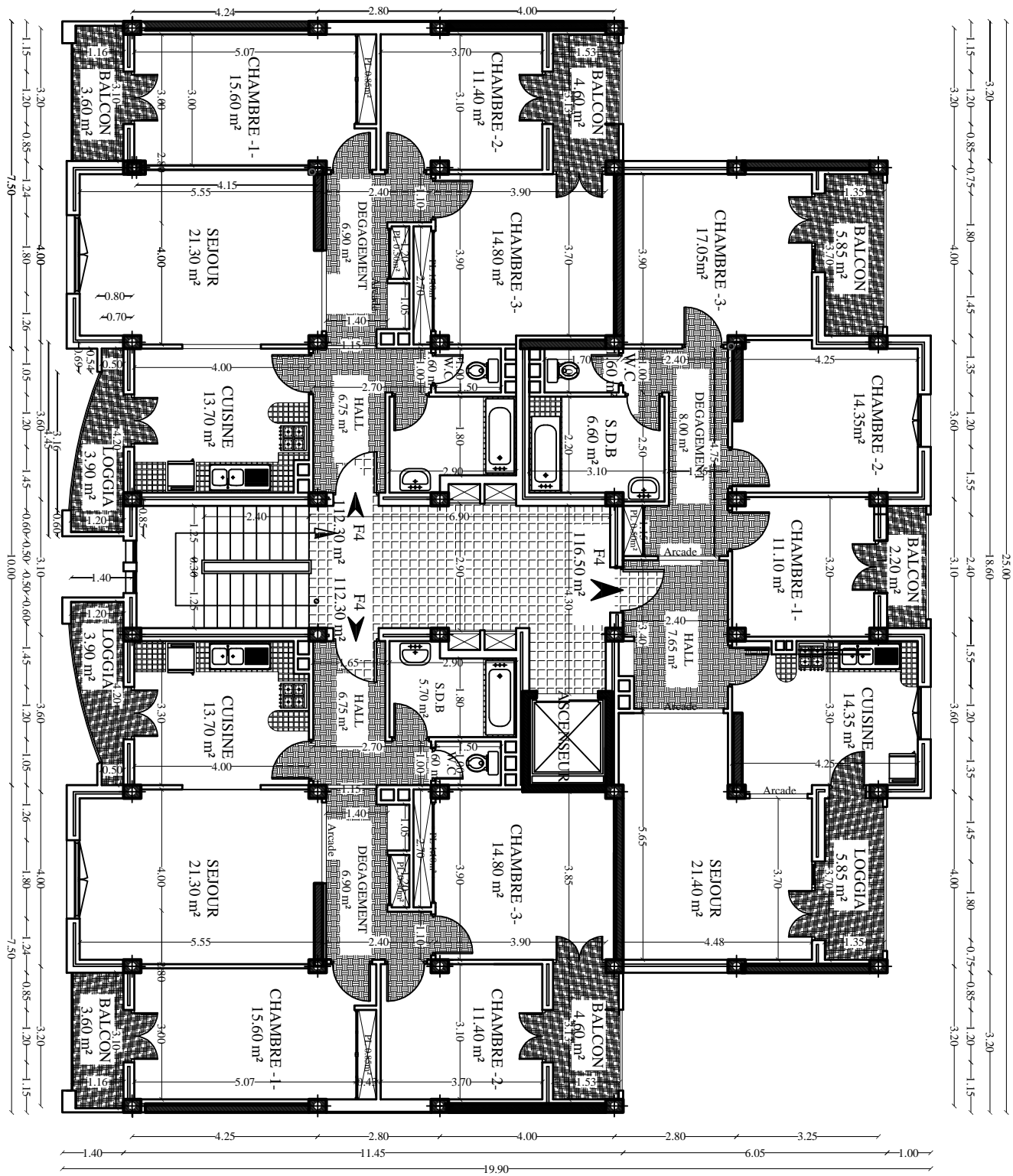




**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

DOSSIER N°:	TRAVAILLERI OZOU
PLANCHER N°:	DALBA, TBA OZOU COMBLES, TBA OZOU
<b>PROJET:</b>	<b>PLANS:</b>
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+10 AVEC COMMERGES INTEGRES	PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

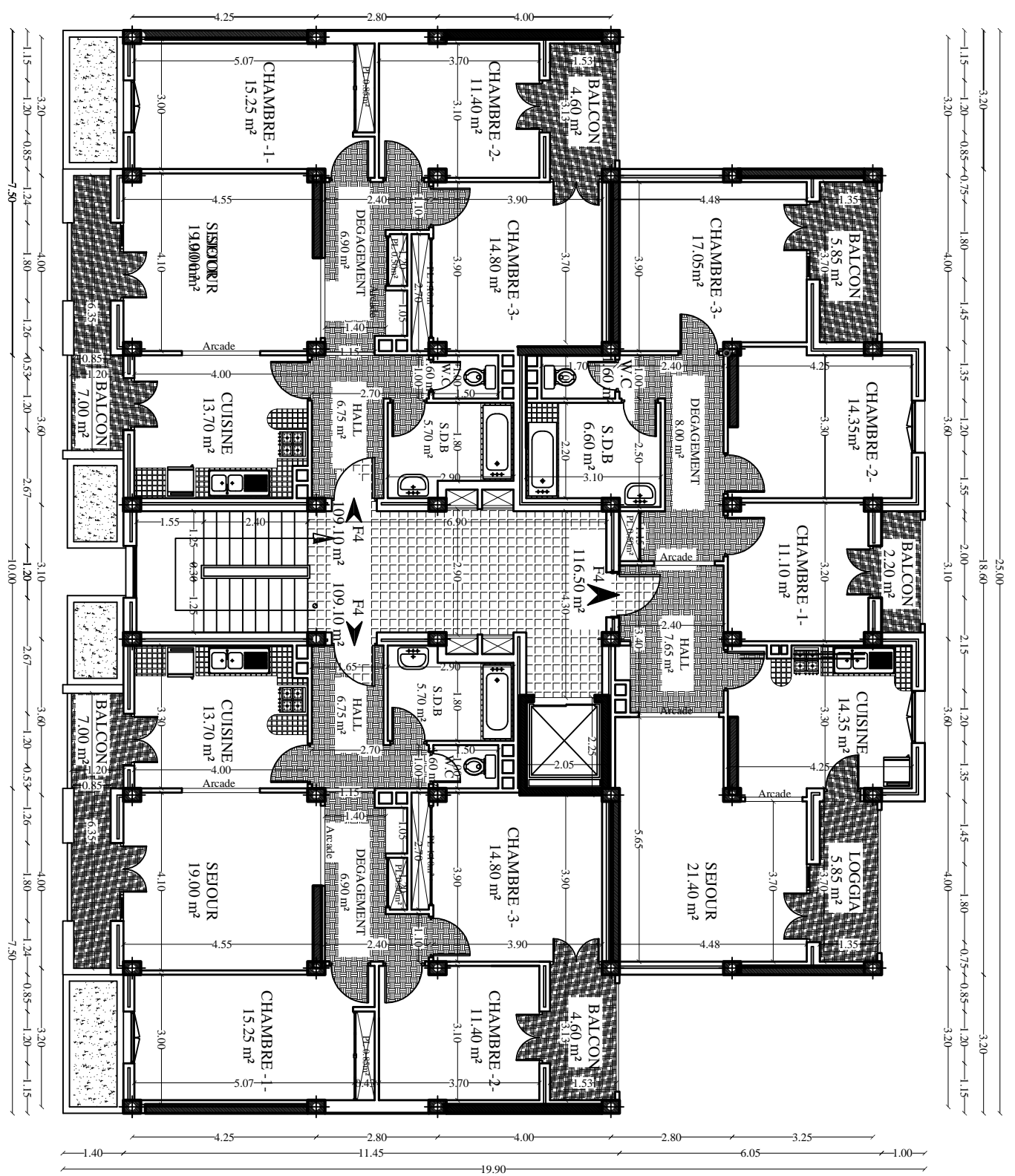
MOBILES:  
1/100



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

DOSSIER N°:	VILAYATTE OZZOU	PLANS:	PLAN DU 3eme 4eme, 5eme, 6eme ET 7eme ETAGE
PLANCHE N°:	COMMUNE: TIZ OZZOU		
<b>PROJET:</b>		<b>PROJET:</b>	
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+10 AVEC COMMERCES INTEGRES		ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+10 AVEC COMMERCES INTEGRES	

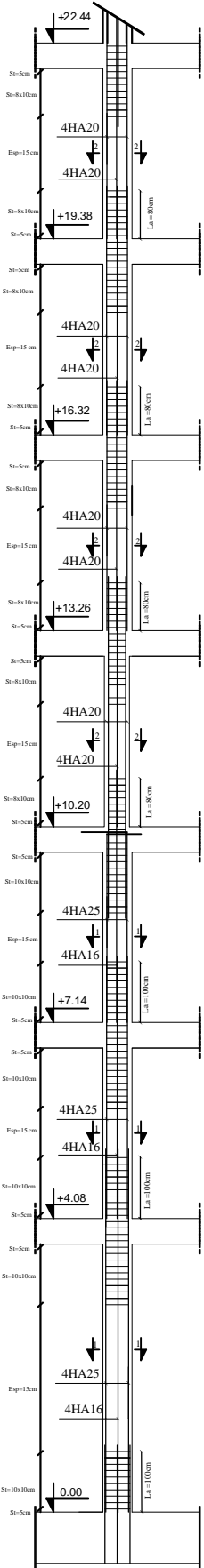
EGHILLE:  
1/100



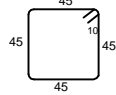
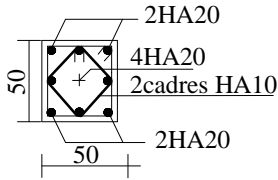
**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

DOSSIER N°:	VILAYATI OZOU
PLANCHER N°:	DABA: TIZI OZOU
PROJET:	COMPLÈTE TIZI OZOU
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+10 AVEC COMMERCES INTEGRÉS	PLANS:
	PLAN DU 9ème, 10ème ETAGE

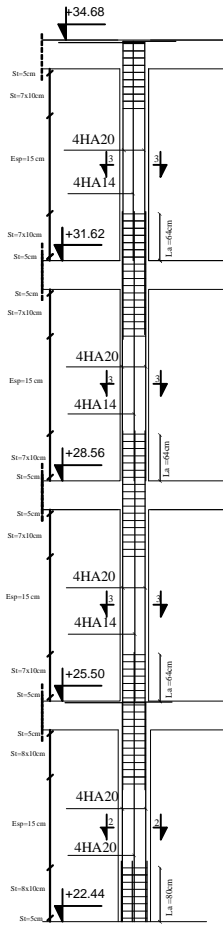
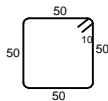
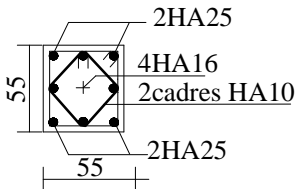
EGEJIBLÉ  
1/100



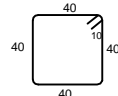
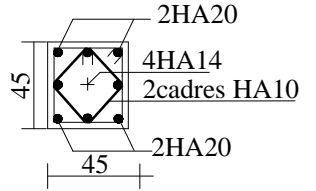
COUPE 2-2



COUPE 1-1



COUPE 3-3



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:

CHEDIK Fatma

DJODJA Mehna

DIRIGER PAR:

Mr ILLOULI Said

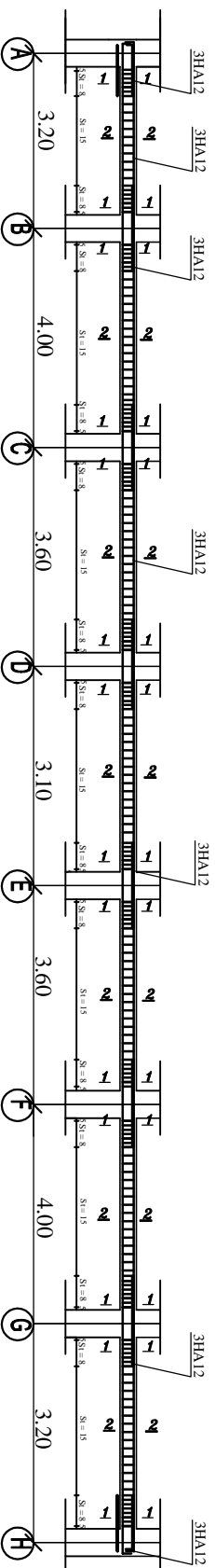
FERRAILLAGE DES POTEAUX

Echelle : 1/50

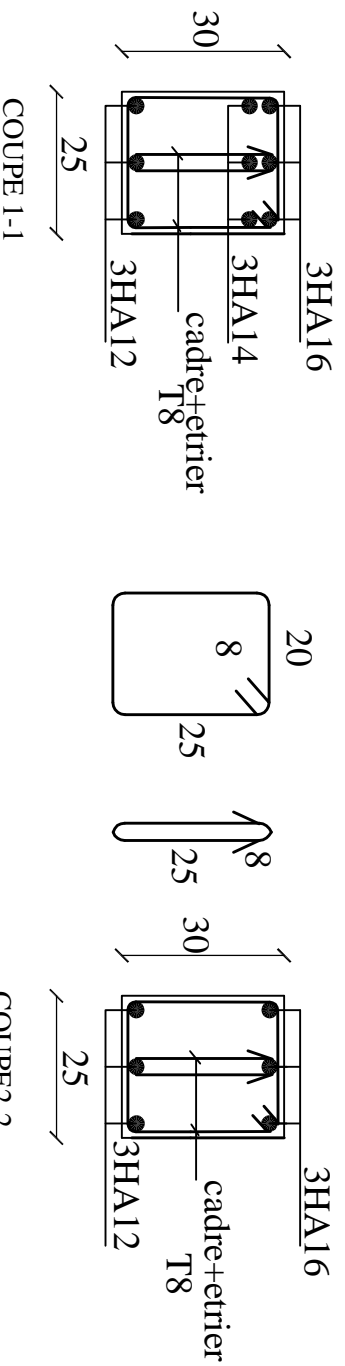
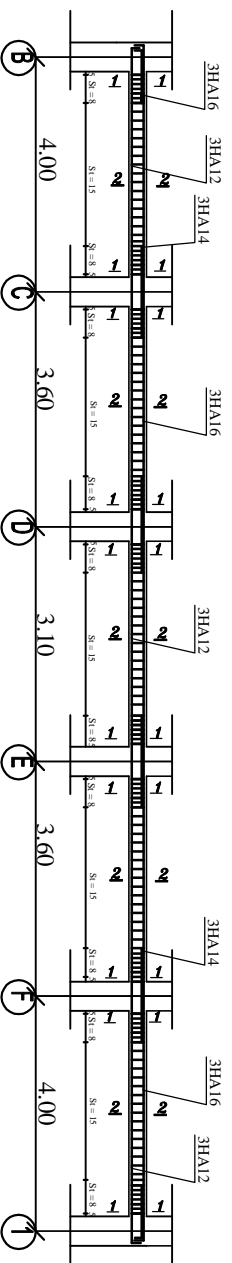
Promotion: 2015-2016



## Ferrailage des poutres secondaires filles 1,2,3 et 4

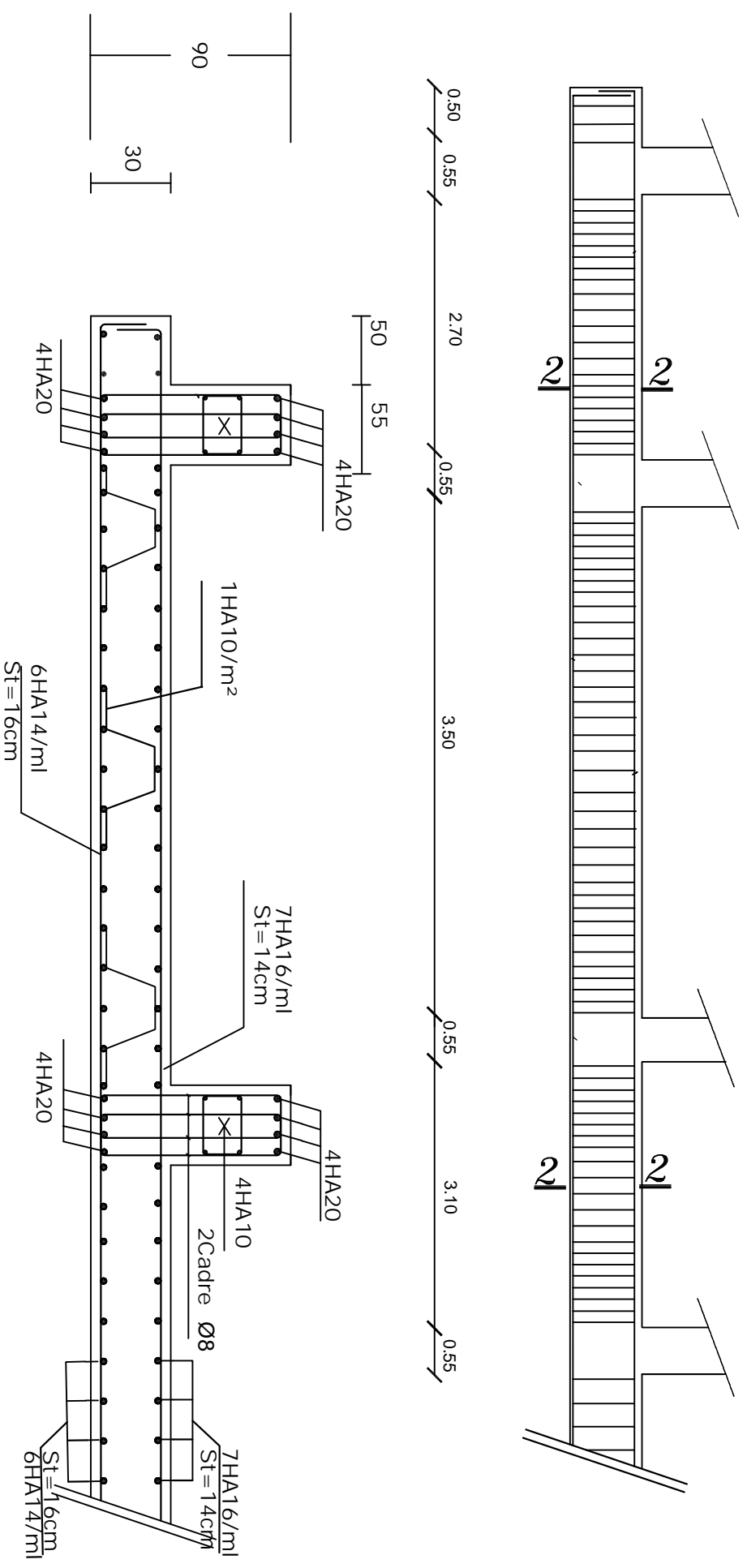


## Ferrailage des poutres secondaires filles 5 et 6



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUZ MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: CHEDIK Fatza DJIDDA MARIKA	FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
DIRIGER PAR: Mr ILLOULI Saïd	Echelle : 1/50
Promotion : 2015-2016	

# FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 90) sens transversale



Ferrailage du radier général

REPUBLICAINE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ROYAUME ALGERIEN	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE BOUCOUCHEMAMMER DE TIZOUCOU	
ETUDEUR	PLAN DE FERRAILLAGE DE DIMENSIONNEMENT
DATE	ETAT
DIRECTEUR	ETAT
M. BOUCHEMAMMER	ETAT
Echelle: 1/50	
Version: 2015/2016	