

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement Supérieure et de  
la Recherche Scientifique

Université MOULOU D MAMMERRI Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la construction  
Département de génie civil

# Mémoire de fin d'études

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

## Thème

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, et  
commercial avec l'application ETABS



Réalisé par :

M<sup>elle</sup> HEBIB THIZIRI

M<sup>elle</sup> KRIM SABRINA

Encadré par :

M<sup>r</sup> BOUKAIS SAID

Promotion 2017/2018

# REMERCIEMENT

*Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier, profondément et sincèrement notre promoteur M<sup>r</sup>: BOUKAIS pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous*

# Dédicaces :

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chères parents, que dieu les protèges.*

*Mes sœurs.*

*Mes frères.*

*Mon mari et ma belle famille.*

*Tous mes amis (es).*

*Mes binômes.*

*Toute la promotion 2017-2018.*

*SABRINA*

# Dédicaces :

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chères parents, que dieu les protèges.*

*Mes sœurs.*

*Mes frères.*

*Mon mari et ma belle famille.*

*Tous mes amis (es).*

*Mes binômes.*

*Toute la promotion 2017-2018.*

*THIZIRI*

# Introduction Générale

*Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines 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.*

*L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.*

*Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.*

*Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.*

*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 moindre temps.*

*Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 contreventée par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.*

# Sommaire

*Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage.....1-7*

*Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....7-20*

*Chapitre III : Calcul des éléments .....21-68*

*Chapitre IV : Modélisation .....69-84*

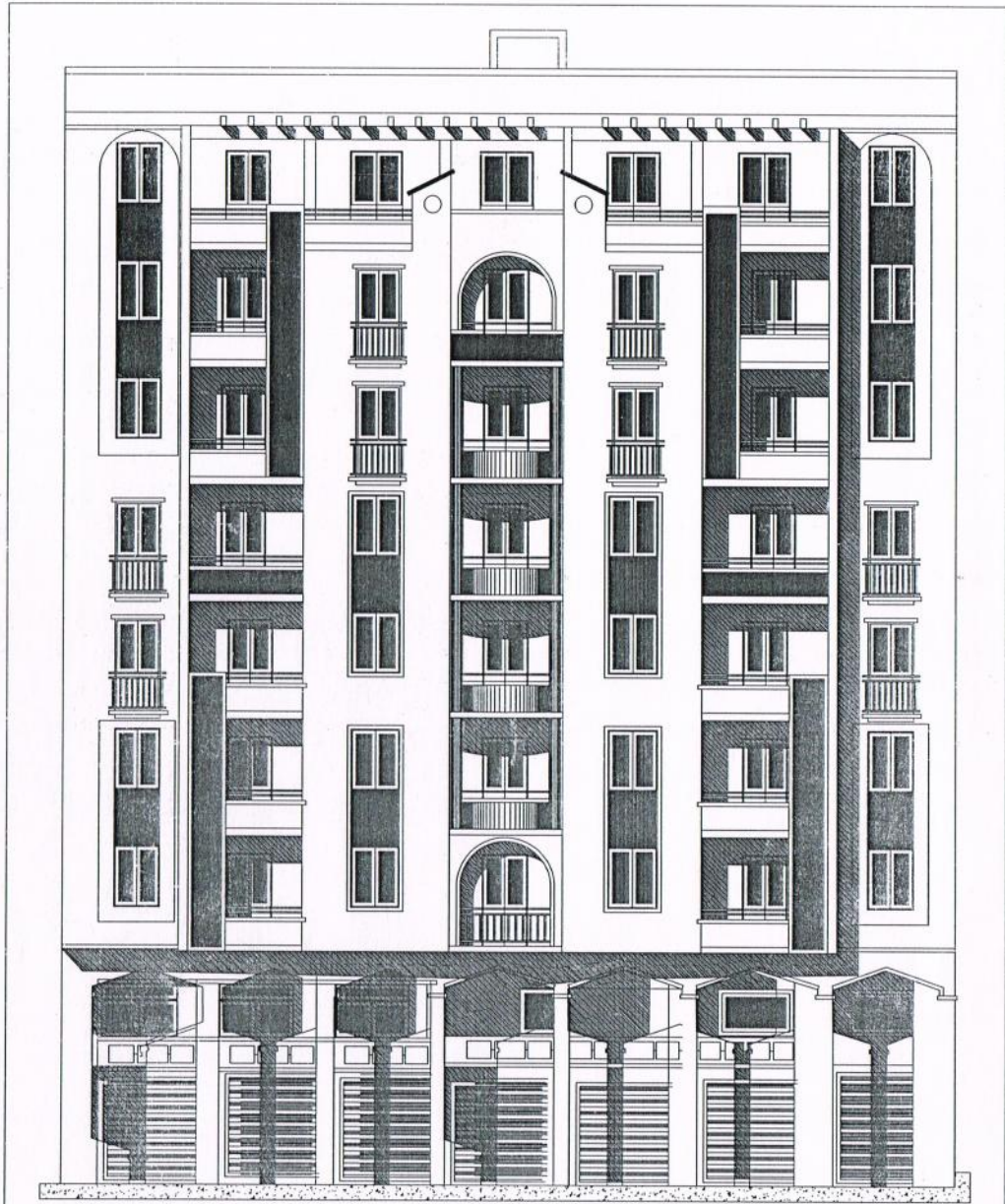
*Chapitre V : Vérification du RPA.....85-97*

*Chapitre VI : Ferrailages des éléments .....98-133*

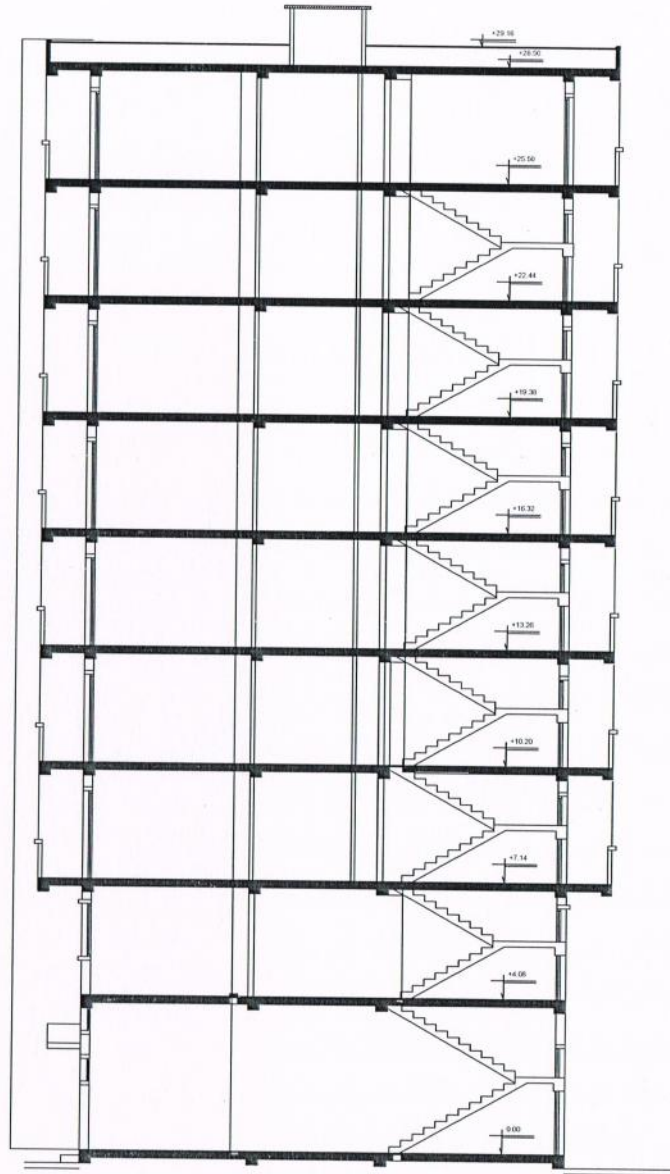
*Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....134-155*

*Conclusion générale.*

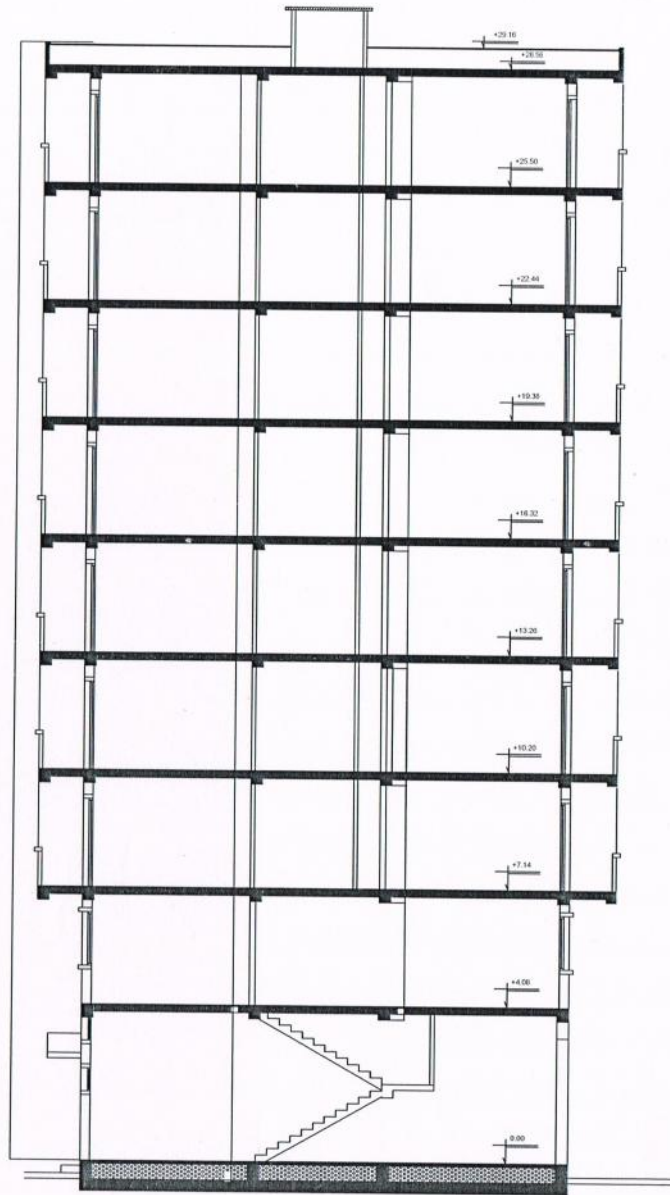
*Bibliographie.*



FACADE PRINCIPALE

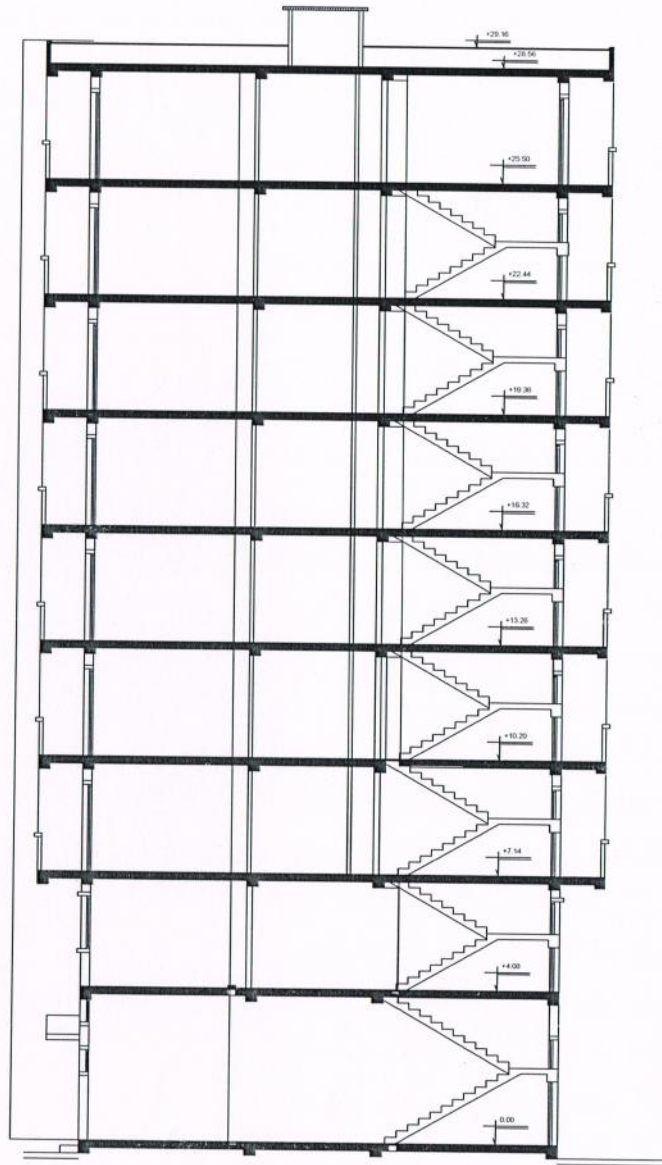


**COUPE -AA-**

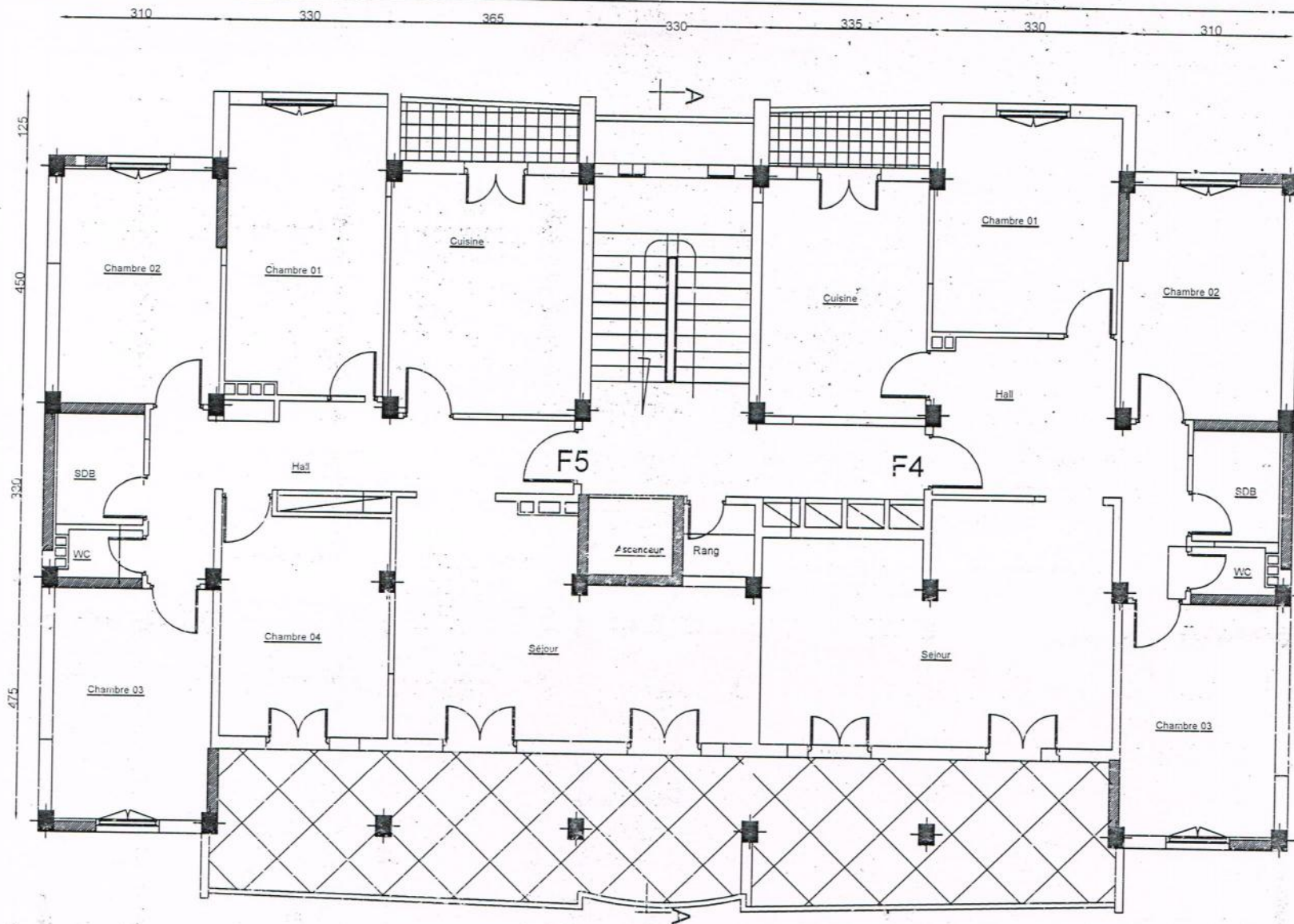


COUPE -BB-

**COUPE -BB-**



COUPE -CC-



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

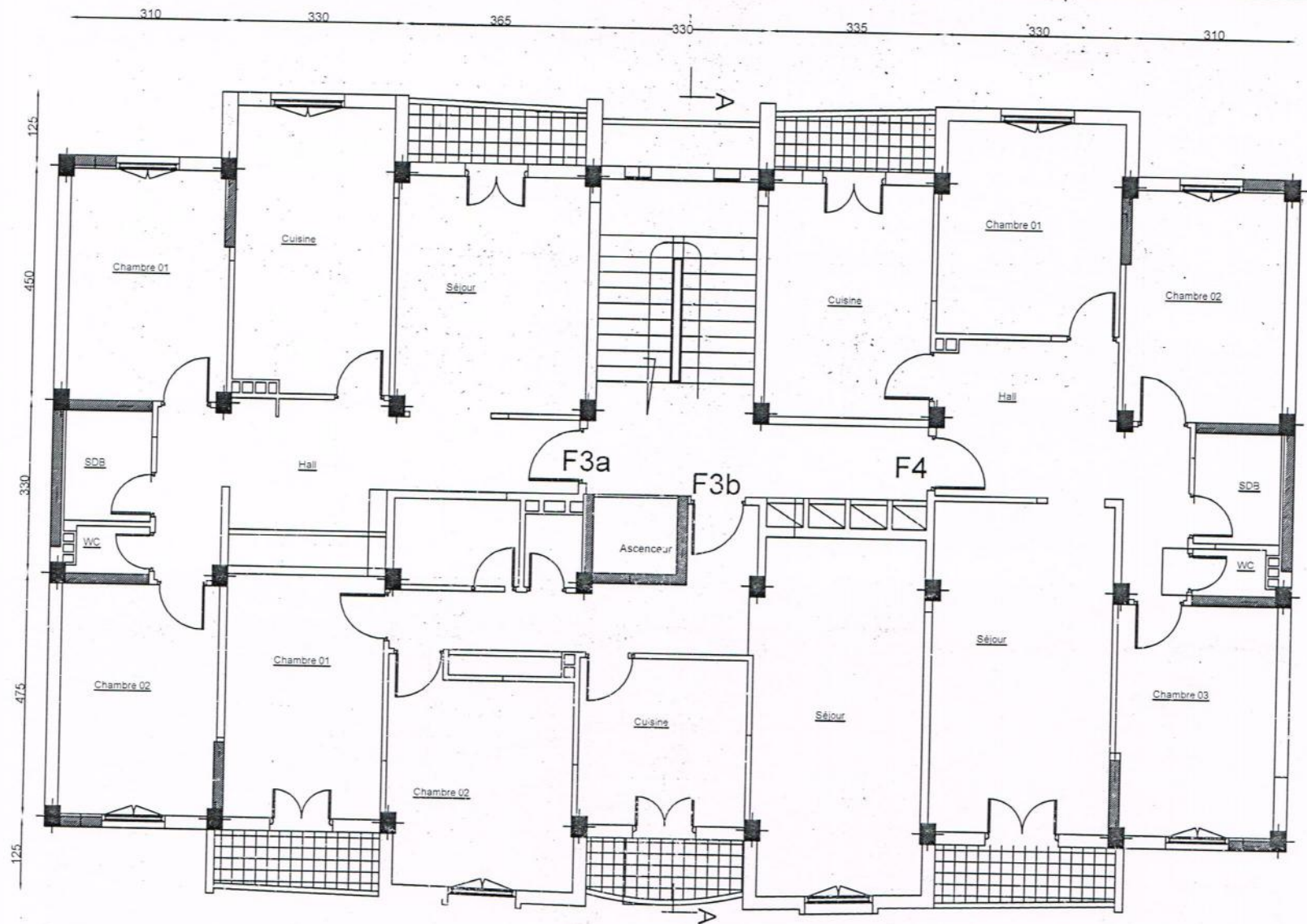
ETUDIE par  
 Melle HEBIB THIZIRI  
 Melle KRIM SABRINA

DIRIGE par  
 Mr BOUKAIS SAID

PROMOTION : 2017/2018

TITRE :  
 PLAN DU, 2 ,3,4,5,6,7 éme ETAGE

Echelle: 1/50



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

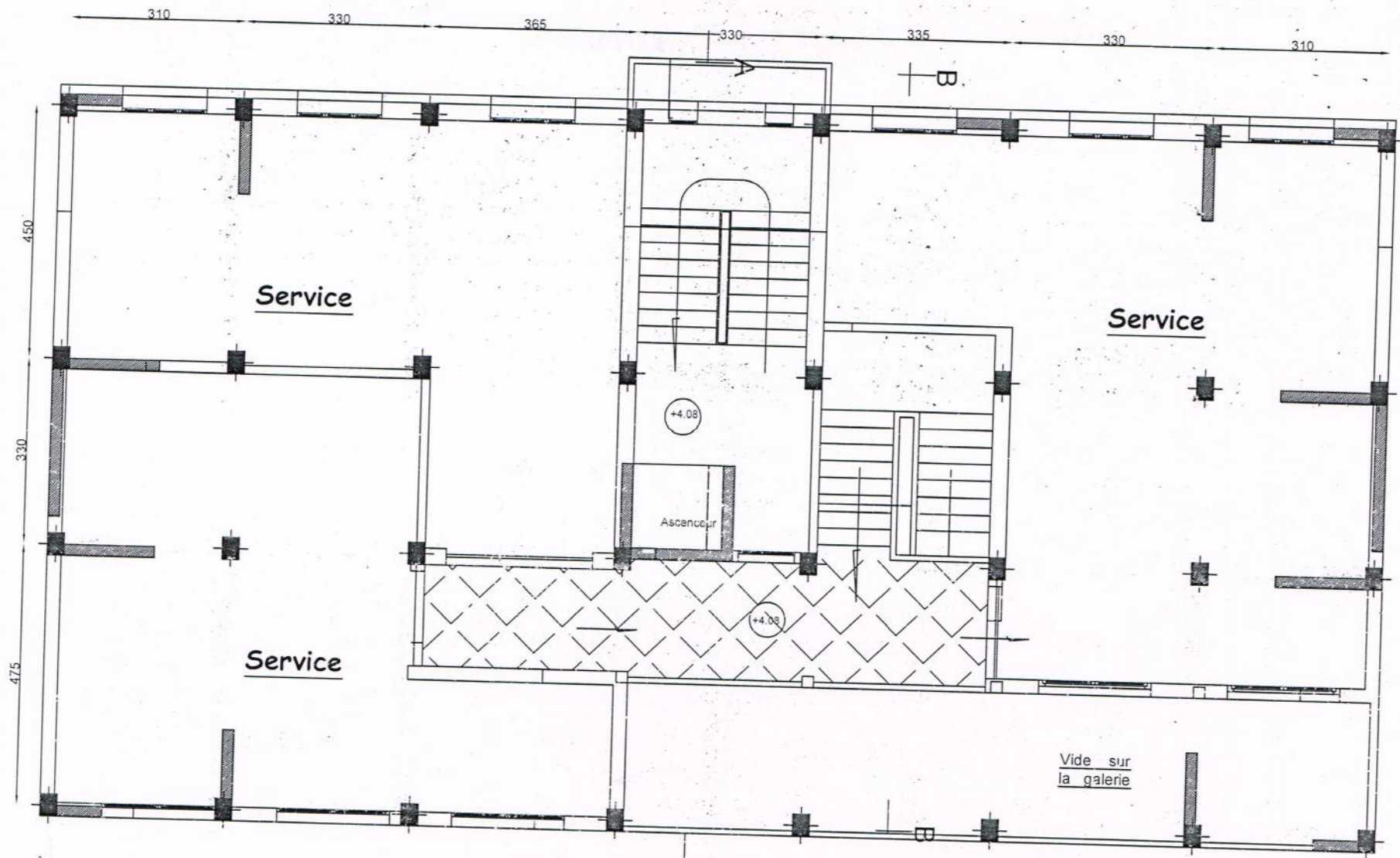
ETUDIE par:  
 Mlle HEBIB THIZIRI  
 Melle KRIM SABRINA

DIRIGE par:  
 Mr BOUKAIS SAID

PROMOTION : 2017/2018

TITRE :

PLAN DU 8ème ETAGE



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

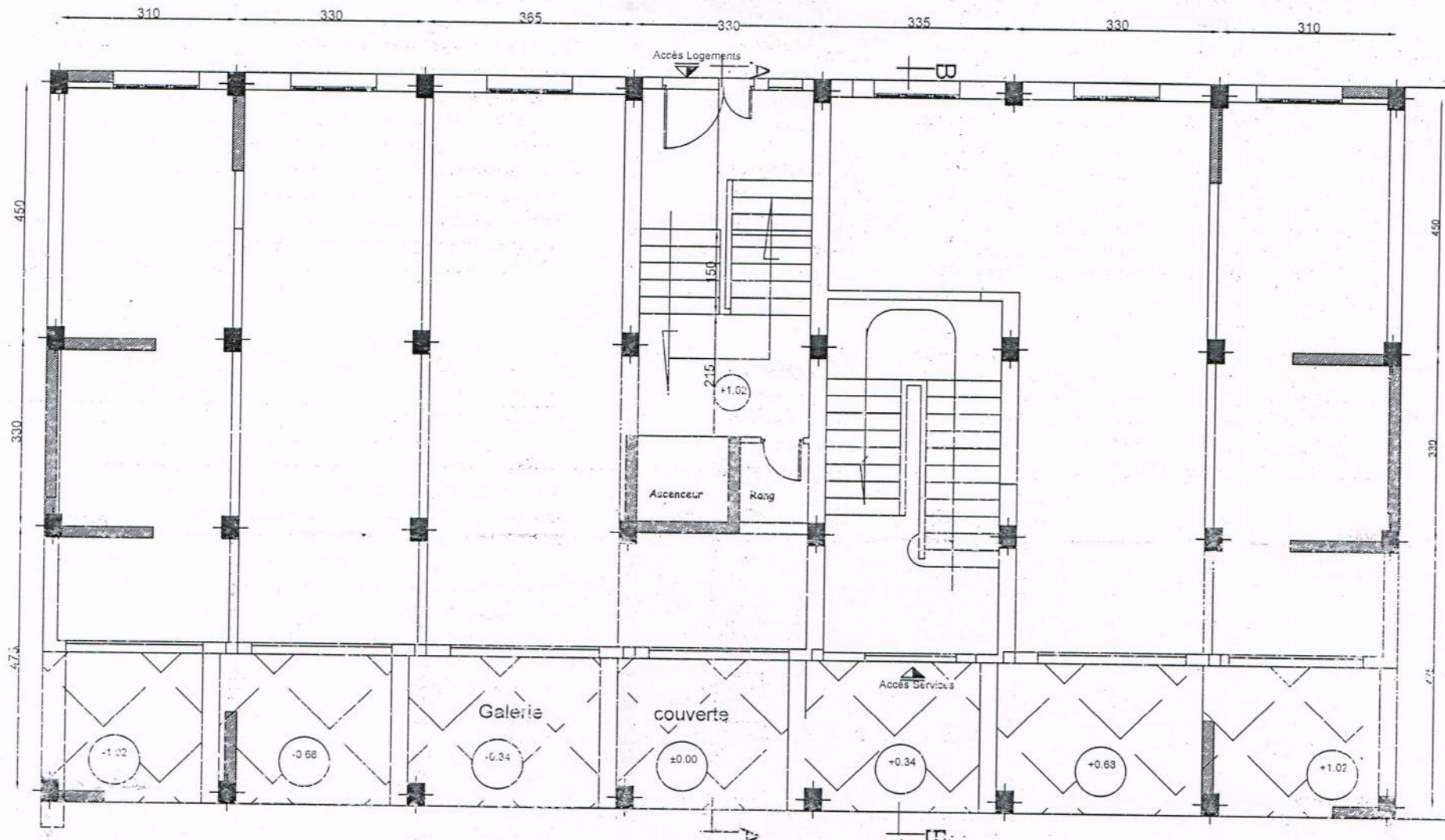
ETUDIÉ par:  
 Melle HEDIS THIZIRI  
 Melle KRIM SABRINA

DIRIGÉ par:  
 Mr BOUKAIS SAID

PROMOTION : 2017/2018

TITRE:  
 PLAN DU 1ère ETAGE

Echelle: 1/50



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

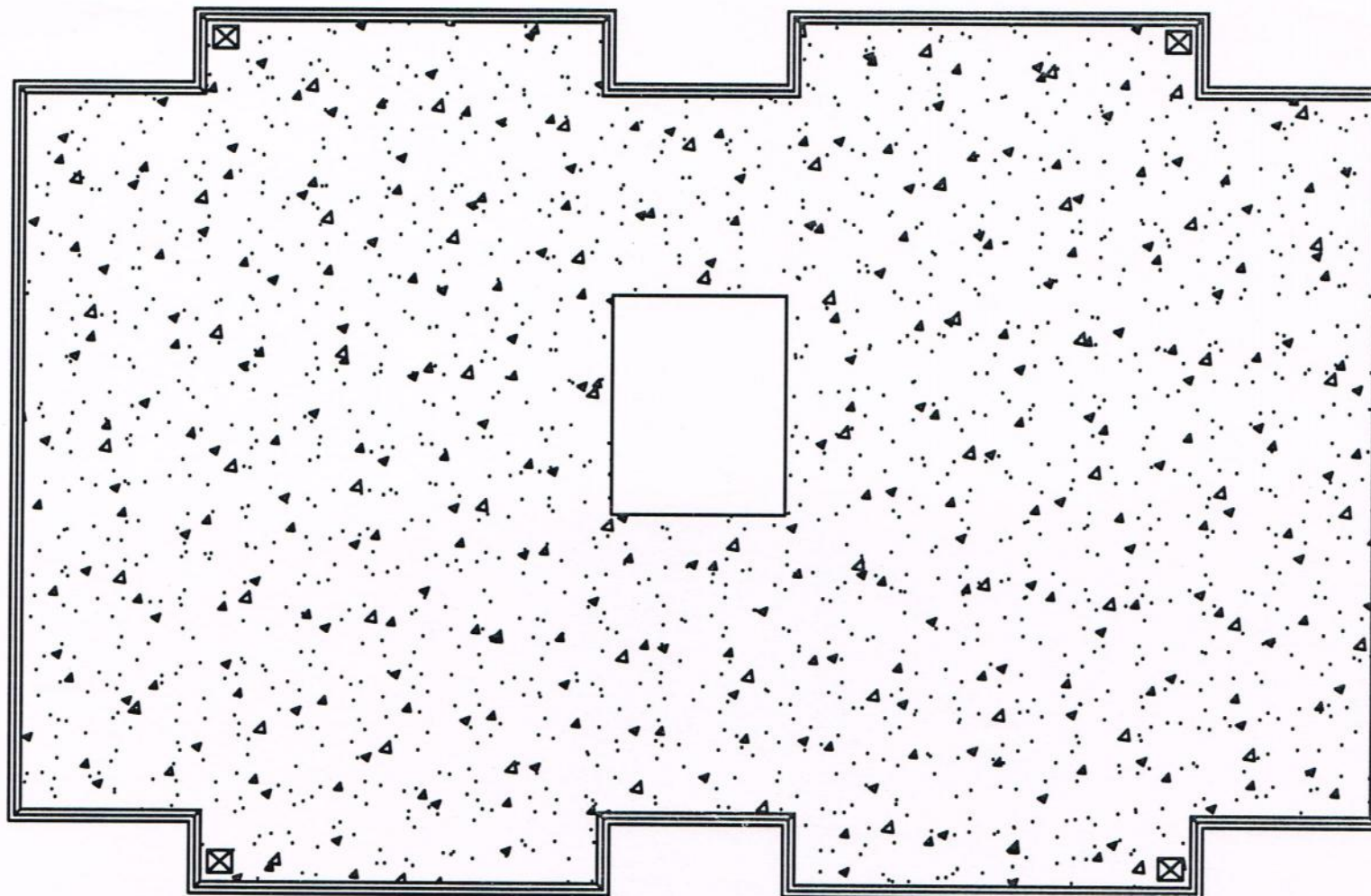
ETUDE par  
 Mlle HEBIB THIZINI  
 Melle KRIM SABINA

DIRIGE par  
 Mr BOUKAIS SAID

PROMOTION : 2017/2018

TITRE :-  
 PLAN DU RDC ( COMMERCE )

Echelle: 1/50



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

ETUDE PAR  
 HEBIB THIZIRI  
 KRIM SABRINA

TITRE

DIRIGE PAR  
 Mr BOUKAIS Saïd

PLAN DE DE LA TERRASSE

PROMOTION :2017/2018

Echelle : 1/50

# CHAPITRE I

## Présentation de l'ouvrage

## I.1.Présentation du projet

Notre projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, commercial et de service. Ce bâtiment sera implanté à Tizi Ghenif dans la Wilaya de TIZI-OUZOU qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : (Ouvrages d'importance moyenne), et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2 » d'une contrainte admissible  $\sigma_{sol}=2.5bars$ .

## I.2.Les composants de la structure :

La structure est composée de

- RDC à usage commercial.
- Etage à usage bureautique (service).
- Sept étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par deux cages d'escalier et un ascenseur

## I.3.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

### a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....29.16m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4.08m
- Hauteur de l'étage courant .....3.06m
- Hauteur de l'acrotère..... 0.60 m

### b) Dimensions en plan :

- Longueur totale..... 23.70m
- Largeur totale .....12.85m

## I.4.Règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie :

**B.A.E.L 91 révisé 99; R.P.A99/version2003.**

## I.5.Les éléments de la structure :

La structure est composée des éléments ci-après :

### 1) Planchers :

#### a-Plancher à corps creux :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- 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.
- Support des plafonds et revêtements.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

### **b- Dalles pleines en béton armé**

Des dalles pleines sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

### **2) Maçonnerie :**

Mur extérieurs : sont en briques creuses, composés de double cloison de 10cm, séparé d'une lame d'air de 5cm.....(10+5+10).

Mur intérieurs : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.

### **3) Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eau et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

### **4) Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

### **5) Escaliers :**

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre cas on a deux cages d'escaliers, une est destinée à assurer l'accès aux différents étages d'habitation, tandis que l'autre est destinée à assurer le passage vers l'étage de service.

### **6) Cage d'ascenseur :**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

### **7) Les voiles :**

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une inertie grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres.

## **I-6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

### I.6.1. 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 cm<sup>3</sup>.
- Gravier .....750 à 850 cm<sup>3</sup>.
- Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m<sup>3</sup>.
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m<sup>3</sup> .

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

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté  $f_{c28}$ . La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour  $j \leq 28$  jours, elle est calculée comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40MPa.$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25 MPa$ .

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

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{cj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}. \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60Mpa..$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \cdot 2/3. \quad \text{Si } f_{c28} > 60Mpa.$$

Pour  $f_{c28} = 25 MPa \rightarrow$  on aura  $f_{t28} = 2,1 MPa$ .

#### d) Contraintes limites du béton :

##### ➤ Etats limites :

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types de l'état limite :

##### 1) L'état limite ultimes (E.L.U.) :

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [MPa]$$

$\theta$ : est le coefficient des durées (t) de l'application d'action, donné par :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ pour } t > 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.9 \text{ pour } 1h \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.85 \text{ pour } t \leq 1h. \end{cases}$$

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.50 \text{ pour la situation courante (SC).} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour la situation accidentelle (SA).} \end{cases}$$

Pour des situations durables  $\gamma_b = 1.50$

	$\theta = 1$
$f_{bu} [MPa]$	<b>14.20</b>

Pour des situations accidentelles :  $\gamma_b = 1.15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0.9$	$\theta = 85$
$f_{bu} [MPa]$	<b>18.48</b>	<b>20.53</b>	<b>21.74</b>

**1.a) Contrainte de déformation du béton à l'ELU :**

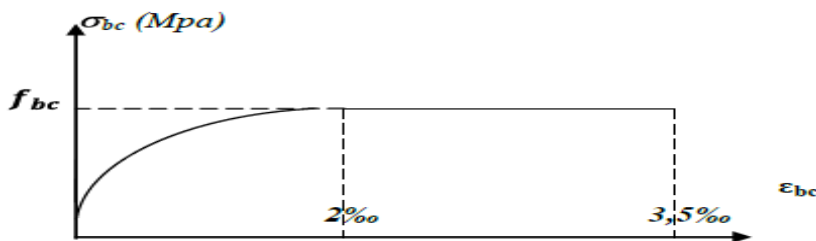


Figure I-1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

➤ **État limite de service (ELS) :**

La contrainte de compression à l'ELS est égale à :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} [MPa]$

Pour  $f_{c28} = 25 MPa \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ .

**1.b) Contrainte-déformation du béton à l'ELS :**

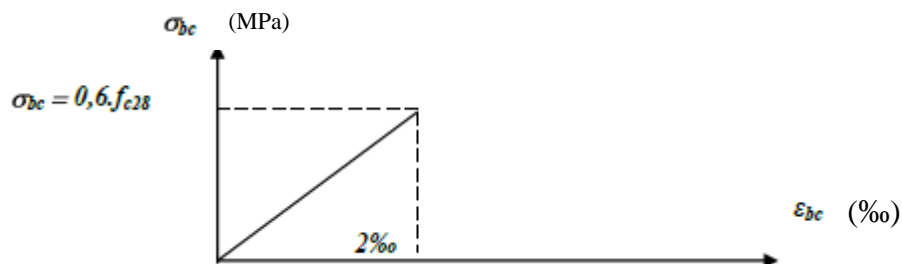


Figure I-2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

**Contrainte limite de cisaillement :**

$\tau_u = \min(0.13f_{c28} ; 5) \text{ MPa} \rightarrow$  Pour la fissuration peu nuisible.

D'où :  $\tau_u = 3.25 \text{ MPa}$ .

$\tau_u = \min(0.10f_{c28} ; 4) \text{ MPa} \rightarrow$  Pour la fissuration préjudiciable

D'où :  $\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$ .

**➤ Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité est le rapport existant entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de cette contrainte, on distingue deux sortes de modules.

**Module de déformation longitudinale différée du béton :**

Le module de déformation «  $E_{ij}$  » à l'âge de jour «  $j$  », est en fonction d'application des charges. On distingue :

**➤ Module d'élasticité instantané :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

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

Pour  $f_{c28} = 28 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$ .

**➤ Module d'élasticité différé :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, On va tenir compte de l'effet du fluage du béton et prendre, ensuite, un module égal à

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour  $f_{c28} = 20 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 10818.87 \text{ MPa}$ .

**➤ Module de déformation transversale :**

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

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

$\{ \nu = 0 \rightarrow$  pour le calcul des sollicitations (à l'ELU).

$\{ \nu = 0.2 \rightarrow$  pour le calcul des déformations (à l'ELS).

**I.6.2 Les aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous allons utiliser trois types d'aciers, dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**➤ Caractéristiques des aciers utilisés :**

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement Elastique [%]	Coefficient de scellement $\Psi$
Aciers en Barre	Rond lisse Fe E235	RL	235	410-490	2.2	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	1.4	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\phi < 6$ )	TS	520	550	0.8	1

Tableau1 : Caractéristiques des aciers.

➤ **Limite d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale est égal à  $E_s = 2.105 \text{ MPa}$ , ainsi que pour tous les aciers utilisés.

**La contrainte limite des aciers A'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]}$$

Avec:  $f_e$ : nuance des aciers.

$\gamma_s$ : le coefficient de sécurité pour les aciers a pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

➤ **La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service, d'après les règles (BAEL91). On distingue trois cas de fissuration :

✦ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts. Dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

✦ **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right) \text{ [MPa]}$$

✦ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0.5f_e, \sqrt{\eta f_{t28}}) \text{ [MPa]}$$

**Diagramme déformation- contrainte**

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme suivant :

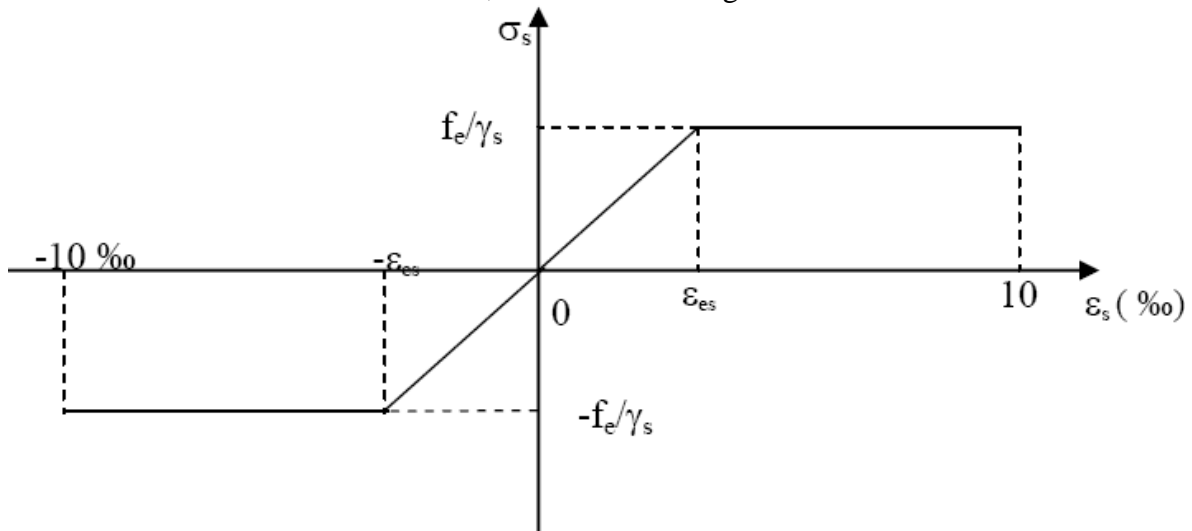


Figure I-3 : Diagramme déformation- contrainte

**I-7. Protection des armatures :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

# CHAPITRE II

## Prédimensionnement des éléments

**Introduction :**

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux qui le constituent, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles.

**II.1- les planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.} \\ L = 3,65 - 0,30 = 3,35\text{m} \end{array} \right.$

Ce qui nous donne :  $h_t \geq 335/22,5 = 14,88(\text{cm})$

On adoptera une hauteur normalisée de  $h_t = 20 \text{ cm}$ , soit un plancher (16+4) 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.

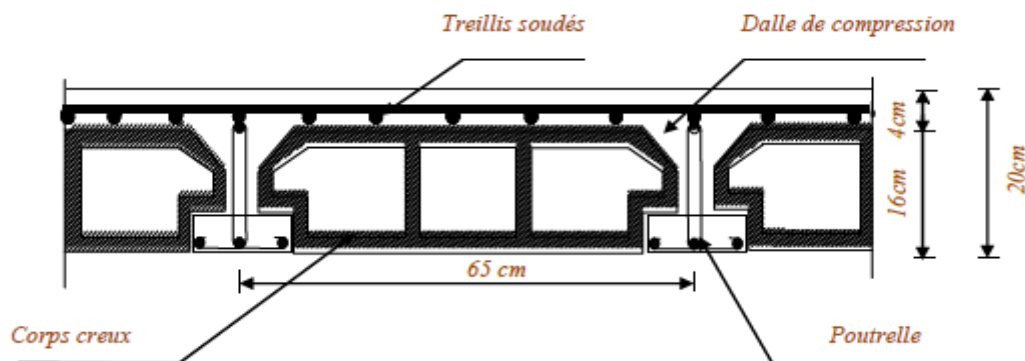


Fig.II.1 : Coupe verticale du plancher.

**II.2 . Les poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} ht : \text{hauteur comprise entre } L/20 \leq ht \leq L/15. \\ b : \text{largeur comprise entre } 0,4ht \leq b \leq 0,7ht. \\ L_{\max} : \text{portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

On distingue les poutres principales et les poutres secondaires.

**Poutres principales :**

a) **La hauteur ht :** est donnée par

$$L_{\max}/20 \leq ht \leq L_{\max}/15$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} : \text{longueur libre de la poutre.} \\ ht : \text{hauteur totale de la poutre.} \end{array} \right.$

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445\text{cm}$$

$$445/20 \leq ht \leq 445/15 \quad \text{donc} \quad 22,25 \leq ht \leq 29,67 \text{ cm}$$

**On prend :ht = 25 cm**

b) **La largeur b :**

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht$$

$$0,4 \times 25 \leq b \leq 0,7 \times 25 \text{ donc } 10 \leq b \leq 17,5$$

**On prend : b = 15 cm**

c) **Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 15 < 20 \text{ cm condition non Vérifiée.}$$

$$ht \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 25 < 30\text{cm condition non Vérifiée.}$$

$$ht / b \leq 4 \dots\dots\dots 25/15 = 1,67 \leq 4 \text{ condition Vérifiée.}$$

**Poutres secondaires :**

a) **La hauteur ht :**

$$L_{\max}/20 \leq ht \leq L_{\max}/15$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} ht: \text{Hauteur totale de la poutre.} \\ L : \text{longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée .} \end{array} \right.$

$$L_{\max} = 365 - 30 = 335 \text{ cm.}$$

$$335/20 \leq ht \leq 335/15 \quad \implies \quad 16,75 \leq ht \leq 22,34$$

**On prend : ht=20 cm.**

**b) La largeur b :**

$$0,4 \text{ ht} \leq b \leq 0,7 \text{ ht}$$

$$0,4 \times 20 \leq b \leq 0,7 \times 208 \leq b \leq 14$$

**On prend :**  $b=10 \text{ cm}$ .

**c) Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

$b \geq 20 \text{ cm}$  .....  $10 < 20 \text{ cm}$  condition non Vérifiée.

$\text{ht} \geq 30 \text{ cm}$  .....  $20 < 30 \text{ cm}$  condition non Vérifiée.

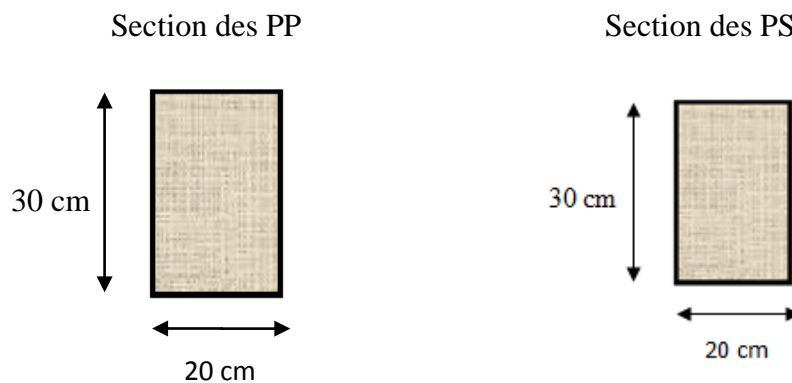
$\text{ht} / b \leq 4$  .....  $20 / 10 = 2 \leq 4$  condition Vérifiée.

**Conclusion :**

Nous adoptons des poutres de dimensions suivantes :

**Poutres principales :**  $\text{ht} = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 20 \text{ cm}$

**Poutres secondaires :**  $\text{ht} = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 20 \text{ cm}$



Figure(II.2) : sections des poutres secondaires et principales.

**II.3 .Les poteaux :**

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELS en considérant un effort de compression axial  $N_s$ , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_b$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (Art 7.4.3 .1du RPA/2003)}$$

Avec :

$N_s$  : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à  $(G+Q)$  .

$\sigma_b$ : contrainte admissible du béton à la compression simple.

$Q$  : charge d'exploitation.

$G$  : charge permanente.

**Remarque1 :**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

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

**Remarque2 :**

On considéré, en premier lieu, pour nos calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de (25X25) cm<sup>2</sup>.

**II.2. Détermination des charges et surcharges :**

**II .2.1.Les charges permanentes :**

**a) Plancher terrasse :(inaccessible) :**

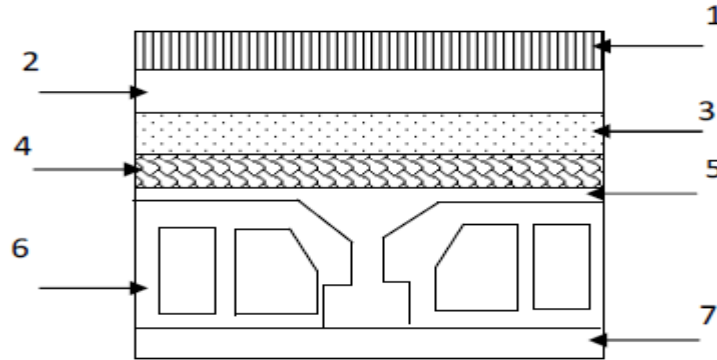


Figure II.3 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

01-Couche de gravier roulé $e_p = 5$ cm.....	1,00 KN/ m <sup>2</sup> .
03-Béton en forme de pente $e_p = 7$ cm.....	1,54 KN/m <sup>2</sup> .
04-Pare vapeur (feuille polyane) .....	0,01 KN/m <sup>2</sup> .
05-Isolation thermique $e_p = 4$ cm.....	0,16 KN/m <sup>2</sup> .
02-Etanchéité multicouche $e_p = 2$ cm.....	0,12 KN/m <sup>2</sup> .
06-Plancher à corps creux (16+4) .....	2,80 KN/m <sup>2</sup> .
07-Enduit sous plafond $e_p = 2$ cm.....	0,20 KN/m <sup>2</sup> .
<b>G = 5,83 KN/m<sup>2</sup></b>	

**b) Plancher d'étage courant :**

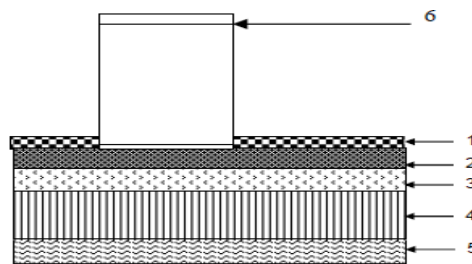


Figure II.4 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

01-Carrelage scellé $e_p = 2$ cm.....	0,40 KN/m <sup>2</sup> .
02-Mortier de pose $e_p = 3$ cm.....	0,60 KN/ m <sup>2</sup> .
03-Couche de sable $e_p = 3$ cm.....	0,66 KN/ m <sup>2</sup> .
04-Dalle en corps creux (16+4) cm.....	2,80 KN/ m <sup>2</sup> .
05-Enduit en plâtre $e_p = 2$ cm.....	0,20 KN/ m <sup>2</sup> .
06-Cloison de séparation interne $e_p = 10$ cm .....	0,90 KN/ m <sup>2</sup> .
<b>G = 5,56 KN/m<sup>2</sup></b>	

c) Les murs :

1-Mur extérieur :

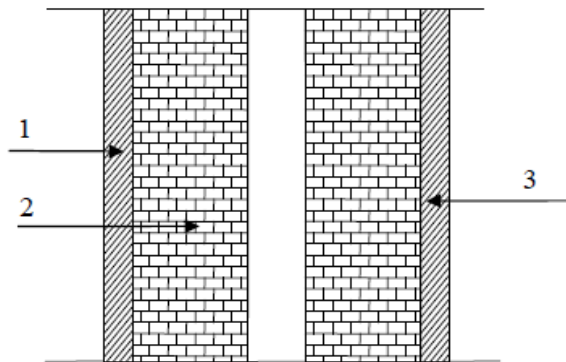


Figure II.5 : Coupe transversale du mur double cloison

- 01-Mortier de ciment  $e_p = 2 \text{ cm}$ .....  $0,36 \text{ kN/m}^2$ .
  - 02-Brique creuse  $e_p = 2 \times 10 \text{ cm}$ .....  $1,80 \text{ kN/m}^2$ .
  - 03-Enduit de plâtre  $e_p = 2 \text{ cm}$ .....  $0,20 \text{ kN/m}^2$ .
- G = 2,36 kN/m<sup>2</sup>**

2-Mur intérieur :

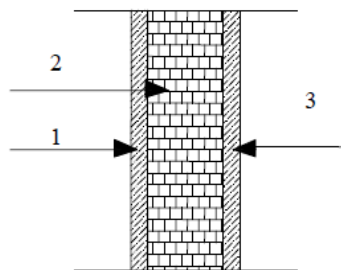


Figure II.6 : Coupe transversale du mur en simple cloison

- 01- Enduit de plâtre  $e_p = 2 \text{ cm}$ .....  $0,20 \text{ kN/m}^2$ .
  - 02-Brique creuse  $e_p = 10 \text{ cm}$ .....  $0,90 \text{ kN/m}^2$ .
  - 03-Enduit de plâtre  $e_p = 2 \text{ cm}$ .....  $0,20 \text{ kN/m}^2$ .
- G = 1,30 kN/m<sup>2</sup>**

d) Dalle pleine (balcon):



Figure II.7 : Coupe transversale de la dalle pleine

- 1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm)..... 0,44KN/m<sup>2</sup>.
  - 2- Mortier de pose ( ep = 3cm).....0,44KN/m<sup>2</sup>.
  - 3- Couche de sable (ep = 2cm)..... 0,36KN/m<sup>2</sup>.
  - 4- Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm)..... 3,75KN/m<sup>2</sup>.
  - 5- Mortier de ciment ep=1,5 cm.....0,33KN/m<sup>2</sup>.
- G = 5,32KN/m<sup>2</sup>**

e) L'acrotère :

- Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1m$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \rho : \text{Masse volumique du béton.} \\ S : \text{Section longitudinale de l'acrotère.} \end{array} \right.$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1m$$

**G = 1.7125 KN/ml**

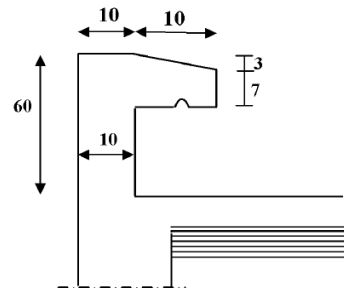


Fig-II-8 : Coupe verticale de l'acrotère.

II.2.2. Les surcharge d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse ..... Q = 1,00 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant : à usage d'habitation ..... Q = 1,50 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher du RDC..... Q = 1,50 kN/m<sup>2</sup>
- L'acrotère..... Q = 1,00 kN/m<sup>2</sup>
- L'escalier..... Q = 2,50 kN/m<sup>2</sup>
- Balcons..... Q = 3,50 kN/m<sup>2</sup>

II.3.Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

**G = 5,32KN/m<sup>2</sup>**

II.3.1 Charges et surcharges revenant au poteau C2 :

a) Surface d'influence :

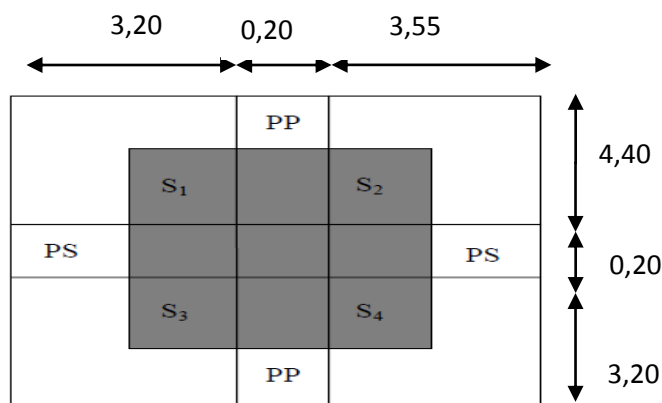


Figure (II.9) : surface revenant au poteau le plus sollicité

Calcul de la surface revenant au poteau C3:

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

Avec:

$$S1 = 1,60 \times 2,20 = 3,52 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 1,78 \times 2,20 = 3,92 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 1,60 \times 1,60 = 2,56 \text{ m}^2.$$

$$S4 = 1,78 \times 1,60 = 2,85 \text{ m}^2.$$



$$S = 12,85 \text{ m}^2.$$

### b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

#### Plancher terrasse

$$G = 5,83 \text{ kN/m}^2$$

#### Plancher étage courant

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

#### Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

### c) Poids revenant à chaque plancher :

$$\text{Poids du plancher} \quad P = G \times S$$

Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 12,85 = 74,92 \text{ KN.}$$

Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 12,85 = 71,45 \text{ KN.}$$

### d) Poids revenant à chaque poutre :

#### Poutres principales :

$$P_{pp} = 0,30 \times 0,20 \times 25 \times (3,20 + 3,55) = 10,13 \text{ KN.}$$

#### Poutres secondaires :

$$P_{ps} = 0,30 \times 0,20 \times 25 \times (3,20 + 4,40) = 11,40 \text{ KN.}$$

D'ou le poids total  $P = 10,13 + 11,40$

Ce qui donne :  $P = 21,53 \text{ KN.}$

### e) Poids des poteaux :

- Poteaux du RDC :

$$P_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,38 \text{ KN.}$$

- Poteaux étage service + étage logements :

$$P_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

**f) Surcharges d'exploitation :**

La surface d'influence :  $S = 12,85 \text{ m}^2$

Plancher terrasse :  $Q_0 = 1,00 \times 12,85 = 12,85 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 12,85 = 19,28 \text{ KN}$ .

**II.3.2. Loi de dégression de charge :**

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée  $n > 5$ , en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

La loi de dégression est :  $Q_n = Q_0 + (3 + n) / 2n$

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

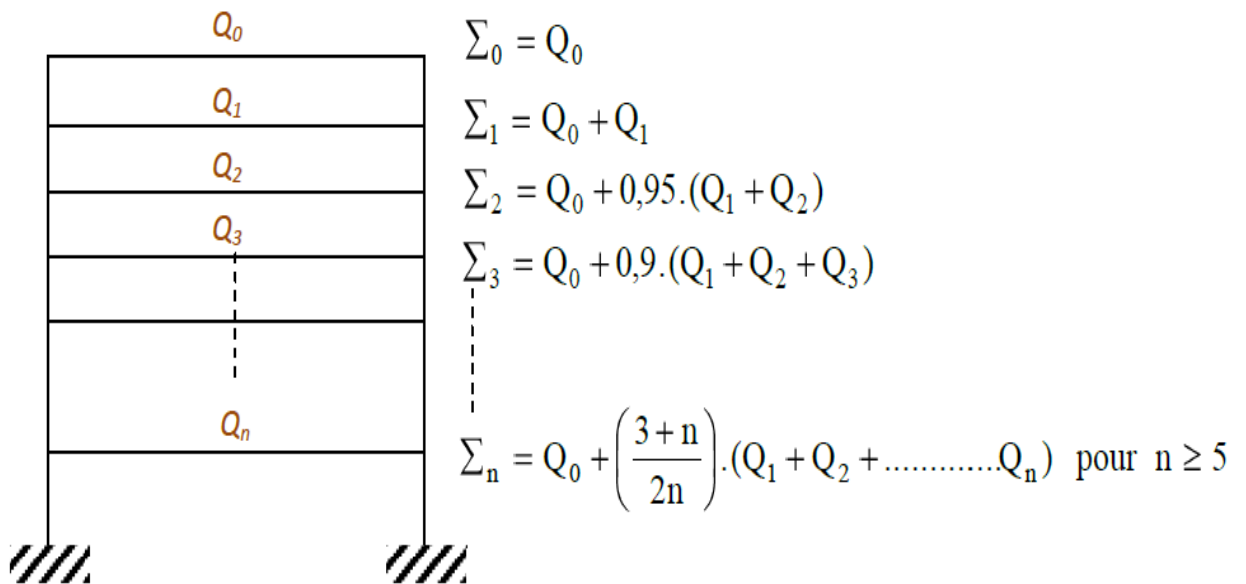
$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$

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

$Q_n$ : surcharge d'exploitation à l'étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression des surcharges.

**Coefficients de dégression de surcharges DTR BC 2.2(4) (art6.3) :**

niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687



Les surcharges cumulées :

$Q_0=12,85 \text{ KN.}$

$Q_0+ Q_1=12,85 +19,28 = 32,13 \text{ KN.}$

$Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 12,85+ 0,95(2 \times 19,28)=49,48 \text{ KN.}$

$Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 12,85+ 0,90 (3 \times 19,28)=64,91 \text{ KN.}$

$Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 12,85+ 0,85 (4 \times 19,28)=78,40\text{KN.}$

$Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 12,85+ 0,80 (5 \times 19,28)=89,97\text{KN.}$

$Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 12,85+ 0,75 (6 \times 19,28)=99,61 \text{ KN.}$

$Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 12,85+ 0,71(7 \times 19,28)=108,67 \text{ KN.}$

$Q_0+ 0,68(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)= 12,85+ 0,68 (8 \times 19,28)=117,73 \text{ KN.}$

II.1.3.4. Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niv x	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts norma ux N=Gc+ Qc [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planche rs	Poids des poutres	Poids des potea ux	G <sub>totl</sub>	G <sub>cumu</sub>	Qi	QC		Section trouvée	Section adoptée
8	74,92	21,53	0,00	96,4 5	96,45	12,85	12,85	109,3	72,87	30x30
7	71,45	21,53	4,78	97,7 6	194,2 1	19,28	32,13	226,34	150,89	30x30
6	71,45	21,53	4,78	97,7 6	291,9 7	19,28	54,41	346,38	230,92	30x30
5	71,45	21,53	4,78	97,7 6	389,7 3	19,28	70,69	460,42	306,95	35x35
4	71,45	21,53	4,78	97,7 6	487,4 9	19,28	89,97	577,46	384,97	35x35
3	71,45	21,53	4,78	97,7 6	585,2 5	19,28	109,2 5	694,5	463	35x35
2	71,45	21,53	4,78	97,7 6	683,0 1	19,28	128,5 3	811,54	541,01	40x40
1	71,45	21,53	4,78	97,7 6	780,7 7	19,28	147,8 1	928,58	619,05	40x40
RD C	71,45	21,53	6,38	99,3 6	880,1 3	19,28	167,0 9	1047,2 2	698,15	40x40

**Conclusion :**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Niveau RDC ,1,2  $\Rightarrow$  (40 x 40).

Niveau 3, 4, 5  $\Rightarrow$  (35x 35).

Niveau 6,7 ,8  $\Rightarrow$  (30x 30).

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7. 4 .1du RPA99) :**

**Min (b1, h1)  $\geq$  25 cm en zone IIa :**

Min (b1, h1) = 30cm  $\geq$  25 cm en zone IIa (CV)

**Min (b1, h1)  $\geq$  h<sub>e</sub>/20** h<sub>e</sub> : hauteur libre du poteau

Min (b1, h1) = 30cm  $\geq$  408/20 = 20,4 cm (CV)

**Min  $\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$**

**Poteaux RDC,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> niveau :**

$\frac{1}{4} < (b/h = 30/30 = 1) < 4$  (CV) .

**Poteaux 3<sup>eme</sup> , 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> niveau :**

$\frac{1}{4} < (b/h = 35/35 = 1) < 4$  (CV) .

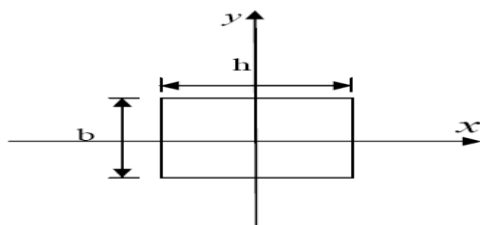
**Poteaux 6<sup>eme</sup> , 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> niveau :**

$\frac{1}{4} < (b/h = 40/40 = 1) < 4$  (CV) .

**II.4.2 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. La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$



Avec :

- $\lambda = l_f/i$  L'élancement du poteau.
- $l_f$ : longueur de flambement ( $l_f = 0.7.l_0$ )
- $i$  : rayon de giration  $(I/B)^{1/2}$
- $s$  : section transversale du poteau ( $b= a \times b$ )
- $l_0$ : longueur libre du poteau
- $I$  : Moment d'inertie ( $I=bh^3/12$ )

Donc:

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 l_0}{b}$$

Poteaux RDC :  $\lambda = 0.707 \sqrt{12} \frac{4.08}{0.4} = 24.98$

Poteaux 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étages :  $\lambda = 0.707 \sqrt{12} \frac{3.06}{0.4} = 18.74$

Poteaux 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages :  $\lambda = 0.707 \sqrt{12} \frac{3.06}{0.35} = 21.41$

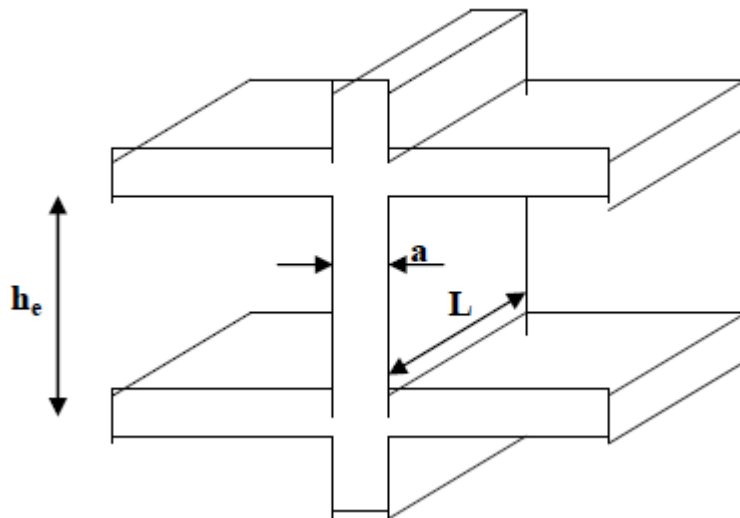
Poteaux 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages :  $\lambda = 0.707 \sqrt{12} \frac{3.06}{0.3} = 24.98$

**Conclusion :**

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

**II.4. pré dimensionnement des voiles (Art 7. 7 .1 du RPA99) :**

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 reprendre une partie des charges verticales.

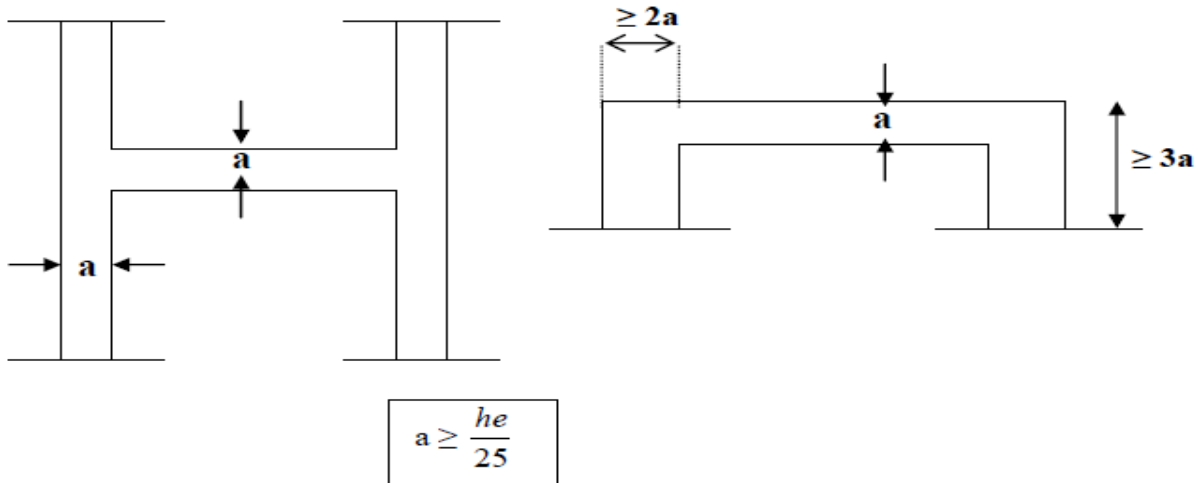


D'après RPA 99 modifié 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

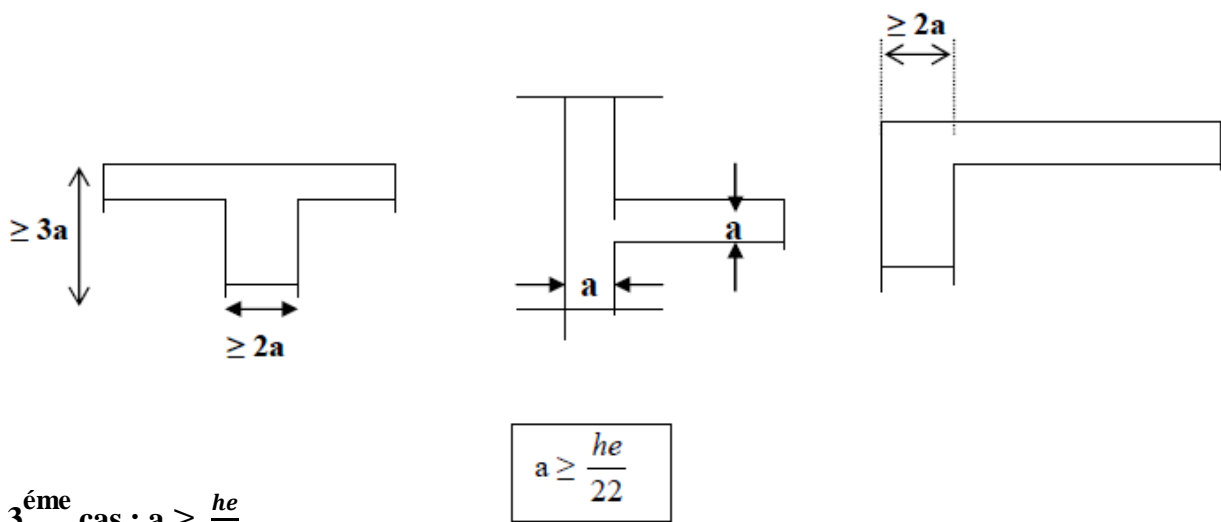
**a) L'épaisseur du voile :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15 cm.

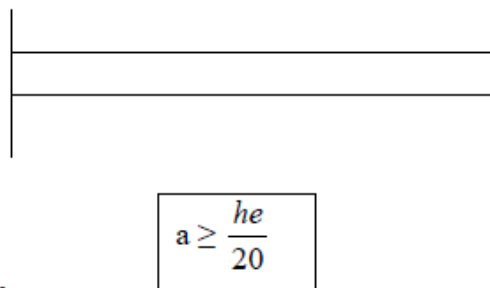
**1<sup>er</sup> cas :**  $a \geq \frac{h_e}{25}$



2<sup>ème</sup> cas :  $a \geq \frac{h_e}{22}$



3<sup>ème</sup> cas :  $a \geq \frac{h_e}{20}$



Dans notre cas on a :

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

Donc :

$$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \rightarrow e_p \geq 14,3 \text{ cm on prend : } e_p = 20 \text{ cm}$$

Pour la portée min des voiles L on a :

$$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 20 = 80 \rightarrow L > 8 \quad \text{condition vérifié}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur du voile.} \\ e_p : \text{épaisseur du voile} \end{array} \right.$

**Conclusion :**

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

- Hauteur du plancher: ht = 20 cm soit (16+4).
- Epaisseur de la dalle pleine (balcon) : ht =15cm.
- Epaisseur des voiles : ht = 20 cm.
- Section des poutres secondaires (30 x 20).
- Section des poutres principales (30x 20).
- Section des poteaux :
- RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> : (40x40)  
3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> 5<sup>ème</sup> niveau : (35 x 35).  
6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> niveau : (30 x 30).

# CHAPITRE III

## Calcul des éléments

### III. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003.

#### III-1) Calcul de l'acrotère :

##### III-1-1 Définition Et Rôle De L'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 est 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.

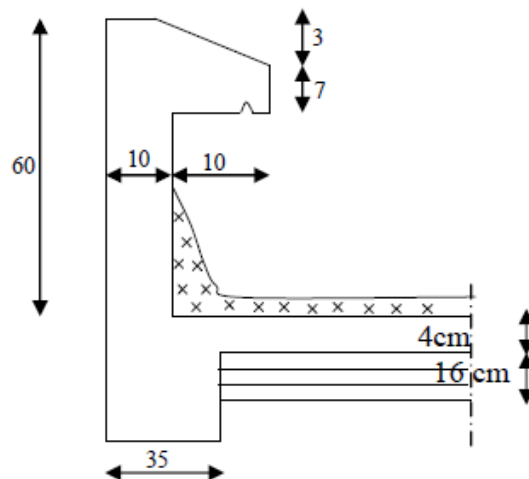


Fig.III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère

##### III.1.2. Détermination des sollicitations :

###### Poids propre de 1m de largeur de l'acrotère:

$$G = \rho \cdot S \cdot 1 \text{ avec : } \begin{cases} \rho : \text{poids volumique du béton} = 25 \text{ kN/m}^3 \\ S : \text{section longitudinale de l'acrotère} \end{cases}$$

$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1)/2)] = 1.712 \text{ kN/m}$$

- ✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$
- ✓ Effort normal à la base dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ kN}$
- ✓ Effort tranchant dû à la surcharge  $Q$  :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ kN}$
- ✓ Moment de flexion dû à  $G$  :  $M_G = 0$
- ✓ Moment fléchissant maximal dû à la surcharge  $Q$  (moment de renversement) :

$$M_Q = T \times H \text{ tel que } H : \text{hauteur de l'acrotère}$$

$$M_Q = Q \times 0.6 \times 1 \text{ ml} = 0.6 \text{ kN.m}$$

**III.1.3. Combinaison des charges :****ELU :**

Effort normal de compression :  $N_u = 1,35G$       $N_u = 1,35 \times 1,712 = 2,3112 \text{ KN}$

Moment de renversement :  $M_u = 1,5 \times M_q$       $M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$  (du à Q)

Effort tranchant :  $T_u = 1,5Q$       $T_u = 1,5 \text{ KN.}$

**N = 1,712 KN**

**ELS :**

Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,712 \text{ KN}$

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

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

**III.1.4. Ferrailage de l'acrotère:****Calcul des armatures à L'ELU :**

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 « $M$ ».

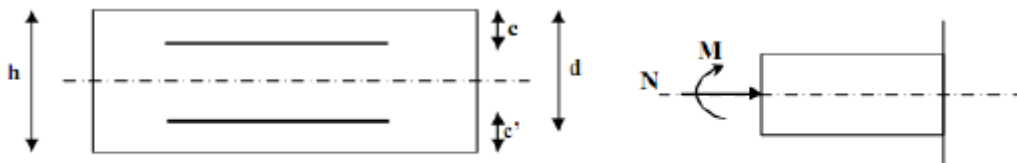


Fig.III.1.3 : schéma de calcul de l'acrotère

Avec :

$h$  : Epaisseur de la section : 10 cm

et  $c'$  : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton

$$c = c' = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c : \text{Hauteur utile} : 7 \text{ cm}$$

M : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

### Calcul des armatures a l'ELU :

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

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,311} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,03 = 0,02 \text{ m}$$

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 comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif 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 :

$$M_f = N_U \times g \text{ Avec } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m.}$$

$$M_f = 2,311 \times 0,41 = 0,948 \text{ KN.m}$$

##### Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,948 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

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

$$\mu = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,948 \times 10^6}{0,993 \times 70 \times 348 \times 10^2} = 0,392 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,392 - \frac{2,311}{34,8} = 0,33 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

### Vérification à l'ELU :

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

Pour une section qui est soumise a 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 :

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

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \left[ \frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} \right] 100 \times 7 = 0,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Conclusion :**

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

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

A adop = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml. → Soit 4HA8/ml Avec un espacement : S<sub>t</sub> = 20 cm

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit 4H=2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement : S<sub>t</sub> = 25 cm.

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

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

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0,02 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau} \implies$  Pas de risque de cisaillement  $\implies$  Béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**C) Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL99/art A.6.1.1, 3] :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i}$$

Avec :  $\Sigma u_i$ : Somme des périmètres utiles de barres.

$$\Sigma u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**d) vérification à L'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

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

On a des aciers :  $\begin{cases} HA: \varnothing \geq 6 \text{ mm} \rightarrow \eta = 1.6 \\ FeE400 \end{cases}$

donc :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$

avec :  $\begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} =$$

$$\frac{100 \times 1.41}{100 \times 7} = 0.207 \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow k_1 = 54.44$$

$$k = \frac{1}{k_1} = 0.0183$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0.928 \times 7 \times 1.41} = 65.506 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.67 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b <$$

$$\bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV.$$

**e) vérification de l'acrotère au séisme :**

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$P = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$$A = 0,15 \quad (\text{RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1}).$$

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale

w<sub>p</sub> : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,7KN.

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,821 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F<sub>p</sub>, d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

**III.2) 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.2.1) Etude de la dalle pleine :**

Le balcon est calculé telle une console encasté 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=1.25 m

Longueur l =3.30

Un garde de corps de hauteur h=1m en brique plein de 10.5 cm d'épaisseur.

**Fig.III.1.4. ferrailage de l'acrotère**

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

Le schéma statique est comme suite :

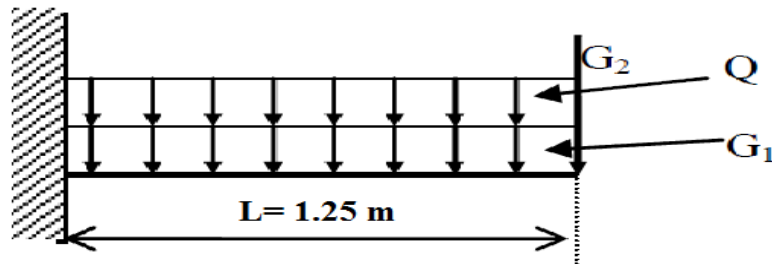


Figure (III.2.1) : Schéma statique du balcon.

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

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

$$e \geq \frac{125}{10} e = 1.25 \text{ m on prend } e = 15 \text{ cm}$$

### III.2.1.2) 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
		<i>Poids totale</i>	G=5.32

Tableau (III.3.1) : 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.3.2) : Les charges concentrées revenant au balcon.

## c) Surcharge d'exploitations :

$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$  (DTR B.C.2.2) (surcharge du balcon) .

## Combinaison de charges :

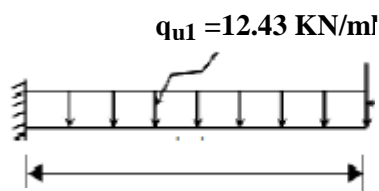
L'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dalle: } q_{u1} = (1.35 \times 5.32 + 1.5 \times 3.5) = 12.43 \text{ KN/ml} \\ \text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times 1.62 \times 1 = 2.19 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

L'ELS :  $q_s = G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dalle : } q_{s1} = 5.32 + 3.5 = 8.82 \text{ KN/ ml} \\ \text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.62 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

## III.2.1.3) calcul à l'ELU :



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

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} L^2 = \frac{12.43}{2} \times 1.25^2 = 9.71 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot L = 2.19 \times 1.25 = 2.74 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :  $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 9.71 + 2.74 = 12.45 \text{ KN.m}$ .

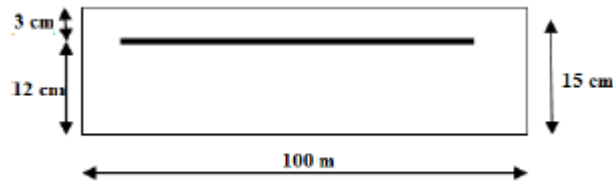
Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12.43 \times 1.25 + 2.19 = 17.73 \text{ KN.}$$

III.3.1.4) Ferrailage en flexion simple :

➤ Armature principale :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.45 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.061 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$



$$\mu = 0.06 \longrightarrow \beta = 0.969$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$A_s =$

$$\frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.45 \times 10^3}{0.969 \times 12 \times 348} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 12 = 4.52 cm<sup>2</sup> Avec :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ .

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_r = 4 \text{ HA} 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

III.2.1.5) Vérification des efforts :

1) Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 - 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

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

On

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

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} \text{ Avec : } \Sigma U_i \text{ : sommes des périmètres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.08 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{17.73 \times 10}{0.9 \times 12 \times 15.08} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Avec :  $\bar{\tau}_u = \left[ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$  (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.73 \times 10}{100 \times 12} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Armatures principale :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Armature secondaire :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**III.2.1.4) vérification à l'ELS :**

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

❖ **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left( \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left( \frac{8.82 \times 1.25^2}{2} + 1.62 \times 1.25 \right) = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8.92 \text{ KN.m}$$

❖ **Détermination d'armatures :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} .$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} .$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{8.92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201.63} = 0.0031 \quad \beta_1 = 0.909 \rightarrow k_1 = 39.9$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{8.92 \times 10^3}{0.909 \times 12 \times 201.63} = 4.06 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4HA 12 = 4.52 cm<sup>2</sup> Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> Avec :  $\rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ .

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

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

$$\rho_1 = 0.342 \longrightarrow k_1 = 39.95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_{st}}{k_1} = \frac{201.63}{39.95} = 5.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{S. S. A}$$

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

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

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.37 \rightarrow \beta_1 = 0.905$$

$$\text{Alors : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.92 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 182 \text{ cm}^2 .$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissurations.}$$

**Vérification de la flèche :**

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \frac{15}{125} = 0.12 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{15}{125} = 0.12 > \frac{8.92}{10 \times 8.92} = 0.1 \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.004 < 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.3) 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.3.1) Étude et ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE520 ( $\Phi \leq 6\text{mm}$ ), avec une limite d'élasticité  $f_e = 520\text{ MPa}$ . Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91**. ■ 20cm (5par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

■ 33cm (3par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m l}] \geq 200 / f_e. \quad \text{Lorsque } L \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m l}] \geq 4L / f_e. \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm.}$$

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

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

$$A_{\parallel} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{Dans notre cas : } L = 65\text{ cm soit : } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm.}$$

Application numérique :**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

Selon le tableau des armatures, nous adoptons **TSde 6Φ5** avec un espacement  $e_s = 15\text{cm}$ .

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

**b) Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

Nous adopterons la même section que précédemment, soit :  $A_{\parallel} = 6T5 = 1.18\text{ cm}^2$ , avec  $e_s = 15\text{cm}$

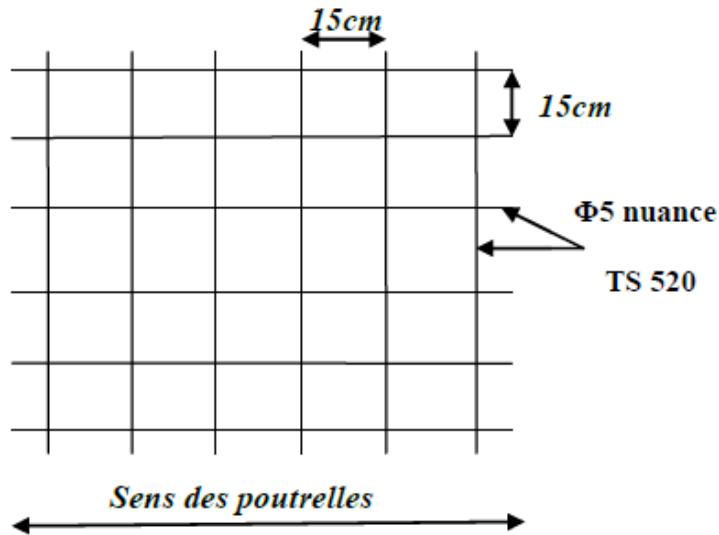


Figure (III.3.1) : Treillis soudés Φ5(15 × 15)

III.3.2)

**Calcul des poutrelles :**

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

III.3.2.1)

**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.

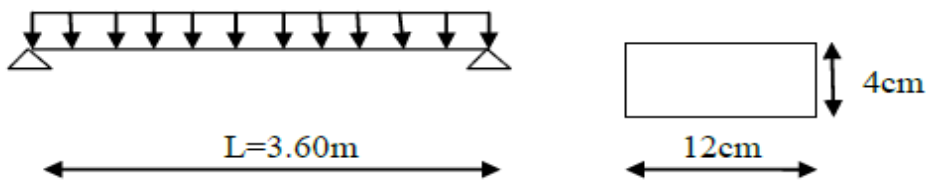


Figure (III.3.2) : schéma statique de la poutrelle

III.3.2.2)

**Evaluation des charges :**

a)

**charges permanentes :**

$$G = \begin{cases} \text{poids propre de la poutrelle:} & 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN /ml} \\ \text{poids de corps creux KN ml:} & 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN /ml} \end{cases}$$

**b) surcharge :**

Surcharge due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1/3.60 = 0.28 \text{ KN/ml}$

**III.3.2.3) Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times (1 \times 0.28) = 1.42 \text{ KN/ml}$$

**III.3.2.4) Calcul des efforts internes max :**

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

$$M_0 = \frac{q_0 \times l^2}{8} = \frac{1.42 \times 3.65^2}{8} = 2.36 \text{ KNm} \quad M_0 = 2.36 \text{ KNm}$$

**b) L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.42 \times 3.65}{2} = 2.59 \text{ KN} \quad T_u = 2.59 \text{ KN}$$

**III.3.2.5) Calcul des armatures :**

Les armatures sont données par la formule suivante :  $\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bc}}$

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  $\mu_l = 0,392$ .  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \mu > \mu_l \text{ section doublement armée.} \\ \text{Si } \mu < \mu_l \text{ section simplement armée.} \end{array} \right.$

**A.N :**

$$\mu = \frac{2.36 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 3.46 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

**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.3.2.6) 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.

**III.3.2.7) Les dimensions de la section en T :**

$b=65\text{cm}$ , distance entre axes de deux poutrelle.  
 $h = (16+4)$ , 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.

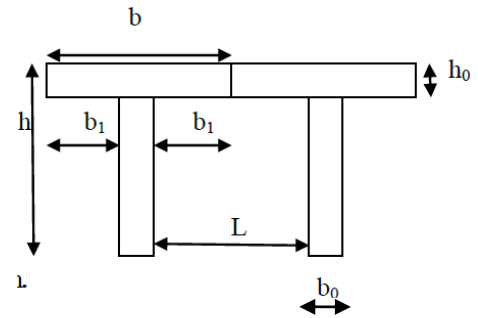


Figure (III.3.3) :section en T

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

**1) 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.

- **Méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments entravés 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.

- **Les conditions d'application :**

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

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

On a:  $2G = 2 \times 5.14 = 10.28\text{KN}$        $Q \leq \max (10.28\text{KN}, 5\text{KN})$       **(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.

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

On a :  $\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.10}{3.30} = 0.94$ ;  $\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.30}{3.65} = 0.9$ ;  $\frac{L_3}{L_4} = \frac{3.65}{3.30} = 1.1$ ;  $\frac{L_4}{L_5} = \frac{3.30}{3.35} = 0.98$ ;  $\frac{L_5}{L_6} = \frac{3.35}{3.30} = 1.01$ ;

$L_6/L_7 = 3.30/3.10 = 1.06$       **(Condition vérifiée).**

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

b)

**Exposé de la méthode :**

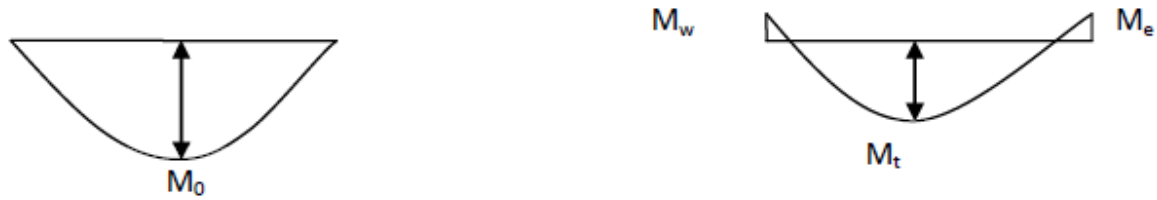


Figure (III.3.4): Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

■ 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 : L

: longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie.

■  $M_w$  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 :

$$M_t \geq$$

$$-\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$\text{Et } \begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{cases}$$

Le moment maximal sur chaque appui est en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

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

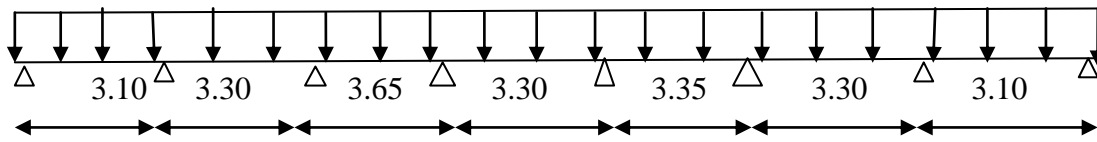
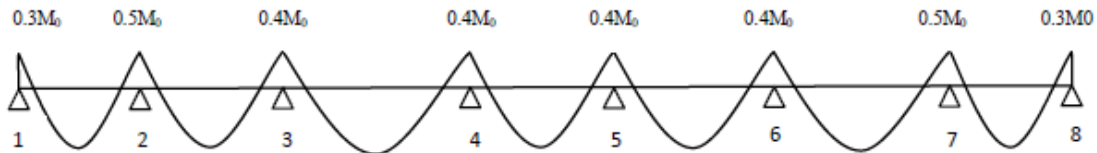


Figure (III.3.5): schéma statique de la poutrelle.



Figure

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

**c)Application de la méthode :**

**Calcul du rapport de charge  $\alpha$ :**

$$\alpha = Q/(G + Q) = 5/(5.14 + 5) = 0.49.$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.49) = 1.15 \\ \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = [1 + (0.3 \times 0.49)]/2 = 0.57 \\ (1.2 + 0.3\alpha)/2 = [1.2 + (0.3 \times 0.49)]/2 = 0.67 \end{cases}$$

**Calcul des combinaisons de charge :**

L'ELU:  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.14 + 1.5 \times 5 = 14.44 \text{ KN/ml}$   
 $G + Q = 5.14 + 5 = 10.14 \text{ KN/ml}$

L'ELS:  $q_s =$

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

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

$$M_{012} = M_{078} = 14.44 \times [3.10^2/8] = 17.35 \text{ KNm}$$

$$M_{023} = M_{045} = M_{067} = 14.44 \times [3.30^2/8] = 19.66 \text{ KNm}$$

$$M_{034} = 14.44 \times [3.65^2/8] = 24.05 \text{ KNm}$$

$$M_{056} = 14.44 \times [3.35^2/8] = 20.26 \text{ KNm}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.3M_{012} = 0.3 \times 17.35 = 5.20KNm . & M_2 &= \\
 0.5max(M_{012}; M_{023}) &= 0.5 \times 19.66 = 9.83KNm. & M_3 &= \\
 0.4max(M_{023}; M_{034}) &= 0.4 \times 24.05 = 9.62KNm . & & \\
 \\ 
 M_4 &= 0.4max(M_{034}; M_{045}) = 0.4 \times 24.05 = 9.62KNm . & M_5 &= \\
 0.4max(M_{045}; M_{056}) &= 0.4 \times 20.26 = 8.10KNm . & M_6 &= \\
 0.4max(M_{056}; M_{067}) &= 0.4 \times 20.26 = 8.10KNm . & M_7 &= \\
 0.5max(M_{067}; M_{078}) &= 0.5 \times 19.66 = 9.83KNm . & M_8 &= 0.3M_{078} = \\
 0.3 \times 17.35 &= 5.20KNm. & & 
 \end{aligned}$$

• Calcul des moments en Travées :

**Travée1-2 : travée de rive**

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_t &\geq \frac{-(9.83+5.20)}{2} + max[(1.05 \times 17.35), (1.15 \times 17.35)] = 12.44KNm \\
 M_t &\geq 0.67 \times 17.35 = 11.62KNm
 \end{aligned} \right.$$

Soit:  $M_{t12}=12.44KNm$ .

**Travée2-3 : travée intermédiaire:**

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_t &\geq \frac{-(9.62 + 9.83)}{2} + max[(1.05 \times 19.66), (1.15 \times 19.66)] = 12.89KNm \\
 M_t &\geq 0.57 \times 19.66 = 11.21KNm
 \end{aligned} \right.$$

Soit:  $M_{t23}=12.89KNm$ .

**Travée3-4 : travée intermédiaire:**

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_t &\geq \frac{-(9.62 + 9.62)}{2} + max[(1.05 \times 24.05), (1.15 \times 24.05)] = 18.04KNm \\
 M_t &\geq 0.57 \times 24.05 = 13.71KNm
 \end{aligned} \right.$$

Soit:  $M_{t34}=18.04KNm$ .

**Travée4-5 : travée intermédiaire:**

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_t &\geq \frac{-(8.10 + 9.62)}{2} + max[(1.05 \times 19.66), (1.15 \times 19.66)] = 13.75KNm \\
 M_t &\geq 0.57 \times 19.66 = 11.21KNm
 \end{aligned} \right.$$

Soit:  $M_{t45}=13.75KNm$

**Travée5-6 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(8.10 + 8.10)}{2} + \max[(1.05 \times 20.26), (1.15 \times 20.26)] = 15.2 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 20.26 = 11.55 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{t56} = 15.2 \text{KNm}$

**Travée 6-7 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(9.83 + 8.10)}{2} + \max[(1.05 \times 19.66), (1.15 \times 19.66)] = 13.65 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 19.66 = 11.21 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{t67} = 13.65 \text{KNm}$

**Travée 7-8 : travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(5.20 + 9.83)}{2} + \max[(1.05 \times 17.35), (1.15 \times 17.35)] = 12.44 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 17.35 = 11.62 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{t78} = 12.44 \text{KNm}$

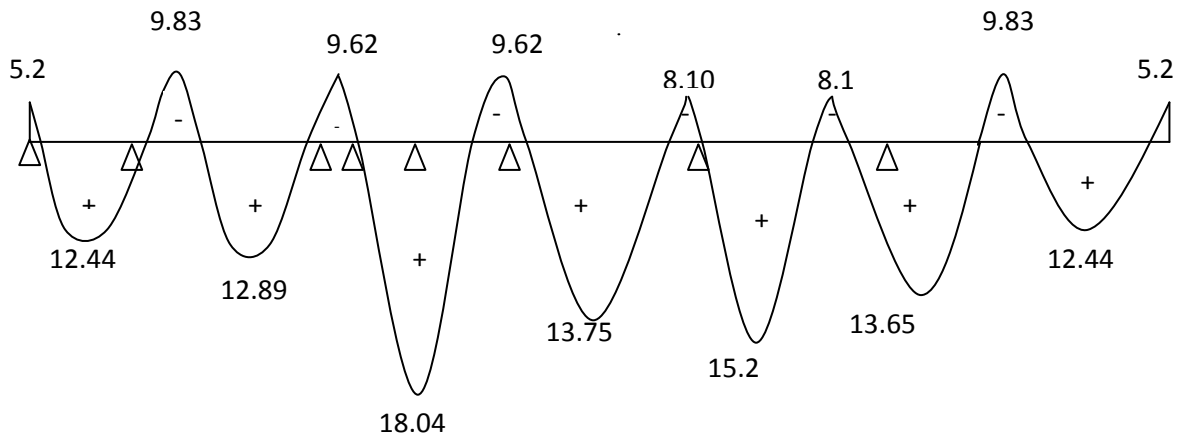


Figure (III.3.7): Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KNm.

**b) Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ avec } \theta(x=0) = + \frac{q_u \times L_i}{2} \text{ et } \theta(x=L_i) = - \frac{q_u \times L_{i+1}}{2}$$

$T(x)$  : effort tranchant sur appui,  $\theta(x)$  : 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 :**

$$\text{Travée (1-2)} : \begin{cases} T_1 = \frac{14.44 \times 3.10}{2} + \frac{-9.83 + 5.20}{3.10} = 20.89 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{14.44 \times 3.10}{2} + \frac{-9.83 + 5.20}{3.10} = -23.87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} T_2 = \frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-9.62 + 9.83}{3.30} = 23.87 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-9.62 + 9.83}{3.30} = -23.76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} T_3 = \frac{14.44 \times 3.65}{2} + \frac{-9.62 + 9.62}{3.65} = 26.35 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{14.44 \times 3.65}{2} + \frac{-9.62 + 9.62}{3.65} = -26.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4-5)} : \begin{cases} T_4 = \frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-8.10 + 9.62}{3.30} = 24.29 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-8.10 + 9.62}{3.30} = -23.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5-6)} : \begin{cases} T_5 = \frac{14.44 \times 3.35}{2} + \frac{-8.10 + 8.10}{3.35} = 24.19 \text{ KN} \\ T_6 = -\frac{14.44 \times 3.35}{2} + \frac{-8.10 + 8.10}{3.35} = -24.19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6-7)} : \begin{cases} T_6 = \frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-9.83 + 8.10}{3.30} = 23.31 \text{ KN} \\ T_7 = -\frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-9.83 + 8.10}{3.30} = -24.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (7-8)} : \begin{cases} T_7 = \frac{14.44 \times 3.10}{2} + \frac{-5.2 + 9.83}{3.10} = 23.87 \text{ KN} \\ T_8 = -\frac{14.44 \times 3.10}{2} + \frac{-5.2 + 9.83}{3.10} = -20.89 \text{ KN} \end{cases}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suite :

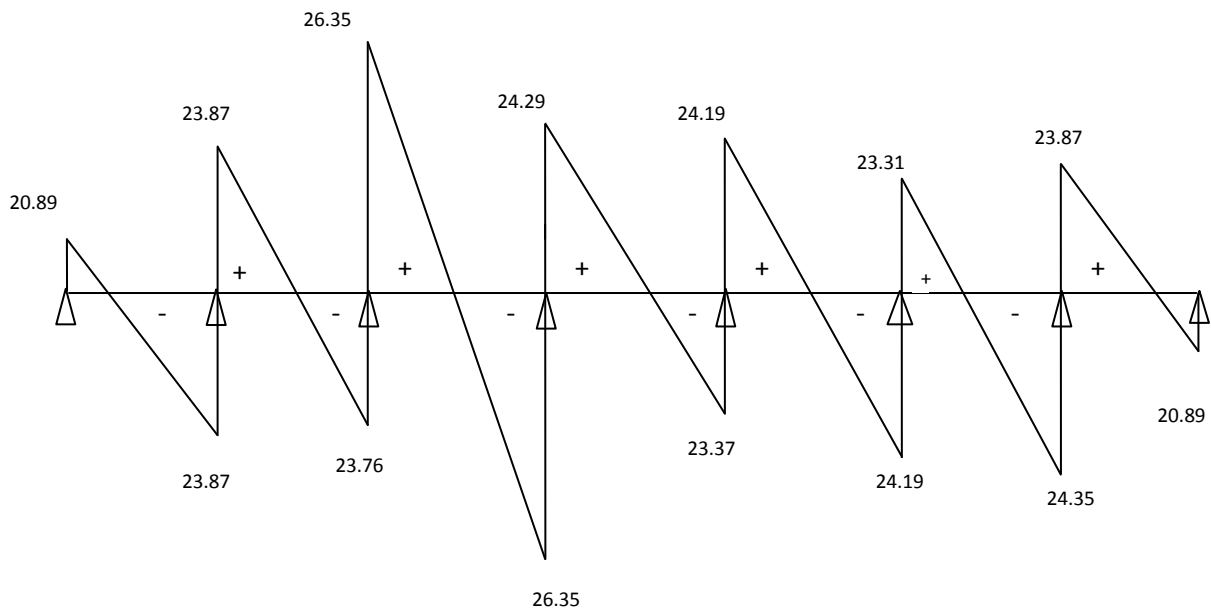


Figure (III.3.8):Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

**c) Ferrailage de la Poutrelle à L'ELU :**

Le ferrailage se fera en considérant les moments maximaux:

$$\text{En travée : } M_t^{max} = 18.04 \text{ KN m.}$$

$$\text{Sur appui : } M_a^{max} = 9.83 \text{ KN m.}$$

**a) Calcul des armatures longitudinales:****En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression est:

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN m}$$

$M_t = 59.07 > M_t^{max} = 18.04 \text{ KN m} \rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (b x h) = (65 x 20) cm.

**Calcul de  $\mu_u$ :**

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18.04 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.06 \beta \Rightarrow \left[ \text{---} \right]$$

$$\mu_u = 0,06 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.04 \times 10^3}{0.969 \times 18 \times 348} = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.97 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml} = 3.05 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**Aux appuis :**

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera nos calcul pour, une section rectangulaire (b x h) = (12 x 20) cm soumise au moment max.

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{9.83 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.178 \beta \Rightarrow \left[ \text{---} \right]$$

$$\mu_u = 0,178 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.83 \times 10^3}{0.901 \times 18 \times 348} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 1.74 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml} = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**d) Vérifications à L'ELU:****■ Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99).****En travées :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 3.05 \text{cm}^2 \\ A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2 \end{cases} A_{\min} < A_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_{\min} \geq 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 1.92 \text{cm}^2 \\ A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 \end{cases} A_{\min} < A_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i} \text{ Avec } \tau_u = \frac{26.35 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times (2 \times 3.14) \times 10} = 2.59 \text{MPa}$$

avec :  $\Psi = 1.5$  pour les aciers HA.  $\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

Donc  $\tau_u = 2.59 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_{\max} = 26.35 \text{KN.}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5 \text{MPa}\right\} = \{3.33; 5\}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} = \frac{26.35 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.22 \text{MPa}$$

$\tau_u = 1.22 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

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

Lediamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} \rightarrow \phi \leq \min\left\{\frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10}\right\} \rightarrow \phi \leq \min\{0.57; 1.2; 1.2\} = 0.57 \text{cm.}$$

On choisit un cadre 2  $\phi 6$  avec :  $A_t = 2RL6 = 0.67 \text{cm}^2$ . Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 6$

**L'espaceur des cadres**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = \min(0.9 \times 18, 40) = 16.2 \text{cm}$$

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

$$S_t = \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} = 47.5 \text{cm.}$$

Soit un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

**■Ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont encrées sur une longueur

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}} \text{ avec } l_s : \text{longueur de scellement droit.}$$

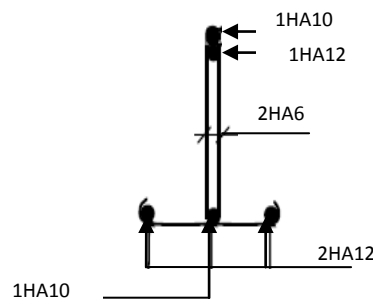
$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \cdot 400}{4 \cdot 2.84} = 42.25 \text{ cm.}$$

Les

règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

$$l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm.}$$



Figure(III.3.9) : Plan de ferrailage de la poutrelle

Calcul à

L'ELS :

$$q_s = 10.14 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments fléchissant :

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

$$M_{012} = M_{078} = 10.14 \times [(3.10)^2 / 8] = 12.18 \text{ KNm.}$$

$$M_{023} = M_{045} = M_{067} = 10.14 \times [(3.30)^2 / 8] = 13.8 \text{ KNm.}$$

$$M_{034} = 10.14 \times [(3.65)^2 / 8] = 16.87 \text{ KNm.}$$

$$M_{056} = 10.14 \times [(3.35)^2 / 8] = 14.22 \text{ KNm.}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 0.3 \times 12.18 = 3.65 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{012}, M_{023}) = 0.5 \times 13.8 = 6.9 \text{ KN m}$$

$$M_3 = 0.4 \max(M_{023}, M_{034}) = 0.4 \times 16.87 = 6.75 \text{ KN m}$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{034}, M_{045}) = 0.4 \times 16.87 = 6.75 \text{ KN m}$$

$$M_5 = 0.4 \max(M_{045}, M_{056}) = 0.4 \times 14.22 = 5.67 \text{KN m}$$

$$M_6 = 0.4 \max(M_{056}, M_{067}) = 0.4 \times 14.22 = 5.67 \text{KN m}$$

$$M_7 = 0.5 \max(M_{067}, M_{078}) = 0.5 \times 13.8 = 6.9 \text{KN m}$$

$$M_8 = 0.3 M_{078} = 0.3 \times 12.18 = 3.65 \text{KNm}$$

**Moments en Travées :**

*Travée 1-2 :*

travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(6.9+3.65)}{2} + \max[(1.05 \times 12.18), (1.15 \times 12.18)] = 8.73 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 12.18 = 8.16 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{12} = 8.73 \text{KNm}$ .

**Travée 2-3 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(6.75 + 6.9)}{2} + \max[(1.05 \times 13.8), (1.15 \times 13.8)] = 9.05 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 13.8 = 7.87 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{23} = 9.05 \text{KNm}$ .

**Travée 3-4 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(6.75 + 6.75)}{2} + \max[(1.05 \times 16.87), (1.15 \times 16.87)] = 12.65 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 16.87 = 9.62 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{34} = 12.65 \text{KNm}$ .

**Travée 4-5 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(5.67 + 6.75)}{2} + \max[(1.05 \times 13.8), (1.15 \times 13.8)] = 9.66 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 13.8 = 7.87 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{45} = 9.66 \text{KNm}$

**Travée 5-6 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(5.67 + 5.67)}{2} + \max[(1.05 \times 14.22), (1.15 \times 14.22)] = 10.68 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 14.22 = 8.11 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{56} = 10.68 \text{KNm}$

**Travée 6-7 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(6.9 + 5.67)}{2} + \max[(1.05 \times 16.43), (1.15 \times 16.43)] = 12.61 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.57 \times 16.43 = 9.37 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{t67} = 12.61 \text{KNm}$

**Travée 7-8 : travée intermédiaire:**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{-(6.75 + 6.9)}{2} + \max[(1.05 \times 12.18), (1.15 \times 12.18)] = 7.18 \text{KNm} \\ M_t \geq 0.67 \times 12.18 = 8.16 \text{KNm} \end{cases}$$

Soit:  $M_{t78} = 8.16 \text{KNm}$

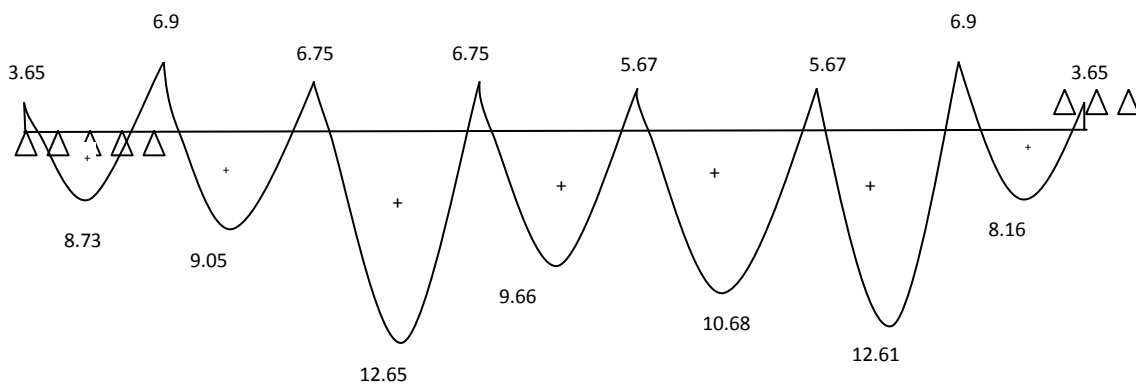


Figure (III.3.10): Diagramme des moments fléchissants à l'ELS en KNm.

**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 :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ .

**En**

**travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_{st} = 3.05 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.05}{65 \times 18} = 0.26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ k_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d k_1 A_{st}} = \frac{12.65 \times 10^6}{0.919 \times 180 \times 235 \times 46.73} = 6.96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.96 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

**Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_{sa} = 1\text{HA}10 \text{ et } 1\text{HA}12 = 1.92 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{sa}}{b_0d} = \frac{100 \times 1.92}{12 \times 18} = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.867 \\ k_1 = 22.59 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d k_1 A_{sa}} = \frac{6.9 \times 10^6}{0.867 \times 180 \times 22.59 \times 1.92} = 10.19 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 10.19 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

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

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases} \quad \text{Avec}$$

:

h : hauteur de la section droite,

L : longueur de la travée entre nus d'appuis,

d: hauteur utile de la section droite,

b0 : longueur de la nervure,

M0 : moment fléchissant maximum de la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres,

Mt : moment fléchissant maximum en travée.

**APPLICATION :**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0.05 > \frac{1}{22.5} =$$

**0.04** Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0.05 < \frac{12.65}{15 \times 2.36} = 0.35$$

Condition non vérifiée.

$$\frac{A_s}{b_0d} = \frac{3.05}{12 \times 18} = 0.014 > \frac{3.6}{f_e} =$$

$$\frac{3.6}{400} = 0.009$$

Condition non vérifiée.

La 2ème et la 3ème conditions ne sont

pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

**Vérification de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

:

On doit vérifier que :

$$F_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = 7.3 mm$$

$$\text{avec } \begin{cases} I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} \\ E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87 MPa \end{cases} \quad \text{Aire}$$

de la section homogénéisée :

$B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$   
 $12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.05 = 497.75 \text{ cm}^2$   
 du béton.  
 d'armature tendue.

$B_0 =$   
 $B_0 =$

$B_0$ : section

$A_{st}$ : section

**Moment statique**

de section homogénéisée par rapport à XX :

$(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$   
 $(65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.05 \times 18 = 3647.5 \text{ cm}^3$   
 7.33 cm  
 7.33 = 12.67 cm.

$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} +$

$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} +$

$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3647.5}{497.75} =$

$V_2 = (h - V_1) = 20 -$

$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) +$

$I_0 = \frac{12}{3} (7.33^3 + 12.67^3) +$

$(b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$

$(65 - 12) 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.33 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.05 \times (12.67 - 2)^2 . I_0 = 21224.41 \text{ cm}^2$  (Moment

d'inertie de la section homogénéisée).

$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.052}{12 \times 18} = 0.014 \rightarrow \beta_1 =$

0.979.

La contrainte dans les aciers tendus est :

$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{12.65 \times 10^6}{0.979 \times 180 \times 305} = 235.36 \text{ MPa}$

Calcul des coefficients :

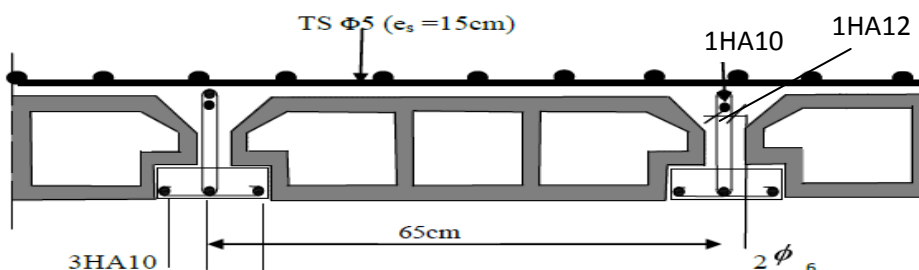
$\lambda_v = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.014 \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 2.94$

$\mu = \max \left[ 0; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right] = \max \left[ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 235.36 + 2.1} \right] = 0.76$

$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 21224.41}{1 + 0.76 \times 2.94} = 7218.29 \text{ cm}^4.$

**Donc :**  $F_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{12.65 \times 10^2 \times 365^2}{10 \times 10818.87 \times 7218.29} = 0.22 \text{ cm}$

$F_v = 2.2 \text{ cm} < 7.3 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.



2HA12      |      1HA10

Fig.(III.3.11):Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

**III.4) La dalle pleine de la salle machine :**

Notre immeuble comporte une cage d’ascenseur muni d’une dalle pleine de dimension (2.00x1.70) m<sup>2</sup> repose sur quatre appuis.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La vitesse d’entraînement V= 1 m/s

**III.4.1) Calcul de la dalle 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×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 au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément repartie. L’épaisseur de la dalle est de 15cm (chapitre II).

**III.4.1.1) Dimensionnement :**

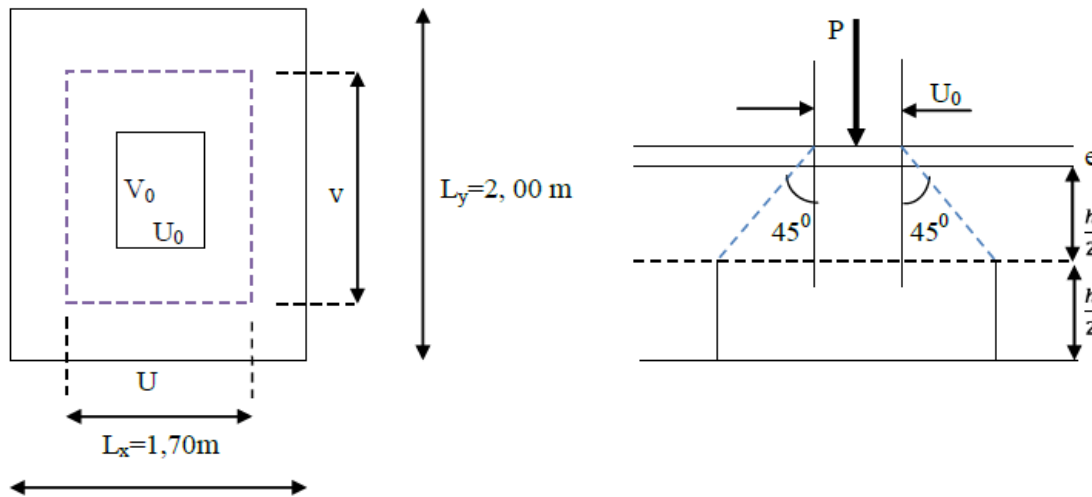


Figure III.4.1 :schéma statique de la salle machine

**On a :**      
$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \text{ avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{ revêtement de la dalle } (e = 4\text{cm}) \\ V = V_0 + 2e + h_t U_0 = 1.50 \text{ m} ; V_0 = 1.60 \text{ m} \end{cases}$$

Les cotés U<sub>0</sub> et V<sub>0</sub> sont supposés parallèles respectivement à L<sub>x</sub> et L<sub>y</sub>

D’où :

$$\begin{cases} U = 150 + 8 + 15 = 173\text{cm} \\ V = 160 + 8 + 15 = 183\text{cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{2.00} = 0.85 ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

### III.4.1.2) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

$\nu$  : coefficient de poisson ;

À l'ELU :  $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.73}{1.70} = 1.01 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.83}{2.00} = 0.9$$

Du

tableau on a : ( $M_1 = 0,049$  ;  $M_2 = 0,029$ )

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 90 \times 0,049 = 5,953 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 90 \times 0,029 = 3,523 \text{ KN.m}$$

### III.4.1.3) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules

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

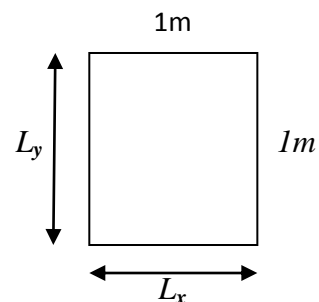
$$\text{On a : } \rho = 0.85 ; \quad \implies \quad \mu_x = 0.0509 \quad ; \quad \mu_y = 0.685$$

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  $1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0509 \times 6.5625 \times 1.70^2 = 0.965 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.685 \times 0.965 = 0.661 \text{ KN.m} \end{cases}$$



### III.4.1.4) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.953 + 0.965 = 6.918 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.523 + 0.661 = 4.184 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

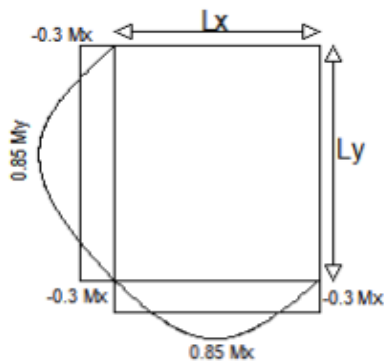
### III.4.1.5) Correction des moments:

En travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,918 = 5,880 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,184 = 3,556 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 6,918 = -2,075 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 4,184 = -1,255 \text{ KN.m} \end{cases}$$



les moments dans les deux sens lx et ly

**III.4.1.6) Ferrailage de la dalle :**

Dans le sens x-x :

En travée :

$$\mu = \frac{5,88 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,028 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où } \beta = 0,986 \quad A_{st} =$$

$$\frac{5,88 \times 10^3}{0,986 \times 12 \times 384} = 1,294 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit}$$

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

appuis :

$$\frac{2,075 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,010 < 0,392 \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où } \beta = 0,995 \quad A_{st} =$$

$$\frac{2,075 \times 10^3}{0,995 \times 12 \times 384} = 0,452 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit}$$

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

le sens y-y :

travée :

$$\mu = \frac{3,556 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,016 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où } \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{3,556 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 384} = 0,85 \text{ cm}^2$$

1)

Aux

$\mu =$

$A_{st} =$

Soit

2) Dans

En

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

*appuis :*

$$\frac{1,255 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,006 < 0,392 \quad \text{S.S.A d'où } \beta = 0,997$$

$$\frac{1,255 \times 10^3}{0,997 \times 12 \times 384} = 0,30\text{ cm}^2$$

$\eta =$

$A_{st} =$

Soit 4HA8 ( $A_s=2$

,01cm<sup>2</sup>) avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$ .

### III.4.1.7) Vérification à L'ELU :

#### a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

*Sens x-x :*

$$b \times h \times \omega_0 \frac{3-p}{2} = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} \left( \frac{3-0,85}{2} \right) = 1,29\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{cm}^2 \geq A_x \quad \implies \text{condition vérifiée.}$$

$A_x \geq$

$A_{st} = 2,01$

*Sens y-y :*

$$A_y \geq b \times h \times \omega_0 = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,20\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} = 2,01\text{ cm}^2 \geq A_y \quad \implies \text{condition vérifiée.}$$

#### b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(3h, 33)$

On a dans la même direction  $S_t = 25\text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \implies \text{condition vérifiée.} \\ S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \implies \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

#### Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$ : charge de calcul à L'ELU

$h_t$ : épaisseur totale de la dalle

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

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1,73+1,83) = 7,12$$

$$6,5625 \leq 0,045 \times 7,12 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 801\text{ KN/ml}$$

$\implies$  condition

vérifiée. **d)**

#### Vérification des contraintes tangentielles :

**c)**

$q_u \leq$

$q_u =$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a  $U < V$ , alors :

\*Sens x-x :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1,83 \times 1,73} = 16,69 \text{ KN}$$

$$\text{*Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1,83} = 16,39 \text{ KN}$$

Ainsi on aura :  $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{16,69 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,139 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 3) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \implies \text{Condition est vérifiée.}$$

III.4.1.8)

Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

À l'ELS:  $v = 0,2$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,73}{1,70} = 1,01 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,83}{2,00} = 0,9$$

Du tableau

on a : ( $M_1 = 0,049$  ;  $M_2 = 0,029$ )

$$M_{x1} = 90(0,049 + 0,2 \times 0,029) = 4,932 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = 90(0,2 \times 0,049 + 0,029) = 3,492 \text{ KN.m.}$$

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

$$: \rho = 0,85 \quad \mu_x = 0,0579 \quad ; \quad \mu_y = 0,778$$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0579 \times 4,75 \times 1,70^2 = 0,794 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,778 \times 0,794 = 0,617 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = 4,932 + 0,794 = 5,726 \text{ KN.m} \\ M_y = 3,492 + 0,617 = 4,109 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Ferrailage de la

dalle :

1) Dans le sens x-

x :

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura donc :  
travée :

■ En

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 5,726 = 4,867 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4,867 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00084 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,910 \quad A_s =$$

$$\frac{4,867 \times 10^3}{0,910 \times 12 \times 400} = 1,11 \text{ cm}^2$$

■ **Surappuis:**

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 5,726 = -1,717 \text{ KN.m} \quad \mu_s =$$

$$\frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,717 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00029 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,930$$

$$A_s = \frac{1,717 \times 10^3}{0,930 \times 12 \times 400} = 0,384 \text{ cm}^2$$

2) Dans le sens y-y :

■ **En**

travée :

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,109 = 3,492 \text{ KN.m} \quad \mu_s =$$

$$\frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,492 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00061 \quad \beta_1 = 0,917 \quad A_s = \frac{3,492 \times 10^3}{0,917 \times 12 \times 400} =$$

$$0,79 \text{ cm}^2$$

■ **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 4,109 = -1,232 \text{ KN.m} \quad \mu_s =$$

$$\frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,232 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00021 \quad \beta_1 = 0,934 \quad A_s =$$

$$\frac{1,232 \times 10^3}{0,934 \times 12 \times 400} = 0,274 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.4.1.9)

**Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

1)

**Sens x-x :**

■ **En travée :**

$$M_s = 4,867 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} =$$

$$\frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \quad k_1 = 59,91 \cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,867 \times 10^6}{0,910 \times 120 \times 2,01 \times 100} =$$

$$221,73 \text{ MPa} \quad k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{59,91} = 0,0166$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 221,73 \times 0,0166 = 3,68 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} =$$

■ **Aux**

**appuis :**



$$\begin{aligned}
 & ; \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \\
 & k_1 = 59,91 \\
 & \frac{1,717 \times 10^6}{0,910 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 78,22 \text{ MPa} \\
 & 78,22 \times 0,0166 = 1,29 \text{ MPa} \\
 & 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Condition vérifiée. 2) Sens y-y :

$$\begin{aligned}
 M_s &= - 1.717 \text{ KN.m} \\
 \rho_1 &= 0,1675 \\
 \sigma_{st} &= \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \\
 \sigma_{bc} &= \sigma_{st} \times k = \\
 \sigma_{bc} &< \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} =
 \end{aligned}$$

■ En travée :

$$\begin{aligned}
 & 3.492 \text{ KN.m} ; \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \\
 & \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \quad \Rightarrow k_1 = 59,91 \\
 & \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,492 \times 10^6}{0,917 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 157,88 \text{ MPa} \\
 & \sigma_{st} \times k = 157,88 \times 0,0166 = 2,62 \text{ MPa} \\
 & 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Condition vérifiée.

$$\begin{aligned}
 M_s &= \\
 \rho_1 &= \\
 \sigma_{st} &= \\
 \sigma_{bc} &= \\
 \sigma_{bc} &< \bar{\sigma}_{bc} =
 \end{aligned}$$

■ Aux appuis :

$$\begin{aligned}
 & \text{KN.m} ; \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \\
 & k_1 = 59,91 \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,232 \times 10^6}{0,934 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 54,63 \text{ MPa} \\
 & \sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 54,63 \times 0,0166 = 0,90 \text{ MPa} \\
 & \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_s &= - 1.232 \\
 \rho_1 &= 0,1675
 \end{aligned}$$

Condition

vérifiée.

III.4.1.10) Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8 }$$

condition

vérifiée.

III.4.1.11) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III.4.1.12)

Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

Figure (III.4.2) : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

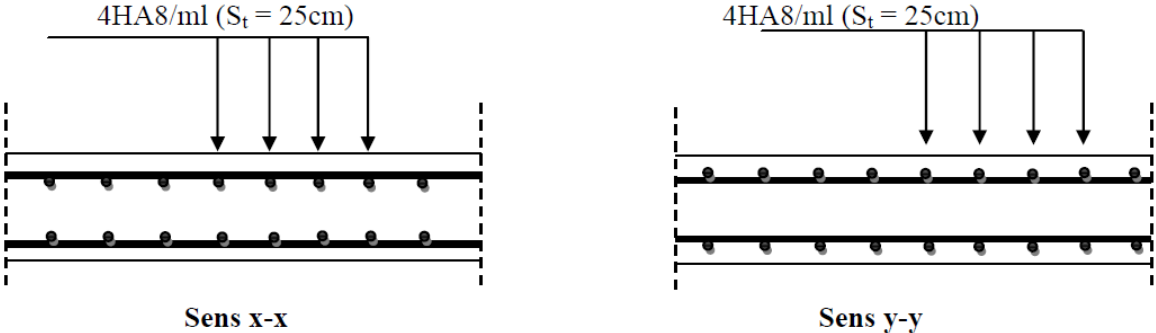


Figure (III.5.2) : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.5) Calcul des escaliers :

1) Calcul de l'escalier sous sol et commerce :

III.5.1) 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 a leurs poids propre et aux surcharges.

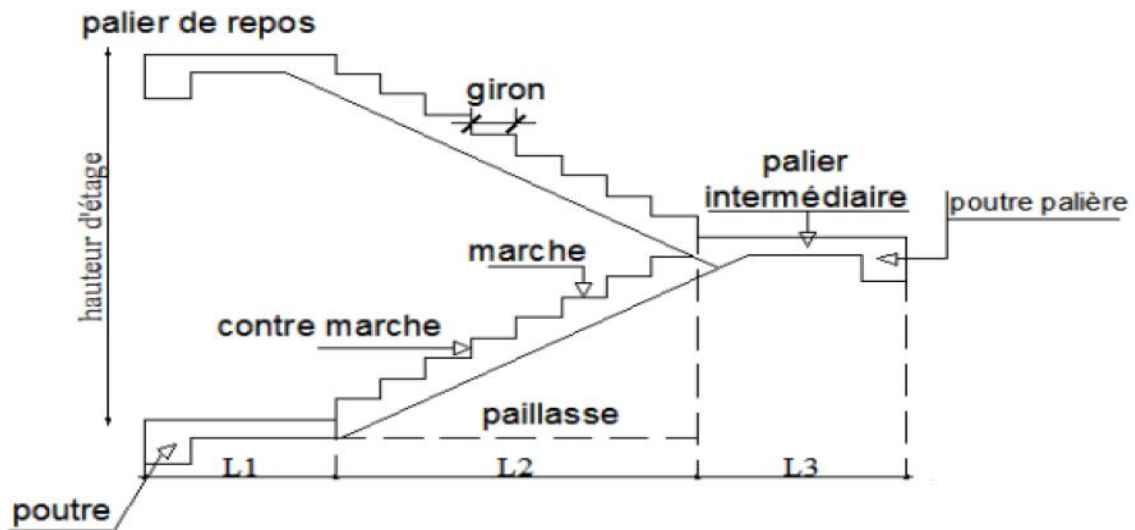


Figure (III.5.1) : Coupe verticale d'un escalier

Avec :

**g** : giron (largeur des marches)

**h** : Hauteur des marches

**E** : Emmarchement

**H** : hauteur de la volée

**e<sub>p</sub>** : Épaisseur de la paillasse et du palier

**L1** : longueur du palier de départ

**L2** : longueur projeté de la volée.

**L3** : longueur du palier d'arrivée.

III.5.2) Pré

dimensionnement :

a) La hauteur et le

giron des marches et contremarches :

*h*: Hauteur de la contremarche : 14

$cm \leq h \leq 17 \text{ cm}$ .

*g*: Giron de la marche :  $28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$ .

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ .

*n* : nombre de contre

marche.

$m = n - 1$  : nombre de marche pour une volée.

$3.06/2 = 1.53m$ . —————> Soit deux volées de 1.53 m de hauteur.

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

Le nombre de contre marche est :  $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches :  $m = n - 1$

$$\frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

**Application**

$$n =$$

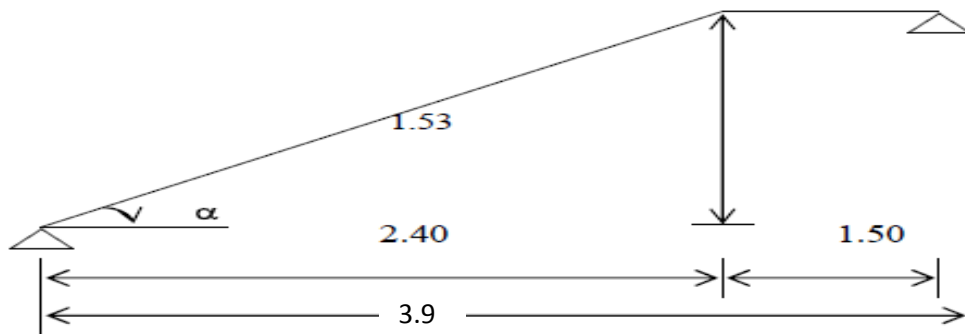
$g = 30\text{ cm}$

$59cm \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66cm$  .....la condition est vérifiée.

L'embranchement est de  $1.55\text{ m} \geq 1.20m$ .....la condition est vérifiée.

La profondeur du palier de repos est :

$l_2 = 1.20 > 1.10$ .....la condition est vérifiée.



Figure(III.5.2) : Schéma statique d'escalier.

**b) 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 vérifiée.

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$tg\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos\alpha} + 150 = 434.62cm$$

Epaisseur de la paillasse :  $\frac{434.62}{30} \leq e_p \leq \frac{434.62}{20}$

$14.48\text{cm} \leq e_p \leq 21.73\text{cm}$  On opte pour :  $e_p = 17\text{cm}$ .

**III.5.3) Détermination des charges et des surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d’emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

**Charges permanentes :**

**1) Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0.17}{\cos 32.52} = 5.04 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche :  $25 \times \frac{0.17}{2} = 2.13 \text{ KN/ml}$ .

$G_{\text{paillasse}} = 7.16 \text{ KN/ml}$ .

- Poids des revêtements
- Carrelage :  $0,02 \times 22 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$ . -Mortier :
- $0,02 \times 22 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$ .
- Poids du garde du corps :  $0,2 \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 0,20 \text{ kN/ml}$ .

2)

**Palier :**

- Poids propre du palier :  $25 \times 0,17 \times 1 \dots\dots\dots = 4,25 \text{ KN/ml}$
- Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) :  $0,44 + 0,44 \dots\dots\dots = 0,88 \text{ KN/ml}$
- La charge totale du palier :  $4,25 + 0,16 \dots\dots\dots = 5,13 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{palier}} = 5.13 \text{ KN/ml}$ .

Poids du mur :  $(0.90 + 0.36 + 0.36) \times (1.53 - 0.20) \dots\dots\dots = 2.15 \text{ KN/ml}$ .

**Surcharge d’exploitation :**

La surcharge d’exploitation des escaliers est :

$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

**III.5.4) combinaison de charge :**

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

$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.16 + 1,5 \times 2.5 = 13.41 \text{ KN/ml}$

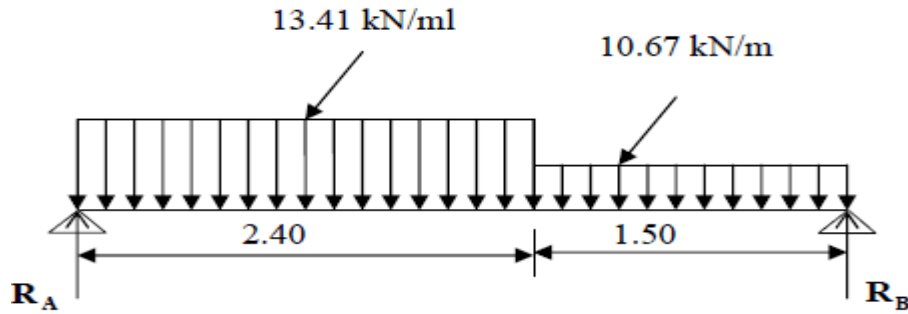
$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 2.5 = 10.67 \text{ KN/ml}$

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

$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 7.16 + 2,5 = 9.66 \text{ KN/ml}$

$q_s \text{ palier} = G + Q = 5,13 + 2,5 = 7,63 \text{ KN/ml}$

- **Efforts internes :**



III.5.4.1. Etat limite ultime :

$$R_A + R_B = 48.19 \text{ KN}$$

$$25.36 \text{ KN}$$

$$22.83 \text{ KN}$$

$$R_A =$$

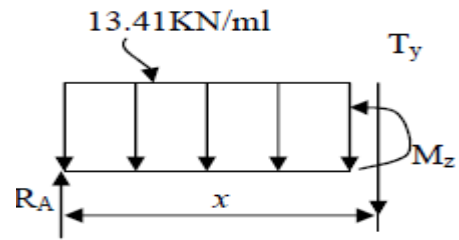
$$R_B =$$

b) Calcul des efforts internes:

tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$-13.41x + 25.36 = \begin{cases} T_y = 25.36 \text{ KN pour } x = 0 \\ T_y = -6.83 \text{ KN pour } x = 2.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -13.41 \frac{x^2}{2} + 25.36x = \begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 22.24 \text{ KN.m pour } x = 2.4 \text{ m} \end{cases}$$



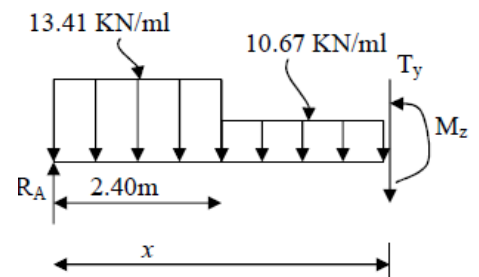
2eme tronçon:  $2.4 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$

$$T_y = -10.67x + 18.78 \begin{cases} T_y = -6.83 \text{ KN pour } x = 2.4 \text{ m} \\ T_y = -22.8 \text{ KN pour } x = 3.9 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 25.36x - (13.41 \times 2.4)(x - 2.4) - 10.67 \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$M_z = -5.34x^2 + 18.78x + 7.89 \rightarrow$$

$$\begin{cases} M_z = 22.24 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x = 2.4 \text{ m} \\ M_z = 0 \rightarrow \text{pour } x = 3.9 \text{ m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 10.67x + 18.78 = 0 \rightarrow x = 1.76 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,76\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = -5,34 (1,76)^2 + 18,78 (1,76) + 7,89$$

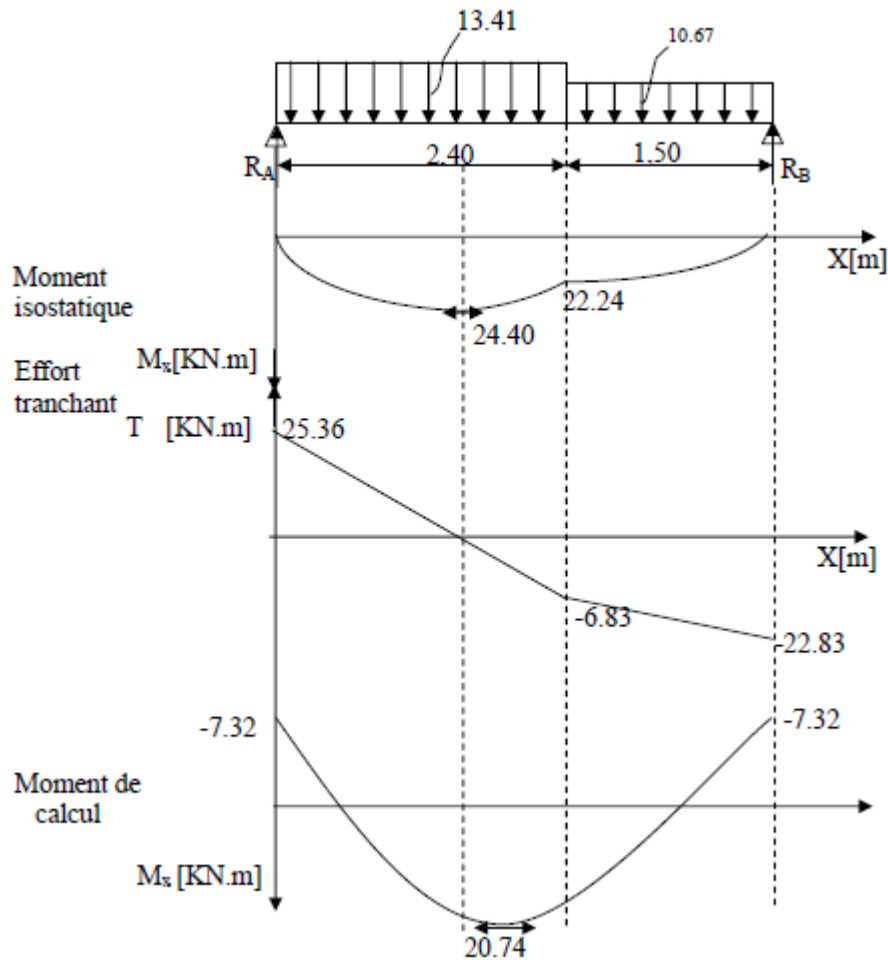
$$M_z^{max} = 24,40 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3M_z^{max} = -7,32 \text{ KN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0,85M_z^{max} = 20,74 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



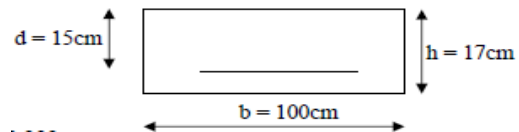
C)

Calcul des armatures :

appuis:

$$M_u = 7,32 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :



$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.32 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_a = 0.022 \beta = 0.989. A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.32 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 384} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 de  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

En travée :

$$M_t = 20,74 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.74 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.064\beta = 0.967. A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.74 \times 10^3}{0.967 \times 13 \times 384} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 de  $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Armatures de répartition :(Ar)**

$$A_r \geq \frac{A_t - \frac{4.10}{4}}{\frac{4}{4}} = 1.025 \text{ cm}^2$$

On

opte pour 4HA8/ml ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification à l'ELU :**

- a) **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

En travées :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$  ..... La condition est vérifiée.

- b) **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travées : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min\{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \text{ condition } \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \min\{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- c) **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :**

$$T_{u \max} = 25.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{34610}{1000 \times 150} = 0.17 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu

préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e)

- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :**

II

faut vérifier que :  $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25360}{0.9 \times 150 \times 188.40} = 0.99 \text{ MPa}$$

**0.99 MPa <  $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$**  condition vérifiée.

$\tau_{se} =$

**armatures aux appuis :**

aux appuis :

$$28 = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0.4 L_s$ .  $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 17 \text{ cm}$ .

**f) Ancrage des**

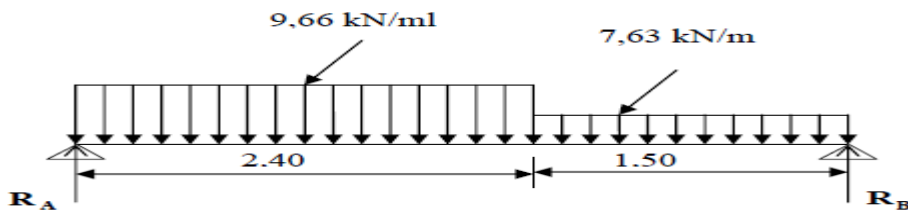
Ancrage des barres

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_t$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur du

**III.5.4.2. Etat limite de service :**



**a) Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 34,63 \text{ KN}$$

$$R_A = 18,25 \text{ KN}$$

$$R_B = 16,37 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

**tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

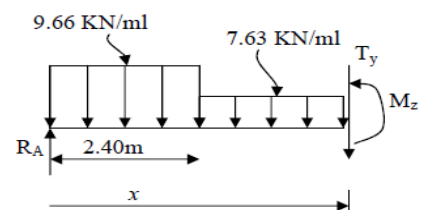
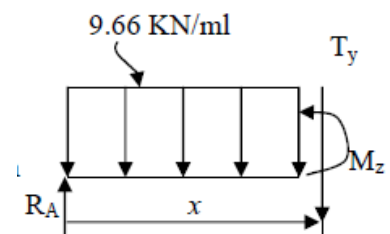
$$T_y = -9.66x + 18.25 \begin{cases} T_y = 18.25 \text{ KN. pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = -4.93 \text{ KN. pr } x = 2.40 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M_z = -9.66 \frac{x^2}{2} + 18.25x \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m pour } x = 0 \\ M_z = 15.98 \text{ KN.m pr } x = 2.40 \text{ m} \end{cases}$$

**2eme tronçon:  $2.4 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$**

$$-7.63x + 13.38 \begin{cases} T_y = -4.93 \text{ KN. pour } x = 2.4 \\ T_y = -16.38 \text{ KN. pr } x = 3.9 \text{ m} \end{cases}$$

**b)**



$$M_z = 18.25x - (9.66 - 2.4) \left(x - \frac{2.4}{2}\right) - 7.63 \frac{(x-2.4)^2}{2} \quad M_z = -3.815x^2 + 13.38x + 5.846$$

$$M_z = 15.98 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 2.4 \text{ m}$$

$$M_z = 0 \quad \text{pr } x = 3.9 \text{ m}$$

$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow -7.63x + 13.38 = 0 \rightarrow x = 1.75\text{m}$   
 moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.75 \text{ m}$

le  
 Donc :

$$M_z^{max} = -3.815 (1.75)^2 + 13.38 (1.75) + 5.846$$

$$M_z^{max} = 17,58 \text{ KN.m}$$

En

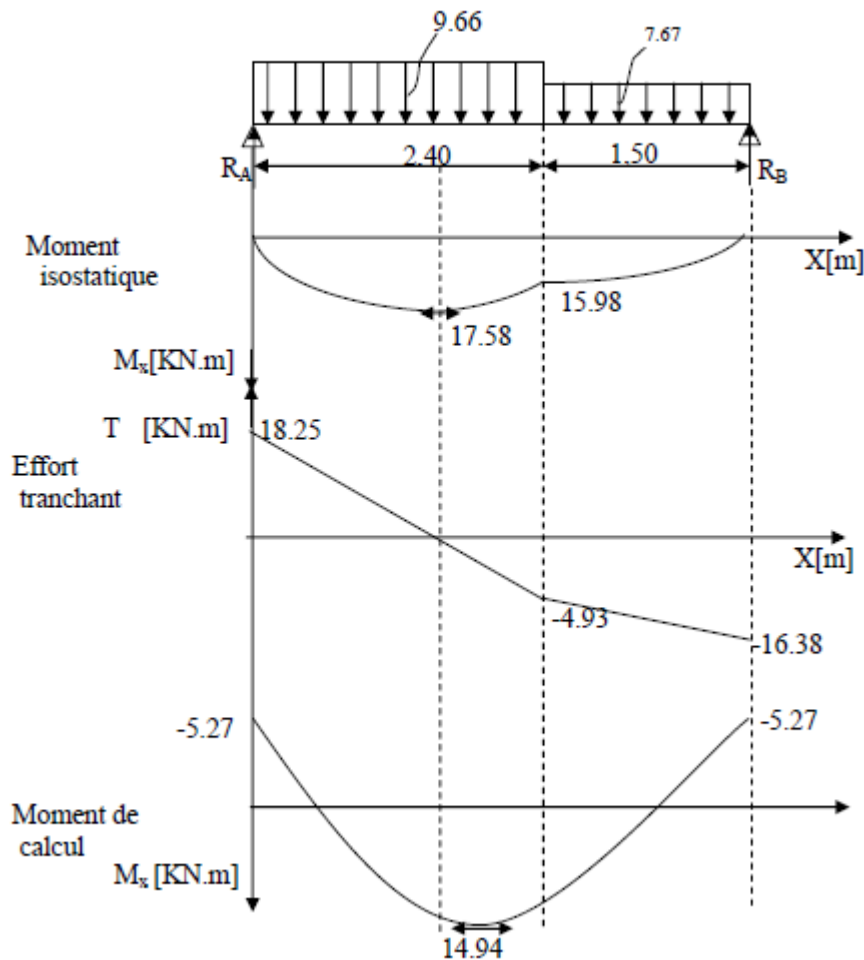
tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -5.27\text{KN.m}$

- En travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 14.94 \text{ KN.m}$

Les

résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



## III.5.4.2.1. Vérification à l'ELS :

## a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**En travées :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$ ,  $\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.376$

$$\rho_1 = 0.376 \rightarrow \beta_1 = 0.905, \quad \alpha_1 = 0.285 \quad \text{et} \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.342}{15(1-0.285)}$$

$$= 0.026. \sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \beta_1 d} = \frac{14.94 \times 10^6}{5.65 \times 0.905 \times 15} = 194.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.026 \times 194.79 = 5.06 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 5.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 15} = 0.134 \quad \rho_1 =$$

$$0.134 \rightarrow \beta_1 = 0.939, \quad \alpha_1 = 0.183 \quad \text{et} \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.183}{15(1-0.183)} = 0.0149. \sigma_{st} =$$

$$\frac{M_a}{A_s \beta_1 d} = \frac{5.27 \times 10^6}{2.01 \times 0.939 \times 15} = 186.15 \text{ MPa. } \sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.0149 \times 186.15 = 2.77 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

## b) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4.65} = 0.032 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{4.65} = 0.032 > \frac{3.68}{10 \times 12.25} = 0.030 \Rightarrow$  condition non vérifiée

c)  $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{100 \times 13} = 0.0071 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$  condition vérifiée

Deux

conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{5 q L^4}{384 E_v \times I_{fv}} <$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4650}{500} = 9.3 \text{ mm}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation diffère.

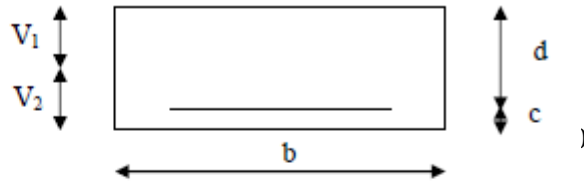
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{7.63 \text{ KN/ml}, 9.66 \text{ KN/ml}\} = 9.66 \text{ KN/ml.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$



$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b.h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8,80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,80 = 8,20 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} (8,80^3 + 8,20^3) + 15 \times 5,65 (8,20 - 2)^2$$

$$I = 44352,45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (9,66 \times 3,90^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 44352,45 \times 10^{-8}} = 0,0064$$

$$f < \bar{f} = 390/500 = 0,78 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Etat

**limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

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

III.6)

**Calcul de la poutre palière :**

**III.6.1) Pré dimensionnement :**

**a) Hauteur :** La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ avec } : L_{max} : \text{Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.}$$

$h_t$ : Hauteur de la poutre.

$$\text{On a } L_{max} = 335 - 30 = 305 \text{ cm. } \frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \text{ donc: } 20,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 30,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour  $h = 35 \text{ cm}$ .

**b) Largeur :** La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \text{D'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$$\text{Le RPA exige que : } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \begin{cases} h_t \geq 35 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1,67 \leq 4 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Conditions vérifiées. Donc la}$$

poutre palière à pour dimensions :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**III.6.2) Déterminations des charges :**

Poids propre de la poutre :  $G_p=0.20 \times 0.03 \times 25 = 1.5 \text{KN/ml}$ .

-Poids du mur :  $G_m=2,36 \times 2,71=6,39 \text{ KN/ml}$

- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

- Réaction du palier à l'ELU : .....= 22,83 KN

- Réaction du palier à l'ELS : .....= 16,19 KN

**III.6.3).Calcul à l'ELU :**

**a) Calcul du moment et de l'effort :**

$$q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times (1.5 + 6.39) + \frac{2 \times 22.83}{3.05}$$

$$q_u = 25.62 \text{KN/ml}$$

**III.6.4)**

Calcul des efforts à l'ELU :

**a) Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{25.62 \times 3.05^2}{8} = 29.79 \text{KN/m}$$

**b)**

**Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{25.62 \times 3.05}{2} = 39.07 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3 \times M_u^{max} = -0.3 \times 29.79 = -8.93 \text{KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0.85 \times M_u^{max} = 0.85 \times 29.79 = 25.32 \text{KN.m}$

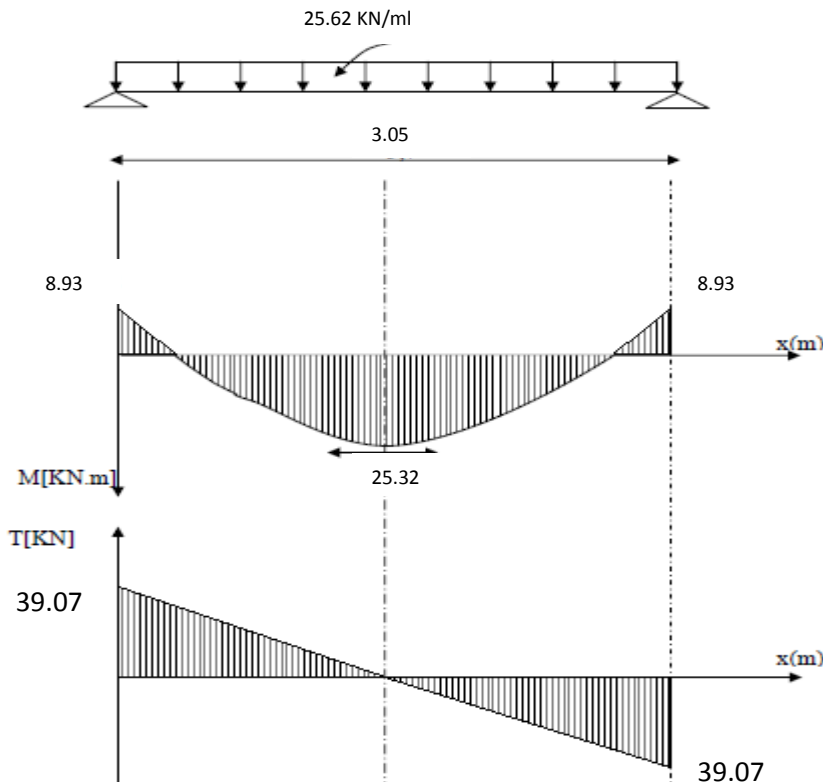


Figure III.5.3 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU

**Calcul des armatures :**

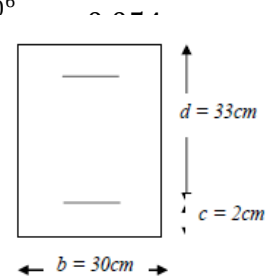
**En travée :**

0.392 S.S.A.

$$\mu_1 = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.32 \times 10^6}{300 \times 330^2}$$

$$\mu_b = 0.054\beta \Rightarrow 0.972. A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.32 \times 10^3}{0.972 \times 33 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>/ml.



**Aux appuis :**

$$\frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.93 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$0.019\beta = 0.9905 \rightarrow$$

$$\frac{8.93 \times 10^3}{0.9905 \times 33 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>/ml.

$$\mu_b =$$

$$\mu_b =$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} =$$

**N.B :**

Article

7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de lapoutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

2.36 = 5.75 cm<sup>2</sup> > 5.25 ... condition vérifiée.

**Vérifications à l'ELU :**

**non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :**

$$\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{aligned} A_a &= 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \\ A_t &= 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$T_u = 39.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{39.07 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.6.1.3)**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } \sum u_i = n\pi\phi$$

$$\tau_{se} = \frac{39.07 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 30 \times 3.14 \times 1.2} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**d) Les armatures transversales :**

diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\min \left\{ \phi, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12; 10; 30 \} = 10 \text{ cm}$$

$$4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 29.7 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

**Espacement des armatures transversales : appuis :**

$$\min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \right) = \min \left( \frac{35}{4}; 12 \times 0.1; 30 \right) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$17.5 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

**Vérifications à l'ELS :**

$$\frac{2T_u}{L} = (1.5 + 6.39) + \frac{2 \times 22.83}{3.05} = 22.86 \text{ KN/ml}$$

$$\text{isostatique : } M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{22.86 \times 3.05^2}{8} = 26.58 \text{ KN.m}$$

**b) Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{22.86 \times 3.05}{2} = 34.86 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_s^{max} = -0.3 \times 26.58 = -7.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_s^{max} = 0.85 \times 26.58 = 22.6 \text{ KN.m}$$

**b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**

Les

$$\phi_t \leq$$

On choisit

e)

**Aux**

$$S_t \leq$$

**En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} =$$

soit :

**III.6.6)**

$$q_s = G +$$

**a) Moment**

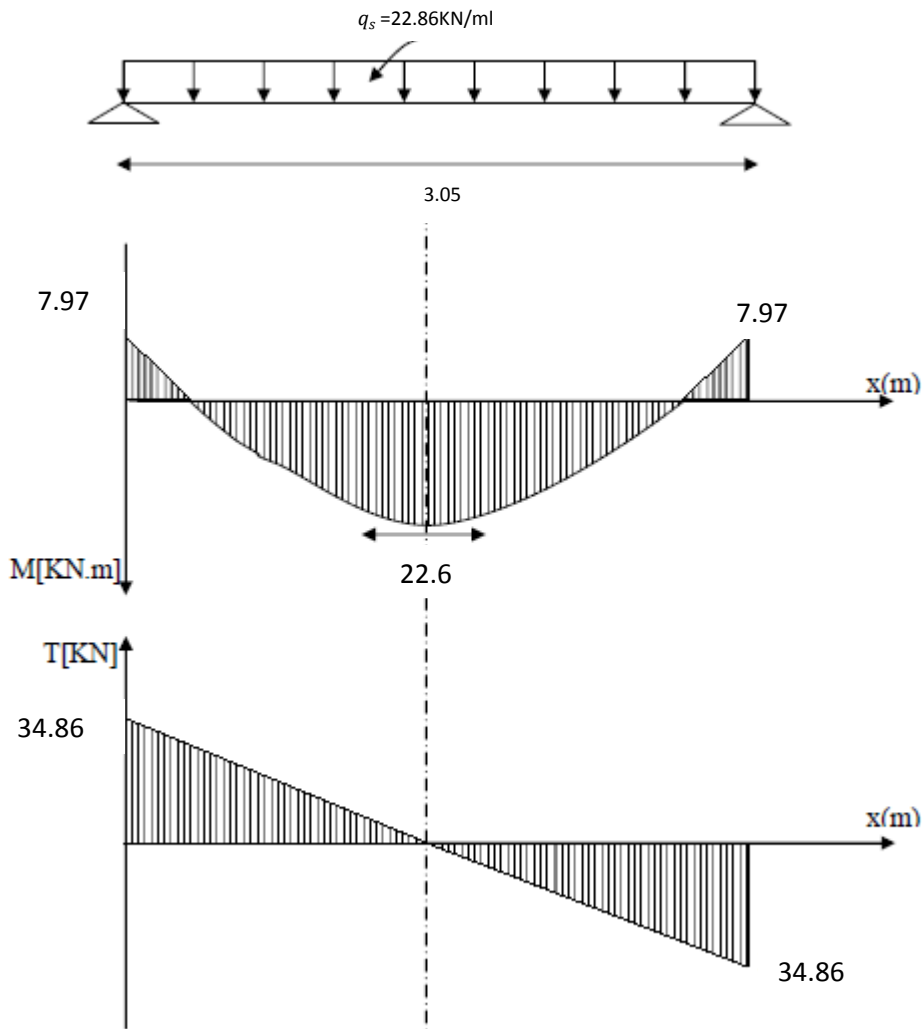


Figure (III.5.4) : diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS 1)

**Vérification des contraintes dans l/e béton et l'acier :**

**Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{30 \times 33} = 0.238 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.922 \\ \alpha_1 = 0.234 \end{cases} \longrightarrow K = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 A_s d} = \frac{7.97 \times 10^3}{0.922 \times 2.36 \times 33} = 111 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.020 \times 111 = 2.22 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 2.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

} .....condition vérifiée.

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ \alpha_1 = 0.273 \end{cases} \longrightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 A_s d} = \frac{22.6 \times 10^3}{0.909 \times 3.39 \times 33} = 222.24 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.025 \times 222.24 = 5.56 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

**Etat limite**

**d'ouverture des fissures : BAEI 91 Art A5.3.4**

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

2)

**Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{305} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{305} = 0.115 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22.6}{10 \times 26.58} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 3.42 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0150 \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

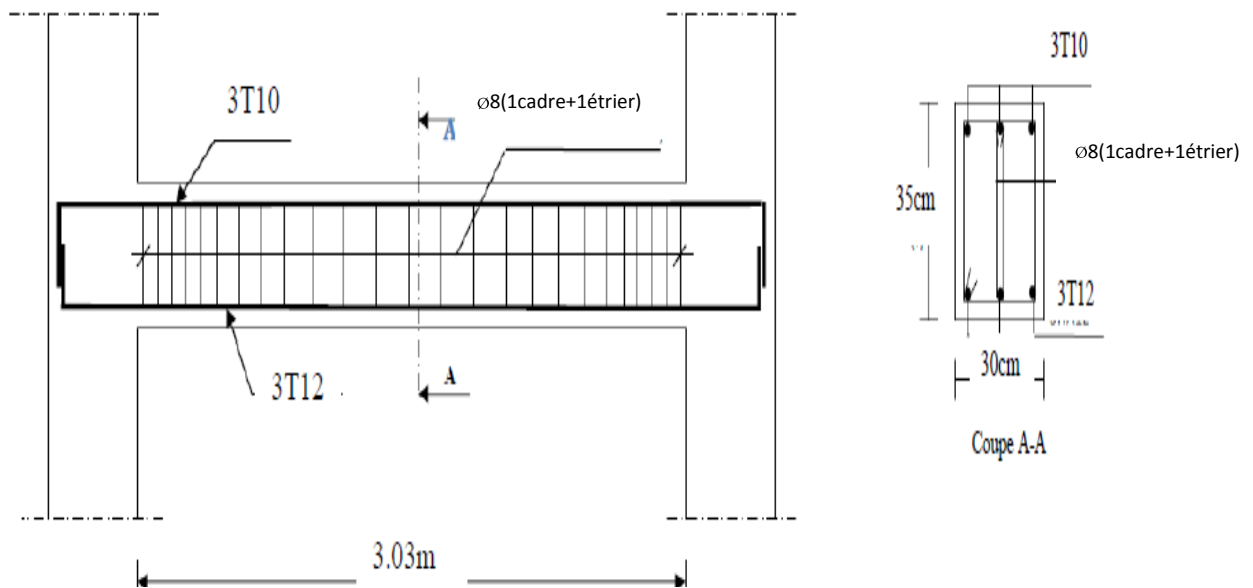


Figure III.5.5 : Plan de ferrailage de la poutre palière

# CHAPITRE IV

## Modélisation

**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 deux méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

**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 37,74 m).

**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.

**Conclusion :**

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

**V.3.1) 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**).

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

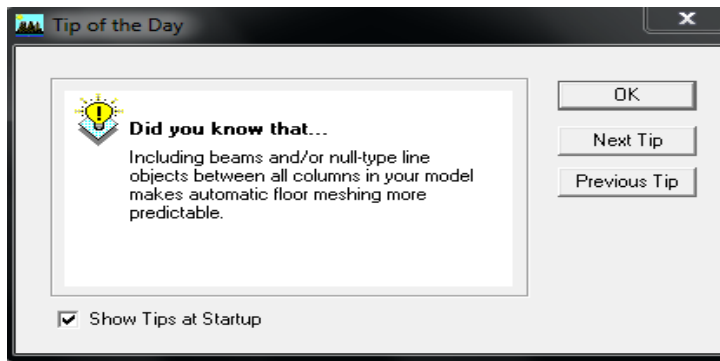


Figure (V.1) :fenêtre de dialogue.

#### V.4.5) Etapes de modélisation :

##### V.4.5.1) Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modélise

##### 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:

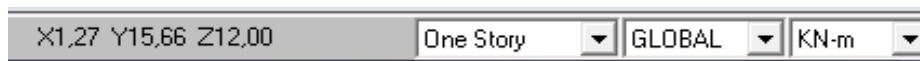


Figure (V.2) : Choix des unités.

##### 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**

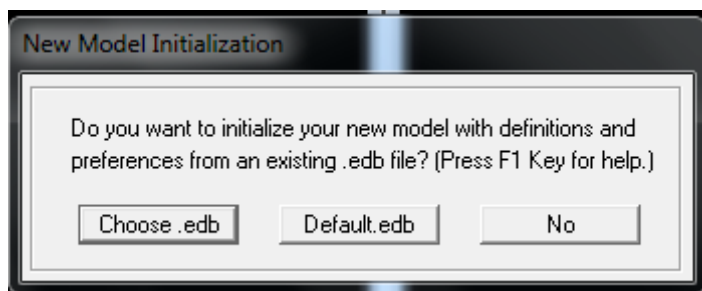


figure (V.3) :choix de géométrie de base

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.

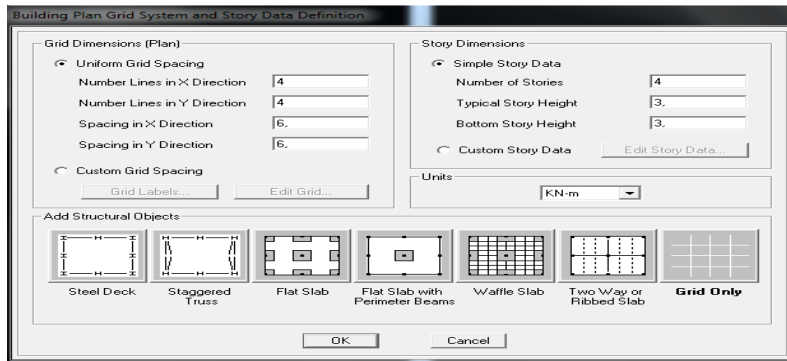


Figure (V.4) : introduction des lignes de grille.

1) On introduit le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y. On clique sur **Custom Grid Spacing**.

La fenêtre suivante s'affiche :

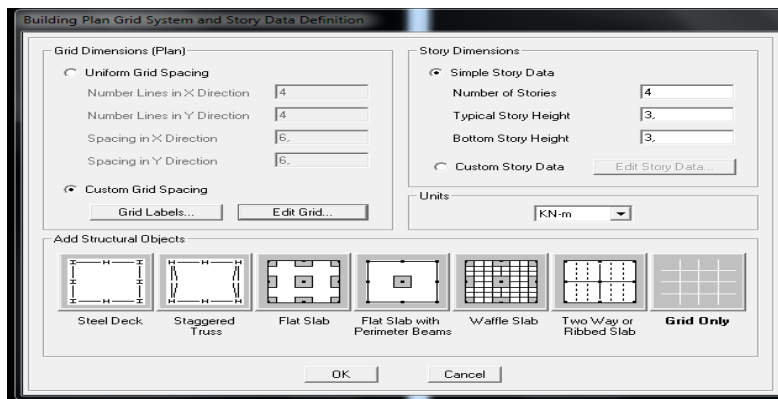


figure (V.5) : Introduction le nombre de portiques.

sur **Edit Grid**.

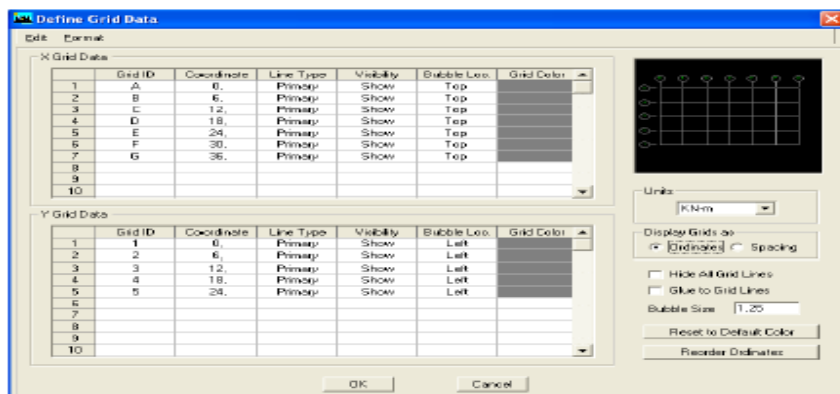


Figure (V.6) : Introduction des distances selon x-x et y-y.

- 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 introduise le nombre des niveaux. On clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis en cauche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**. La fenêtre suivante s'affiche :

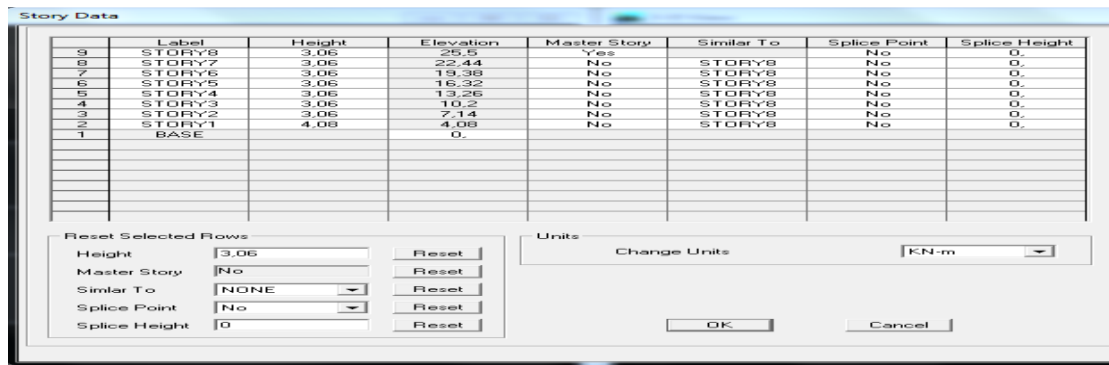


Figure (V.7) : Introduction des hauteurs selon les différents étages

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 a2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

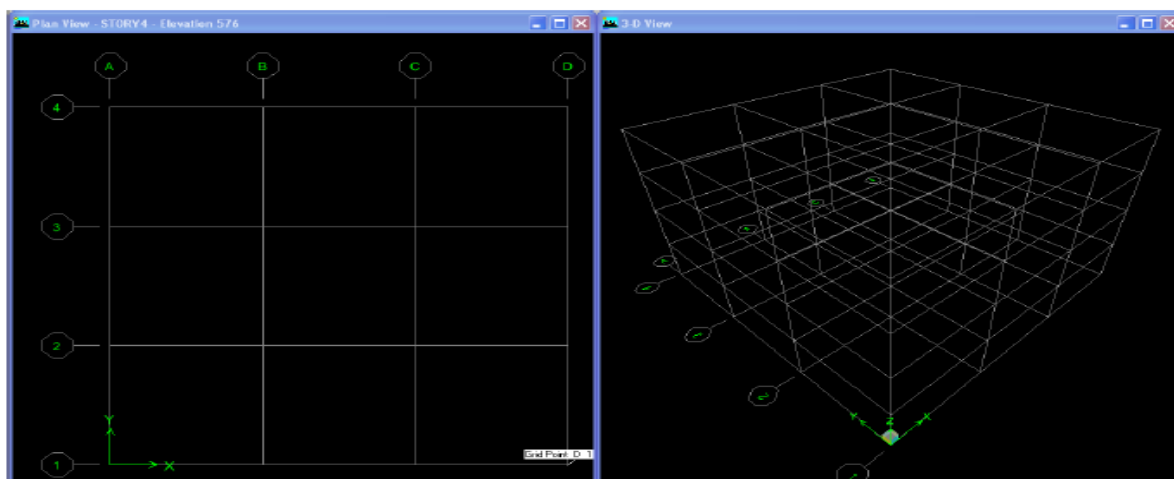


Figure (V.8) :les lignes de grille de la structure.

**c) Modification de la géométrie de base :**

-pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :

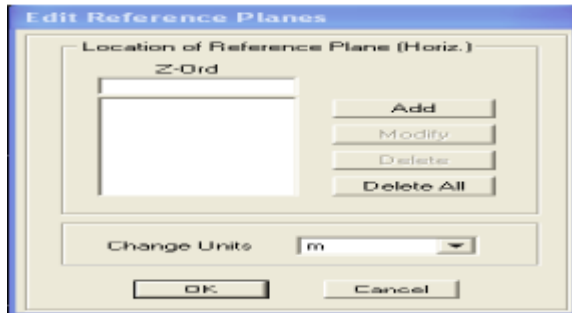


Figure (V.09) : introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

**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 propri** en nous sélectionne le

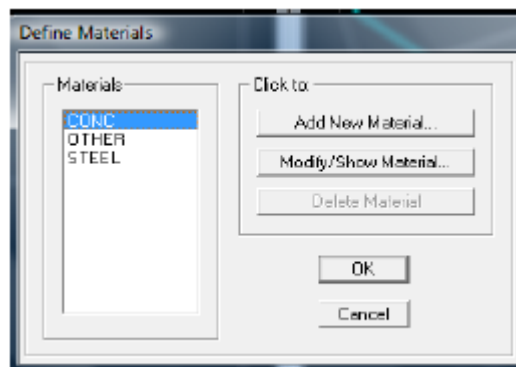


Figure (V.10) : définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

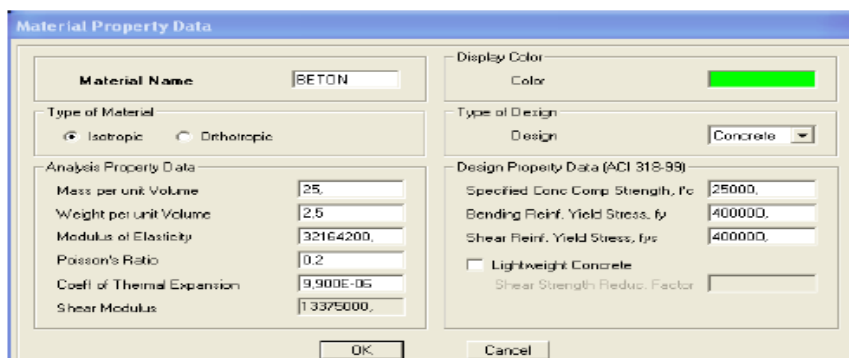


Figure (V.11) : définition des propriétés du matériau CONC (béton).

Et on définit un autre matériau pour le utiliser prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Figure (V.12) : définition des propriétés du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

#### Remarque :

On a défini deux types de matériaux pour un but :

Que l'étape n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de ce 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.

#### V.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.

Figure (V.13) : définition des sections.

Et on choisit **Material Béton**.

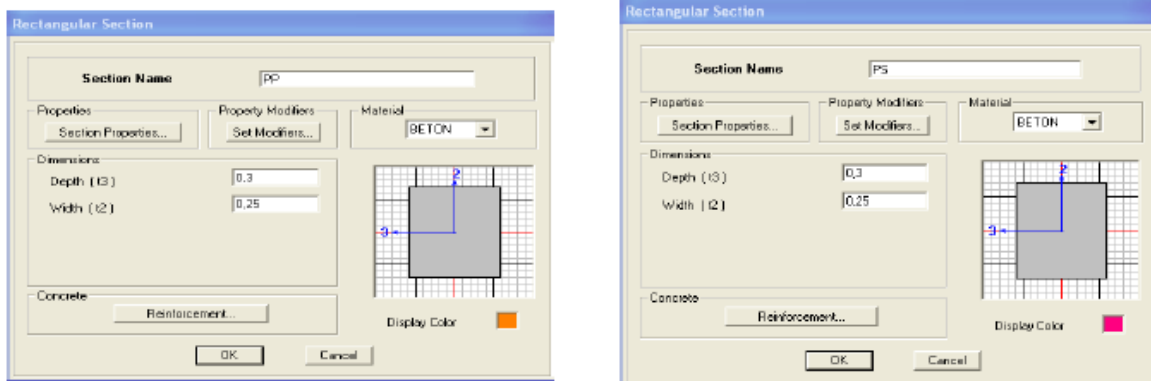


Figure (V.14) : définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

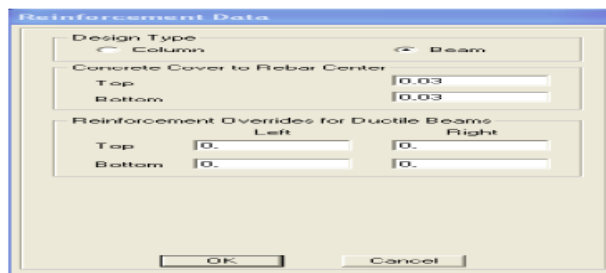



Figure (V.15) : choix de la nature de la section et l'enrobage.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine corps creux).

- **Corps creux**

On clique sur  définir le corps creux, on clique sur **DECK1** puis sur **Add new deck** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **membrane**.

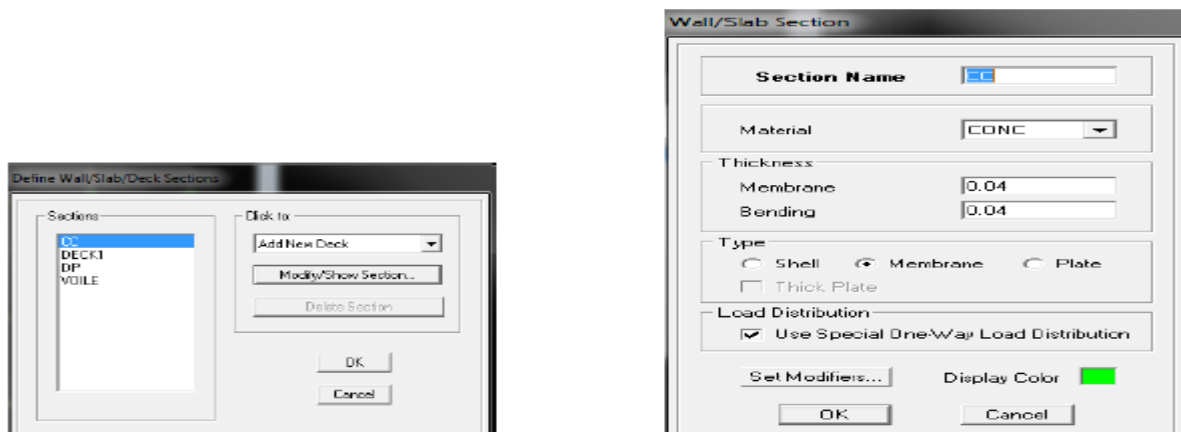



Figure (V.16) :les propriétés du corps creux.

■ Voile :

On clique sur  on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **Shell**.

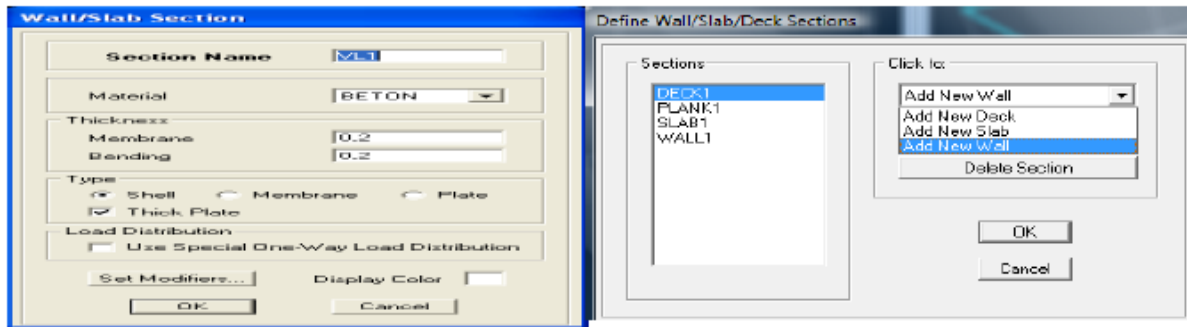



Figure (V.17) : création de nouveau voile.

• Dallepleine :

On clique sur  on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **plate**.

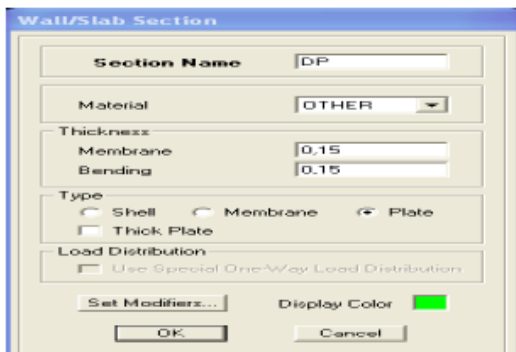


Figure (V.18) : création de nouvelle dalle la dalle.

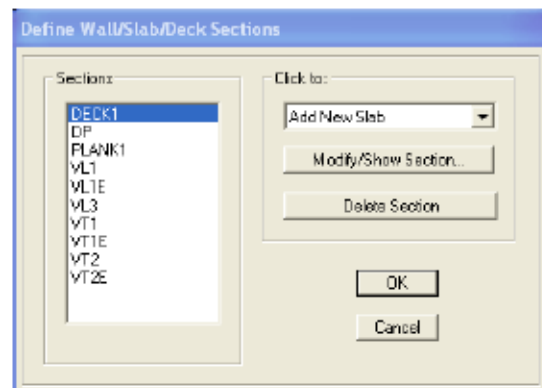



figure (V.19) :propriétés de la dalle.

➤ 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.

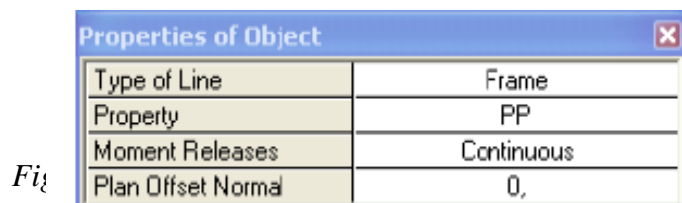

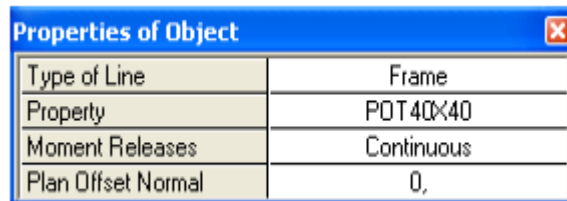


Figure (V.20) : création des poutres

**Les poteaux :**


On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

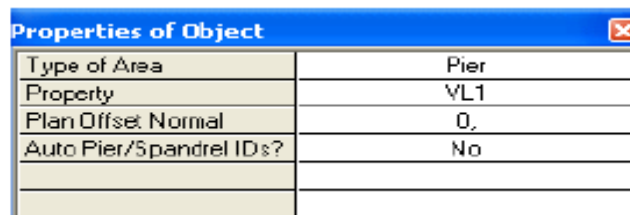


Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	POT40x40
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

Figure (V.21) : création des poteaux

**Les voiles :**


On clique sur  sur puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.

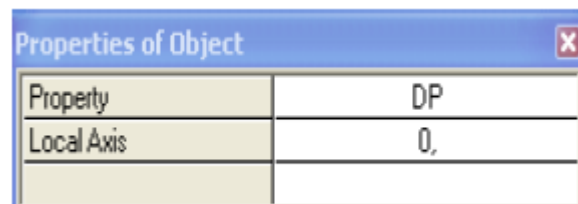


Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VL1
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

Figure (V.22) : création des voiles

**La dalle pleine :**

On clique sur  sur puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.



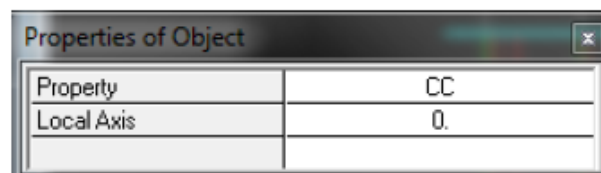
Properties of Object	
Property	DP
Local Axis	0,

Figure (V.23) : création des dalles pleine

**Corps creux**

:

On clique sur  sur puis on choisit CC et on sélectionne les travées considérés.




Properties of Object	
Property	CC
Local Axis	0.

Figure (V.24) : création du corps creux

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

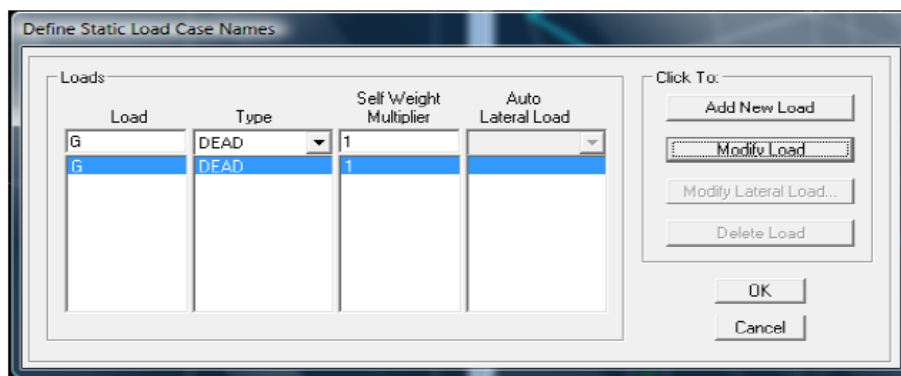


Figure (V.25 ) :nom des charges permanentes

■ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplié(Coefficient interne poids propre) : 0

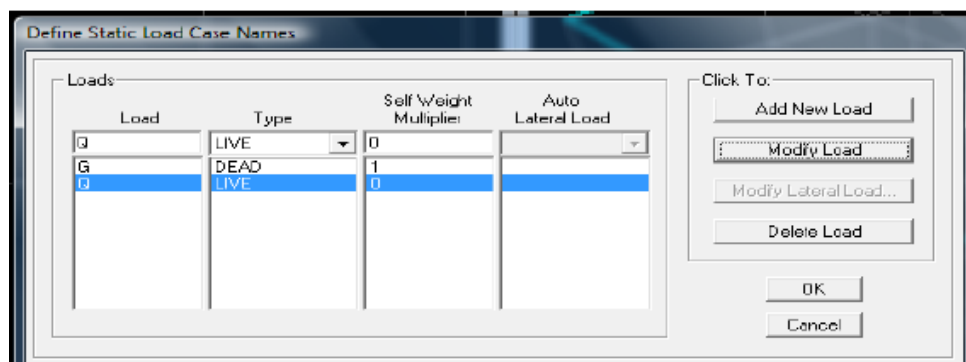


Figure (V.26) :nom des charges d'exploitations

dynamique (E):

calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un

2) Charge

Pour le

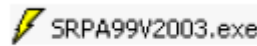
CGS.

Ce

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'icône



-Coefficient d'accélération de zone **A=0.1** selon la zone de sismicité (de notre cas IIa) et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)

-Coefficient comportement : **5**.

-Coefficient d'amortissement :  $\xi = 7\%$ .

-Site : **S2**.

-Facteur de qualité (**Q**): **Q=1.05**

$$Q = 1 + \sum P_q$$

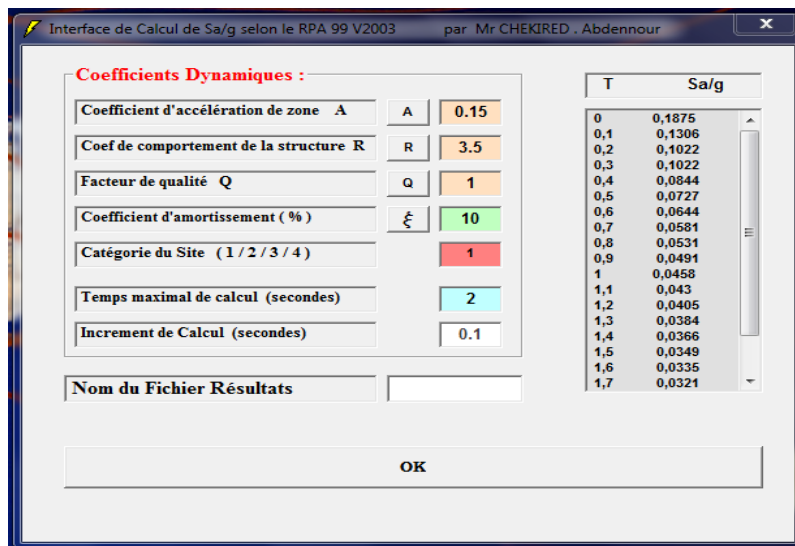


Figure (V.28) : le spectre.

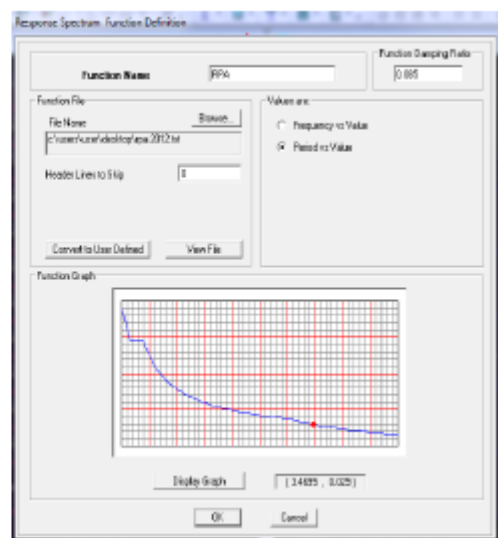
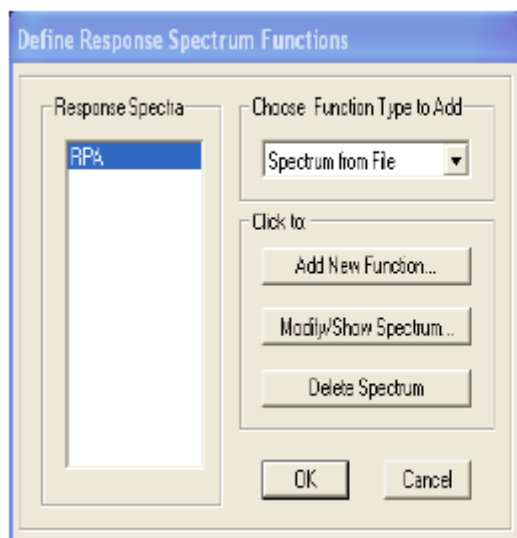
Après on clique sur **Sauvegarde Fichier Format ETABS**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Response Spectrum Functions** ou bien

**Sp** **from file**

**Define**



spectre

figure (V.29) : la réponse de spectre

**Function Name** (nom de spectre) : **RPA**.

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.**

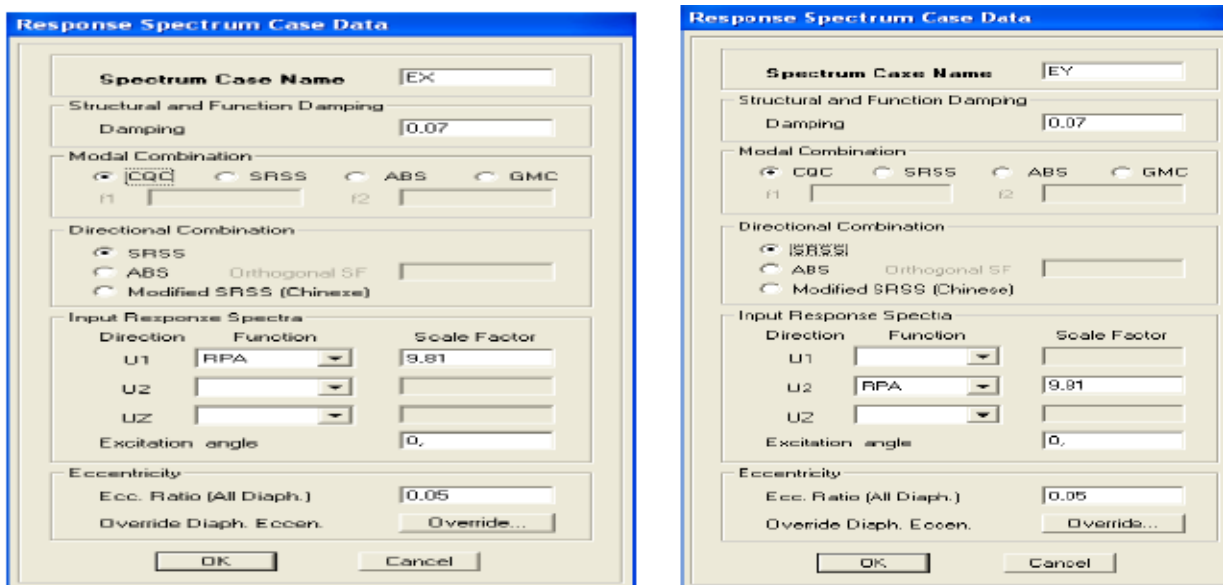


Figure (V.30) ajout de spectre selon x

Figure (V.31) : ajout de spectre selon y.

#### V.4.5.5) 5<sup>ème</sup> étape : chargement des poutres secondaire et le

corps creux :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre secondaire et le corps creux on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign frame/line loads Distributed ou bien

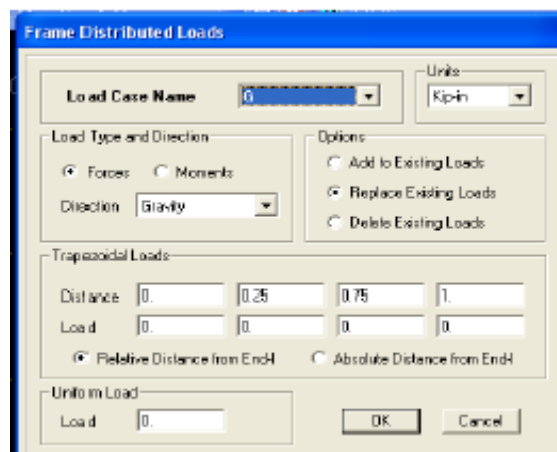


Figure (V.32) la méthode de chargement

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) 6<sup>ème</sup> 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 **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 :

**load** → **Combinations** ou bien  → **Add** → **New**.

**Define**

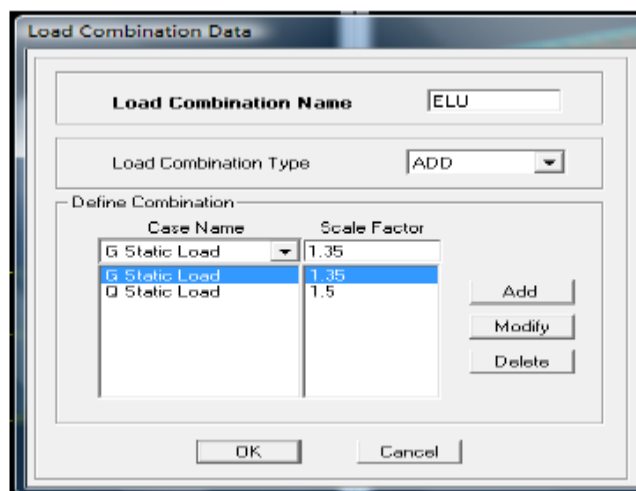


Figure (V.33) : création des combinaisons  
opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

On reprend les mêmes

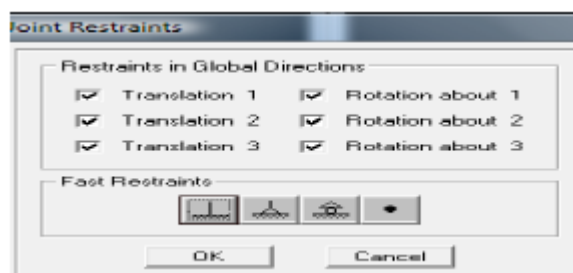
**V.4.5.7) 7<sup>ème</sup> étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

**Appuis:**

Les poteaux sont s  
cetekastement on s

**Assign** —



dations, pour modéliser  
ique sur :  
**straints**

Figure (V.34) :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.

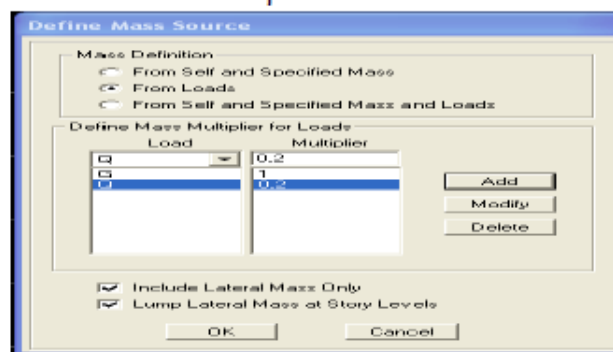


Figure (V.35) : le pourcentage de participation des charges

**\* Diaphragmes:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

**Assign** —→ **Joint/point** —→ **Diaphragm** , ou bien  —→ **Add New Diaphragm**.

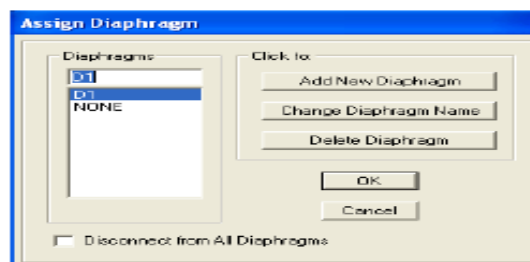


Figure (V.36) :spécification de diaphragme de chaque plancher.

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) 8<sup>ème</sup>

**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**.

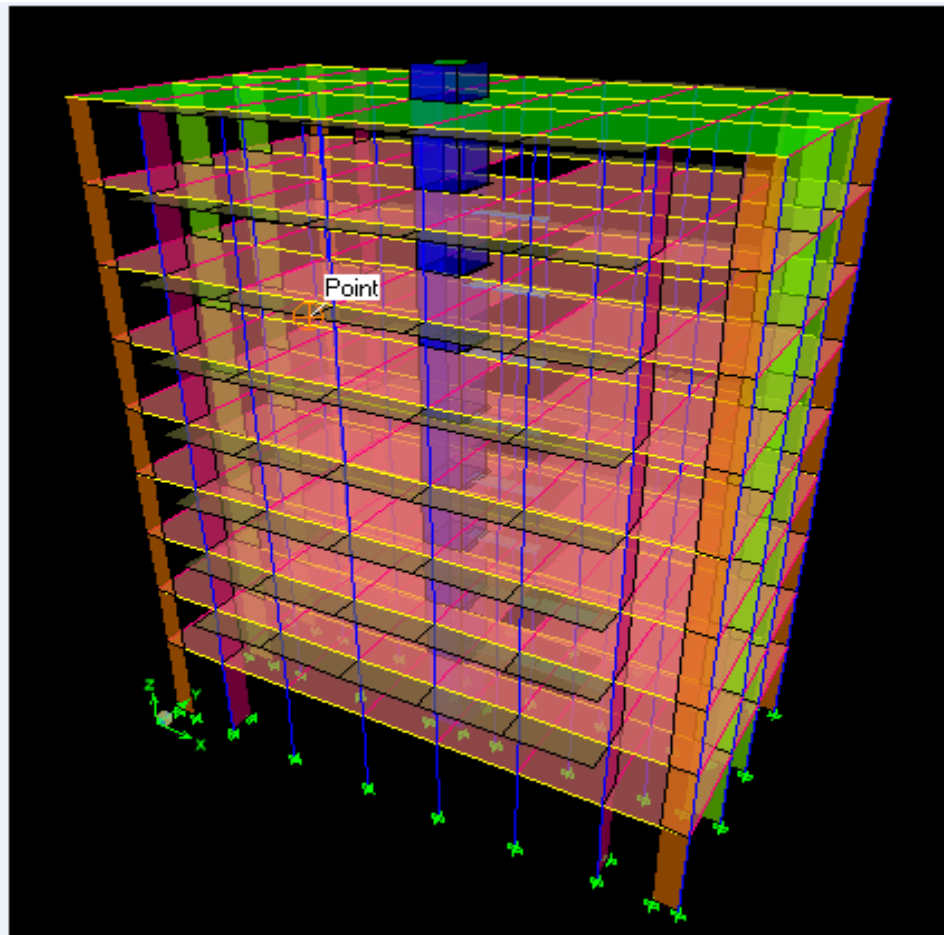


Figure (V.37) : schéma final de notre structure en 3D.

# CHAPITRE V

## Vérification de l'RPA

## V.1) Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le **RPA** nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**5Vt**) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **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.

## V.2) les différentes vérifications du RPA :

### V.2.1 Vérification de la période empirique T :

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculer par des méthodes analytiques ou numériques.

\* La formule empirique à utiliser est la relation suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$h_n$ : 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 à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0,05 \times 29,16^{3/4} = 0,627 \text{ sec.}$$

### V.2.2 Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0,815 \text{ s.}$$

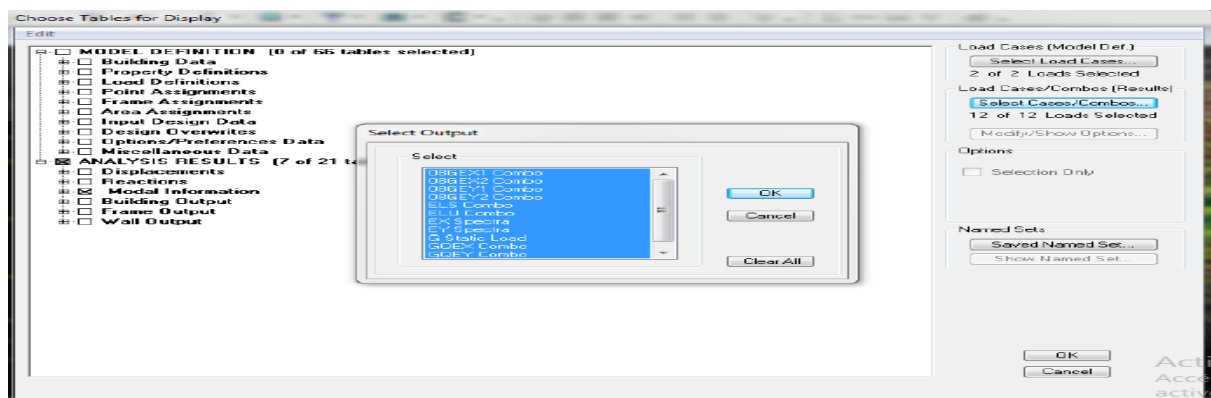
### V.1.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**analysis results** → **modal information.**



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.802914	72.6109	0.0000	0.0000	72.6109	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.565415	0.0000	68.1471	0.0000	72.6109	68.1471	0.0000	97.9162
3	0.461904	0.0541	0.0043	0.0000	72.6650	68.1515	0.0000	0.0064
4	0.239328	14.9708	0.0000	0.0000	87.6358	68.1515	0.0000	0.0000
5	0.144115	0.9417	0.0000	0.0000	88.5775	68.1515	0.0000	0.0000
6	0.132302	0.0000	12.0488	0.0000	88.5775	80.2003	0.0000	0.9986
7	0.125799	0.1823	0.0001	0.0000	88.7598	80.2004	0.0000	0.0000
8	0.112963	0.0000	8.3217	0.0000	88.7598	88.5221	0.0000	0.7569
9	0.108254	5.0806	0.0000	0.0000	93.8403	88.5221	0.0000	0.0000
10	0.100267	0.0369	0.0002	0.0000	93.8762	88.5223	0.0000	0.0000
11	0.064024	2.7915	0.0000	0.0000	96.6677	88.5223	0.0000	0.0000
12	0.052743	0.0000	6.5935	0.0000	96.6677	95.1158	0.0000	0.2539
13	0.043652	0.0492	0.0004	0.0000	96.7169	95.1162	0.0000	0.0000
14	0.041964	1.5277	0.0000	0.0000	98.2446	95.1163	0.0000	0.0000
15	0.031973	0.0000	2.8020	0.0000	98.2446	97.9183	0.0000	0.0475
16	0.030245	0.0000	0.0457	0.0000	98.2446	97.9640	0.0000	0.0000
17	0.030244	0.0000	0.0425	0.0000	98.2446	98.0065	0.0000	0.0000
18	0.029897	0.8906	0.0000	0.0000	99.1352	98.0066	0.0000	0.0000
19	0.025385	0.0002	0.0009	0.0000	99.1354	98.0075	0.0000	0.0000
20	0.022809	0.0078	1.1648	0.0000	99.1432	99.1722	0.0000	0.0139

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
Périodes	0,803	0,565	0,462	0,229	0,144	0,132	0,126	0,113	0,108	0,10	0,064	0,053

▪ **Comparaison des résultats**

On a : la période calculée  $T = 0.627$  s

La période majorée  $T_{maj} = 0.815$  s

La période ETABS  $T_{ETABS} = 0.803$  s

On remarque que :

$$T < T_{ETABS} < T_{maj}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

**V.2.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.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display**  $\longrightarrow$  **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

## ANALYSIS RESULTS → building output

The screenshot shows a software window titled 'Center Mass Rigidity' with a menu bar (Edit, View) and a dropdown menu (Center Mass Rigidity). The main area contains a table with the following data:

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	RDC	D1	165.1064	165.1064	11.399	7.308	165.1064	165.1064	11.399
	ETAGE 1	D2	191.5789	191.5789	11.420	7.338	191.5789	191.5789	11.420
	ETAGE 2	D3	194.8281	194.8281	11.539	7.339	194.8281	194.8281	11.539
	ETAGE 3	D4	198.1848	198.1848	11.540	7.349	198.1848	198.1848	11.540
	ETAGE 4	D5	198.1848	198.1848	11.540	7.349	198.1848	198.1848	11.540
	ETAGE 5	D6	198.1848	198.1848	11.540	7.349	198.1848	198.1848	11.540
	ETAGE 6	D7	198.1848	198.1848	11.540	7.349	198.1848	198.1848	11.540
	ETAGE 7	D8	198.1848	198.1848	11.540	7.349	198.1848	198.1848	11.540
	ETAGE 8	D9	208.7553	208.7553	11.547	7.528	208.7553	208.7553	11.547

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur les deux tableaux suivant :

**Selon X-X :** Avec :  $e_x = XCM - XCR$

story	diaphr	XCM	XCR	$e_x$	5% L	Vérification
ETAGE 8	D9	11,547	11,554	-0,007	1,155	✓
ETAGE 7	D8	11,540	11,553	-0,013	1,155	✓
ETAGE 6	D7	11,540	11,553	-0,013	1,155	✓
ETAGE 5	D6	11,540	11,553	-0,013	1,155	✓
ETAGE 4	D5	11,540	11,553	-0,013	1,155	✓
ETAGE 3	D4	11,540	11,552	-0,012	1,155	✓
ETAGE 2	D3	11,539	11,552	-0,013	1,155	✓
ETAGE 1	D2	11,420	11,552	-0,132	1,155	✓
RDC	D1	11,399	11,557	-0,158	1,155	✓

**Selon Y-Y :** Avec :  $e_y = YCM - YCR$

story	diaphr	YCM	YCR	$e_y$	5% L	Vérification
ETAGE 8	D9	7,528	7,652	-0,124	0,75	✓
ETAGE 7	D8	7,349	7,655	-0,306	0,75	✓
ETAGE 6	D7	7,349	7,659	-0,310	0,75	✓
ETAGE 5	D6	7,349	7,664	-0,315	0,75	✓
ETAGE 4	D5	7,349	7,669	-0,320	0,75	✓
ETAGE 3	D4	7,349	7,671	-0,322	0,75	✓
ETAGE 2	D3	7,339	7,665	-0,326	0,75	✓
ETAGE 1	D2	7,338	7,643	-0,305	0,75	✓
RDC	D1	7,308	7,606	-0,298	0,75	✓

### V. 3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period [s]	SumUX [%]	SumUY [%]	SumUZ [%]
1	0.802914	72.6109	0	0
2	0.5655415	72.6109	68.1471	0
3	0.461904	72.665	68.1515	0
4	0.239328	87.6358	68.1515	0
5	0.144115	88.5775	68.1515	0
6	0.132302	88.5775	80.2003	0
7	0.125799	88.7598	80.2004	0
8	0.112963	88.7598	88.5221	0
9	0.108254	93.8403	88.5221	0
10	0.100267	93.8762	88.5223	0
11	0.064024	96.6677	88.5223	0
12	0.052743	96.6677	95.1158	0



La somme des masses modales dans le 12ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

### V. 4 Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

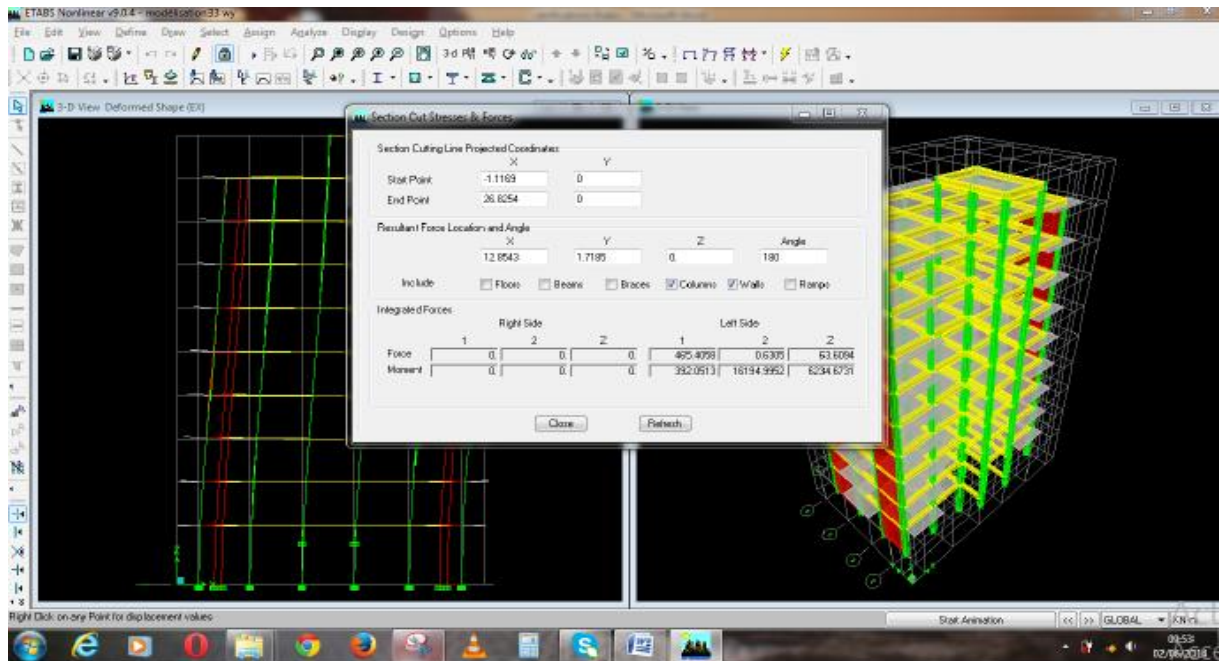
On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

**Display**  **show Deformed shape** **Load:**  **Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

**Draw,**  **Draw Section Cut**

\*Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante

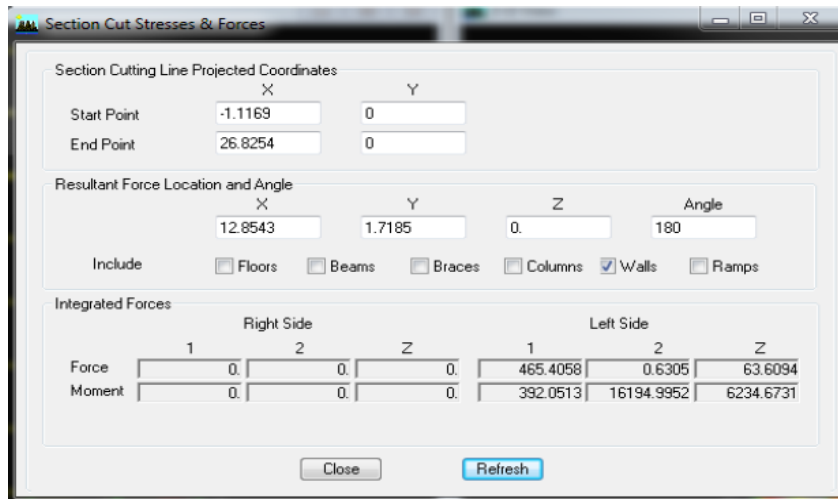


Figure (V-1) donnant le type de contreventement

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

➤ **Récapitulatif des résultats :**

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[KN]	[ % ]	[KN]	[ % ]
Sens Ex	587.511	100	465.4058	79.22
Sens Ey	993.1289	100	950.4621	95.7
ELU	27246.041	100	9901.26	36.34

**Conclusion :**

D'après les résultats ci-dessus, **la structure est contreventée par voile.**

**V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_T \dots \dots \dots \text{formule (4.1RPA99)}$$

**Déduction des coefficients A, D, et R :**

**A :** coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Groupe d'usage : 2} \\ \text{- Zone sismique Iia} \end{array} \right\} A = 0.15 \text{ (Tab 4.1).}$$

**R :** coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement  $R = 5$  (Mixte portiques/voiles avec interaction). (Tab 4.3 RPA)

❖ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} p_q$$

$p_q$  : 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.  $P_y = 0.00$**

- **Régularité en plan :**

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

**Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée  $p_q = 0.05$**

- **Condition de régularité en élévation :**

**La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

**La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

**Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le **séisme de 2003.**

**Tableau V.2) Valeurs de pénalités  $P_q$  dans les deux sens.**

<b>Pénalité <math>P_q</math></b>		
<b>Critère :</b>	<b>Observé</b>	<b>Non observé</b>
<b>Régularité en plan</b>	<b>/</b>	<b>0.05</b>
<b>Régularité en élévation</b>	<b>0</b>	<b>/</b>
<b>Condition minimales sur les fils de contreventement</b>	<b>0</b>	<b>/</b>
<b>Redondance en plan</b>	<b>0</b>	<b>/</b>
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	<b>0</b>	<b>/</b>
<b>Suivi de chantier</b>	<b>0</b>	<b>/</b>

**Donc :  $Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.05 = 1.05$**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\square$ ) et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

Il est donné par la formule:

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec : } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec : } T_2 \leq T \leq 3s \end{cases} \quad \text{Avec : } D \leq 2.5$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$T_2$  (S3) = 0.4 s  $\rightarrow$  Site ferme.

Dans notre cas :  $T_2 = 0.4s$   $\square$   $\square$   $T_{etabs}=0.803s$   $\square$   $\square$   $3s$  donc :  $D=2,5$   $\square$   $\square$   $(T_2 / T)^{2/3}$

- le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

- $\xi$  (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ( $\xi = 7\%$ ) et des voiles ( $\xi = 10\%$ ), donc on prend :

$$\varepsilon = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

D'où  $T = 0,82 > 0,7$ .....condition vérifiée.

Alors :  $D = 2,5 \times 0,82 \times (0,4 / 0,803)^{2/3} = 1,29$ .

$w_t$  : Poids de la structure donné par le logiciel ETABS

$w_t = 17941.44$  KN.

**Tableau récapitulatif des résultats :**

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.29
Facteur de qualité Q	1.05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	17941.44

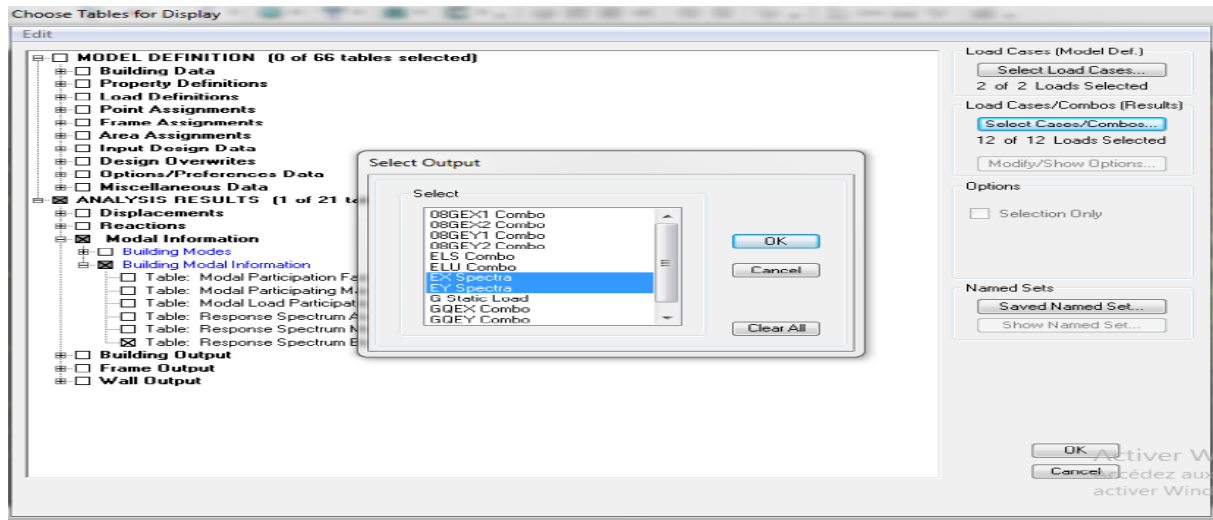
d'où  $V = \frac{0.15 \times 1.29 \times 1.05}{5} \times 17941.44 = 719.050 \text{ KN.}$   
 $V_x = V_y = 719.05 \text{ KN.}$

**Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display**  $\longrightarrow$  **show tables.**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**ANALYSIS RESULTS**  $\longrightarrow$  **modal Information**

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

**Select cases/combos...**  $\longrightarrow$  2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	2	U1	0.00	0.82	0.00	17.575	0.010	-8.500
EX	3	U1	1.05	0.30	0.00	6.397	12.039	-21.202
EX	4	U1	269.69	0.01	0.00	0.465	943.899	-2304.514
EX	5	U1	18.21	0.03	0.00	0.359	26.605	-55.263
EX	6	U1	0.00	0.09	0.00	0.460	0.000	-0.323
EX	7	U1	3.86	0.07	0.00	-0.397	23.688	-37.582
EX	8	U1	0.00	0.15	0.00	-0.884	0.000	1.691
EX	9	U1	116.18	-0.29	0.00	1.463	440.167	-928.275
EX	10	U1	0.92	0.05	0.00	-0.240	1.459	-11.967
EX	11	U1	76.59	0.11	0.00	0.494	183.571	-581.300
EX	12	U1	0.00	0.09	0.00	0.312	0.000	-0.322
EX	13	U1	1.44	-0.14	0.00	0.407	2.971	-19.045
EX	14	U1	45.16	0.17	0.00	-0.471	110.757	-339.088
EX	15	U1	0.00	0.07	0.00	-0.162	0.000	0.717
EX	16	U1	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.066
EX	17	U1	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	-0.011
EX	18	U1	26.85	-0.12	0.00	0.248	50.264	-207.068
EX	All	All	1064.00	0.92	0.00	15.153	21010.276	8145.005
EY	1	U2	0.41	0.00	0.00	0.004	9.469	-3.106
EY	2	U2	0.82	1182.28	0.00	-25430.634	-14.203	12299.528
EY	3	U2	0.30	0.09	0.00	-1.615	3.415	-6.014
EY	4	U2	0.01	0.00	0.00	0.000	0.042	-0.116
EY	5	U2	0.06	0.00	0.00	-0.001	0.400	-0.233
EY	6	U2	-0.09	249.44	0.00	-1.277.848	0.270	2577.614
EY	7	U2	0.07	0.00	0.00	-0.005	0.442	-0.720
EY	8	U2	0.16	185.98	0.00	-593.059	0.187	1910.543
EY	9	U2	-0.29	0.00	0.00	0.004	-1.111	2.344
EY	10	U2	0.06	0.00	0.00	0.017	0.102	-0.838
EY	11	U2	0.11	0.00	0.00	0.001	0.272	-0.862
EY	12	U2	-0.09	195.59	0.00	-643.031	-0.191	1915.394
EY	13	U2	-0.14	0.01	0.00	-0.038	-0.279	1.771
EY	14	U2	0.17	0.00	0.00	-0.002	0.411	-1.253
EY	15	U2	0.07	83.79	0.00	-194.126	0.028	885.108
EY	16	U2	0.00	1.32	0.00	-0.096	0.005	23.684
EY	17	U2	0.00	1.27	0.00	-0.094	-0.006	3.550
EY	18	U2	0.12	0.00	0.00	0.001	-0.221	0.911
EY	All	All	0.92	1262.23	0.00	25513.526	15.665	13019.299

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$V_X \text{ dyn} = F1 = 1064 \text{ KN.}$   
 $V_Y \text{ dyn} = F2 = 1262.23 \text{ KN.}$

**Comparaison des résultats**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que :  $V_X = V_Y = 719.05 \text{ KN.}$

**Sens longitudinal :**

$V_X \text{ dyn} = 1064\text{kN} \geq 80\% V_X = 575.24 \text{ KN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

**Sens transversal :**

$V_Y \text{ dyn} = 1262.23\text{kN} \geq 80\% V_Y = 575.24 \text{ KN} \dots\dots\dots$  condition vérifiée .

**V.6 Vérification des déplacements relatifs :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k «**k**» de la structure est calculé comme suit :

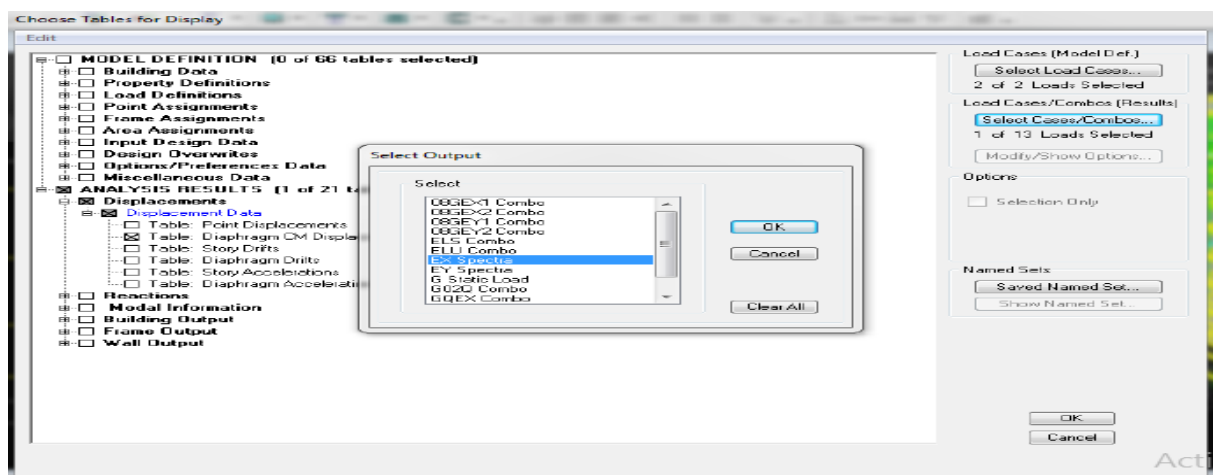
$$\delta_k = R \times \delta_{eK} \text{ (RPA 99 formule 4-19).}$$

$\delta_{eK}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement.

➤ **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display**   **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

**Select cases/combos...**   2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY9	D9	EX	0.0179	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
STORY8	D8	EX	0.0161	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
STORY7	D7	EX	0.0141	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
STORY6	D6	EX	0.0119	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
STORY5	D5	EX	0.0096	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
STORY4	D4	EX	0.0072	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
STORY3	D3	EX	0.0049	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
STORY2	D2	EX	0.0028	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	D1	EX	0.0010	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

✓ **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

**Select cases/combos...**   2 fois sur **OK**.

**Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Story	Diaphragm	$\delta_{kx}$ [m]	$\delta_{ky}$ [m]	$\Delta Kx$	$\Delta Ky$	1%He	conclusion
STORY9	D9	0.0179	0.0116	0.0018	0.0016	0.0306	cv
STORY8	D8	0.0161	0.01	0.002	0.0016	0.0306	cv
STORY7	D7	0.0141	0.0084	0.0022	0.0016	0.0306	cv
STORY6	D6	0.0119	0.0068	0.0023	0.0015	0.0306	cv
STORY5	D5	0.0096	0.0053	0.0024	0.0015	0.0306	cv
STORY4	D4	0.0072	0.0038	0.0023	0.0014	0.0306	cv
STORY3	D3	0.0049	0.0024	0.0021	0.0011	0.0306	cv
STORY2	D2	0.0028	0.0013	0.0018	0.0008	0.0306	cv
STORY1	D1	0.001	0.0005	0.001	0.0005	0.0408	cv

**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).

**V.4.2 Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f$$

f : La flèche admissible.  
 Ht : la hauteur totale du bâtiment.

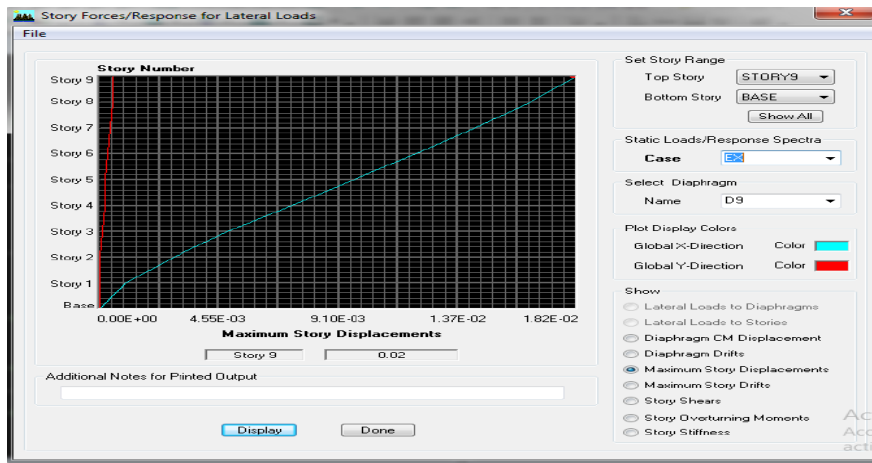
a) Sous l'action de EY :

$$\delta_{max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{29.16}{500} = 0.058 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**

**□ □ Dans le sens longitudinal :**

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots*. La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :



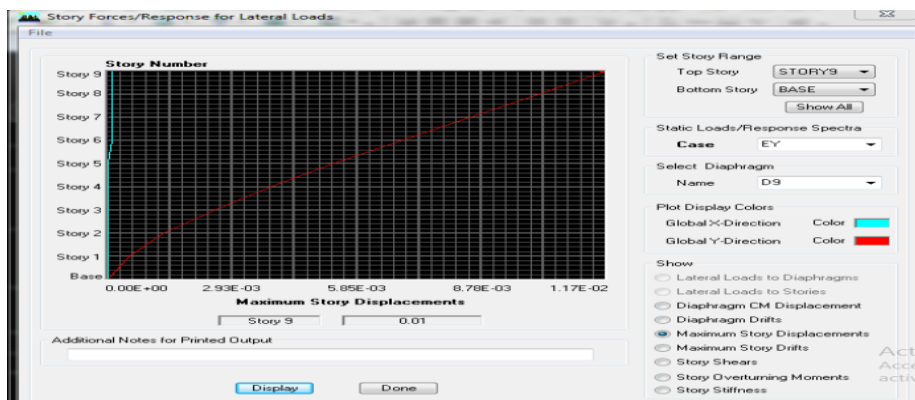
Figure(V.2) déplacement maximal selon y-y

Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

**□ □ Dans le sens transversal :**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



Figure(V.3) déplacement maximal selon X-X

□ □ **Résultats trouvés :**

□ □ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02 m.

□ □ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01 m.

□ □ Flèche admissible : 0.063 m.

**Conclusion :**

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

**V.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau « k »

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

$h_k$ : hauteur de l'étage « k »

Niv	Pk	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\Theta$	$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\Theta$
9	1983.85	0.0018	29.08	88.98	0.0401	0.0016	56.37	172.49	0.0184
8	8 1945.82	0.002	241.56	739.17	0.0053	0.0016	295.28	903.56	0.0034
7	1913.38	0.0022	430.91	1318.58	0.0032	0.0016	529.76	1621.07	0.0019
6	1913.38	0.0023	583.6	1785.82	0.0025	0.0015	715.08	2188.14	0.0013
5	1880.42	0.0024	710.86	2175.23	0.0021	0.0015	872.68	2670.40	0.0011
4	1853.04	0.0023	819.71	2508.31	0.0017	0.0014	1000.54	3061.65	0.0008
3	1853.04	0.0021	910.67	2786.65	0.0014	0.0011	1099.09	3363.22	0.0006
2	1495.26	0.0018	982.83	3007.46	0.0009	0.0008	1171.22	3586.99	0.0003
1	2073.82	0.001	1033.93	3163.83	0.0007	0.0005	1226.73	3753.79	0.0003

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0.1$

**Conclusion :**

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la Structure.

# CHAPITRE VI

## Ferraillage des éléments

## Introduction

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

- ✓ Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront calculées à la flexion simple.

### VI.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

- $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.
- $G + Q$  : à L'ELS.
- $G + Q + E$  : RPA99 révisé 2003.
- $0.8G + E$  : RPA99 révisé 2003.
- $0.8G - E$  : RPA99 révisé 2003.

#### VI.1.1) 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 principale** :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$ .

-**Poutre secondaire** :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$ .

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :  
 $4\% b h$  en zone courante.  
 $6\% b h$  en zone de recouvrement.

-**Poutres principales** :  $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 20 = 24 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 20 = 36 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

-**Poutres secondaires** :  $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 20 = 24 \text{ cm}^2$ . (en zone courante).

$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 20 = 36 \text{ cm}^2$ . (En zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \emptyset$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

##### b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}; 12\emptyset \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\emptyset$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.1.2) Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

**a) Armatures longitudinales:**

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$

Pour les feE 400 on a :  $\mu_1 = 0,392$  .

**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)  $\Rightarrow A_{sc}$  .

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta d \sigma_{st}}$$

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

$\gamma_s = 1,5 \rightarrow$  cas général .

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  cas accidentel .

Fe=400MPa

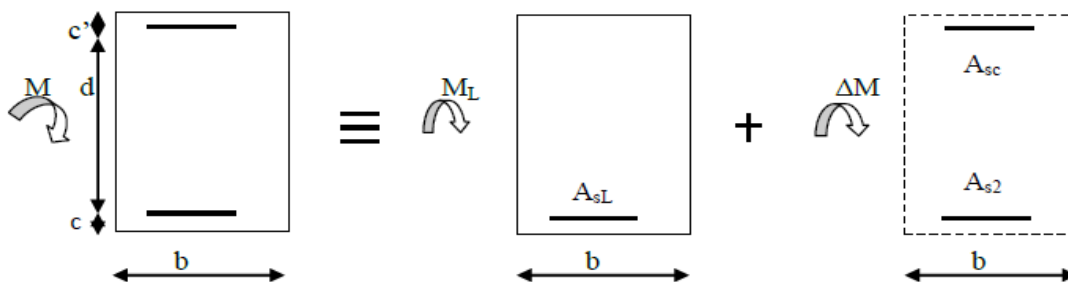
$A_{st}$  : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

**2<sup>eme</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s}$$

**Remarque :**

En situation courante :

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

### b) Armatures transversales :

- Diamètre des aciers transversaux :(BAEL 91/Art A.7.2.2).

$$\phi_t = \min\left(\phi_1; \frac{L}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

- Pourcentage minimal d'armatures tendues :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \text{ Tel que : } \left\{ \begin{array}{l} \rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,001 \text{ si } f_{ci} < 40 \text{ MPa} . \\ \rho \geq 0,00033 f_{tj} \text{ si } 40 \leq f_{ci} < 80 \text{ MPa} . \end{array} \right.$$

- Espacement minimal : (BAEL 91/Art 5.1.2.2)  
 $St \leq \min(0.9 d ; 40\text{cm}).$

### VI.1.3) Vérification à l'ELU :

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

Une section du béton armé ou fléchi est considérée comme non fragile lorsque la sollicitation provoque la fissuration du béton dans cette section, entraîne dans les armatures tendues une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité.

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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.  $A \geq 0.01 b.h$  (BAEL 91/ art B.6.4.)

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres

$$\text{secondaires de } (30 \times 20): A_{min} = 0,23 \times 30 \times 17 \times \frac{1,92}{400} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres principales de } (30 \times 20): A_{min} = 0,23 \times 30 \times 17 \times \frac{1,92}{400} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Vérification d'adhérence à l'entraînement :** (BAEL 91/ art A.6.1.3.)

Pour assurer que les barres sont bien ancrées, il y'a lieu de vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f t_{28} .$$

$\psi_s$ : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$\psi_s = 1,5$  : Pour des barres haute adhérence  $\rightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi_s f t_{28}$

$\psi_s = 1$ : pour des barres ronds lisses.

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \times \Sigma \mu i}$$

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma \mu i = n \pi \emptyset$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$n$  : Nombre des barres.

$\emptyset$ : Diamètre d'une barre.

- **Vérification au cisaillement :** (BAEL 91/ art A.5.1.2.1.)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$$

Fissuration non préjudiciable.

- **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL 91/ art A.5.2.)

#### Appui de rive :

- Influence sur le béton :

$$\text{On doit avoir : } T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b \cdot a$$

Longueur de l'appui :  $a = \min (a', 0.9 d)$

- Influence sur les armatures longitudinales :

$$\text{On doit avoir : } A_s \geq \frac{H_u + T_U}{\sigma_s}$$

$T_u$ : effort tranchant.

$H_u$ : force horizontale transmise par l'appui.

#### Appui intermédiaire :

$$\text{On doit avoir : } T_U \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \cdot a$$

-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 :

$$A_S \geq \frac{\gamma_S}{e} \left( T_U + \frac{M_U}{0.9d} \right)$$

$M_u$  : 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 :

$$L_S = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\sigma}_s} ; \text{ Avec : } \tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

**VI.1.4) Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\tau}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_S}{K_1 \cdot \beta_1 \cdot d \cdot A_S} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_S}{b \cdot d}$$

$\sigma_{bc}$ : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$\bar{\tau}_{bc}$ : 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 indispensable de procéder à la vérification de la flèche si le trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\checkmark \frac{A_S}{b \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{37.44 \cdot (3.25)^2}{8} = 49.43 \text{ KN.m}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$L$  : portée de la poutre entre nus d'appuis.

$b_0$  : longueur de la nervure.

$M_t$  : moment maximal en travée.

$M_0$  : moment isostatique max.

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

AS : section des armatures tendues.

-Les résultats du ferrailage des poutres principales et secondaires sont récapitulés dans le tableau suivant :

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Poutres principales (20 x 30) :**

**1) En travée:**

Niveau	comb	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	abs	$\beta$	$A_s$ ( $cm^2$ )	C.N.F	Ferrailage	$A_s$ Adoptée ( $cm^2$ )
8 <sup>ème</sup>	GQE	26.012	0.028	SSA	0.986	1.76	0.56	3HA12	3.39
7 <sup>ème</sup>	GQE	38.077	0.042	SSA	0.979	2.60			
6 <sup>ème</sup>	GQE	34.464	0.038	SSA	0.981	2.36			
5 <sup>ème</sup>	GQE	30.345	0.034	SSA	0.983	2.06			
4 <sup>ème</sup>	GQE	25.212	0.028	SSA	0.986	1.70			
3 <sup>ème</sup>	GQE	24.469	0.026	SSA	0.987	1.65			
2 <sup>ème</sup>	GQE	21.002	0.022	SSA	0.989	1.42			
1 <sup>er</sup>	GQE	17.814	0.020	SSA	0.990	1.20			
RDC	GQE	14.773	0.016	SSA	0.992	0.99			

Tableau 1: Ferrailage des poutres principales.

**2) Aux appuis :**

Niveau	comb	$M_{max}$ (KN.m)	$\mu$	abs	$\beta$	$A_s$ ( $cm^2$ )	C.N.F	Ferrailage	$A_s$ Adoptée ( $cm^2$ )
8 <sup>ème</sup>	GQE	13.198	0.014	SSA	0.993	0.80	0.56	3HA12	3.39
7 <sup>ème</sup>	GQE	18.277	0.020	SSA	0.990	1.23			
6 <sup>ème</sup>	GQE	16.446	0.018	SSA	0.991	1.10			
5 <sup>ème</sup>	GQE	13.946	0.016	SSA	0.992	0.93			
4 <sup>ème</sup>	GQE	12.222	0.014	SSA	0.993	0.83			
3 <sup>ème</sup>	GQE	11.907	0.022	SSA	0.989	0.80			
2 <sup>ème</sup>	GQE	9.985	0.010	SSA	0.995	0.67			
1 <sup>er</sup>	GQE	10.171	0.012	SSA	0.994	0.68			
RDC	GQE	14.05	0.016	SSA	0.992	1.20			

Tableau 2 : Ferrailage des poutres principales.

«

➤ **Poutres secondaires (20 x 30) :**

**1) Aux appuis :**

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ	abs	β	A <sub>s</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	C.N.F	Ferrailage	A <sub>s</sub> Adoptée (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>ème</sup>	GQE	19.268	0.042	SSA	0.979	1.71	0.56	3HA12	3.39
7 <sup>ème</sup>	GQE	28.56	0.062	SSA	0.968	2.56			
6 <sup>ème</sup>	GQE	26.675	0.058	SSA	0.970	2.39			
5 <sup>ème</sup>	GQE	24.919	0.054	SSA	0.972	2.23			
4 <sup>ème</sup>	GQE	23.004	0.050	SSA	0.974	2.05			
3 <sup>ème</sup>	GQE	21.96	0.048	SSA	0.975	1.96			
2 <sup>ème</sup>	GQE	18.572	0.040	SSA	0.980	1.65			
1 <sup>er</sup>	GQE	16.901	0.042	SSA	0.979	1.50			
RDC	GQE	14.347	0.030	SSA	0.985	1.26			

**Tableau 3) : Ferrailage des poutres secondaires.**

**2) En travée :**

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ	abs	β	A <sub>s</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	C.N.F	ferrailage	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) adoptée
8 <sup>ème</sup>	GQE	8.094	0.018	SSA	0.991	0.71	0.56	3HA12	3.39
7 <sup>ème</sup>	GQE	15.137	0.032	SSA	0.984	1.33			
6 <sup>ème</sup>	GQE	14.142	0.030	SSA	0.985	1.25			
5 <sup>ème</sup>	GQE	12.964	0.028	SSA	0.986	1.14			
4 <sup>ème</sup>	GQE	12.15	0.026	SSA	0.987	1.07			
3 <sup>ème</sup>	GQE	12.06	0.026	SSA	0.987	1.06			
2 <sup>ème</sup>	GQE	10.469	0.022	SSA	0.989	0.92			
1 <sup>er</sup>	GQE	8.416	0.018	SSA	0.991	0.73			
RDC	GQE	14.347	0.030	SSA	0.985	1.26			

**Tableau 4) : Ferrailage des poutres secondaires**

**Vérifications à L'ELU :**

➤ **Justification à l'effort tranchant : [Art A.5.1/BAEL91 modifiées 99]:**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

$$\text{-poutres principales} \quad \tau_u = \frac{98.76 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.27} = 1.83 \text{MPa.}$$

$$\text{-poutres secondaires} \quad \tau_u = \frac{31.85 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.27} = 0.58 \text{MPa.}$$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

$$\text{Poutres secondaires :} \quad T_u = 32.93 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,27 \times 0,20 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 324 \text{KN}$$

$$\text{Poutres principales :} \quad T_u = 88.17 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,27 \times 0,20 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 324 \text{KN}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

**Poutres secondaires :**

$$3T12+3T12 \Rightarrow \sum U_i = 22,62 \text{cm.}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{31,85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27 \times 0,2262} = 0,58 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutres principales :**

$$3T14+3T12 \Rightarrow \sum U_i = 24,49 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{98,76 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27 \times 0,2449} = 1,66 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42,32 \text{ cm.}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4.l_s$  », Pour les barres à haute adhérence.

Pour les HA12 :  $L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$ .

#### ❖ Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

- Poutres principales :  $\Phi_t \leq \min(10;14;30) = 5 \text{ mm}$
- Poutres secondaires :  $\Phi_t \leq \min(10;14;30) = 10 \text{ mm}$

Soit  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre plus un étrier, soit  $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

#### ✓ Calcul des espacements:

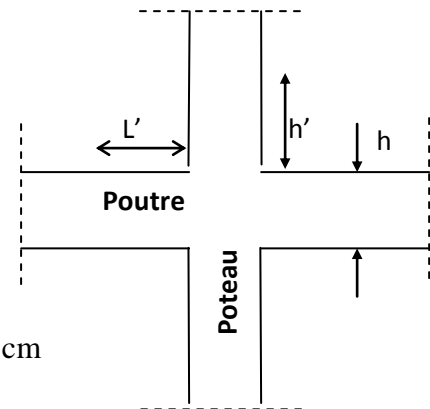
$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$$

Poutre principales de (30x 20):  $S_t = 5 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 5 \text{ cm}$

Poutre secondaire de (30 x 20):  $S_t = 5 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 5 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutre principales de (30 x 20)  $S_t = 10 \text{ cm}$  }  
 Poutre secondaire de (30 x 20)  $S_t = 10 \text{ cm}$  } Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$



#### ✓ Délimitation de la zone nodale:

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} : \text{poutre principales de (30 x 20)}$$

$L'=2 \times 30 = 60 \text{ cm}$  : poutre secondaire de (30 x 20)

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres	Condition			Observation
	N°1	N°2	N°3	
Poutres secondaires au droit des voiles (30×20)	0.09 > 0.065	0.09 > 0.04	3.41 < 4.2	Vérifier
Poutres secondaire (30×20)	0.09 > 0.065	0.09 > .0.016	1.22 < 4.2	Vérifier
Poutres principales (30×20)	0.07 > 0.065	0.07 > 0.02	1.67 < 4.2	Vérifier

**Tableau5 : vérification à la flèche**

**Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, on se dispose de la vérification de la flèche.

**VI.2) Ferraillages des poteaux :**

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 et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (type FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

Tableau (VI. 1) : Caractéristiques mécanique des matériaux.

**VI.2.1) Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

ELU.....1.35G+1.5Q

ELS.....G+Q

**RPA 99 révisé en 2003** (situation accidentelle) :

**Selon**  
 $G + Q \pm E$   
 $0.8G \pm E$   
 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. ( $N_{max}$ : **N**

**correspondant)VI.2.2) Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 pour la**

**zone Iia : a) Armature longitudinales :**

\*Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

\*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 à possible à l'extérieur des zone nodales (zones critiques).

\*La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

Avec :  $L' = 2h$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right\} \text{ avec } b_1; h_1: \text{section de poteau.}$$

$$h_e: \text{hauteur d'étage.}$$

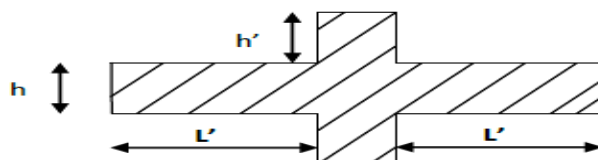


Figure (VI.1) : Zone nodale des poteaux

**longitudinal :**  
d'après RPA99 (7.4.2.1)

de l'acier sera de 0.8% .

### VI.2.3) Ferrailage Ferrailage minimal

Le pourcentage minimale

Etage	RDC	Du 1 <sup>er</sup> au 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>
$A_{min} (cm^2)$	19.8	16	12.60

Tableau (VI. 2) : Ferrailage minimal de l'acier.

**Ferrailage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Zone courante:

Etage	RDC	Du 1 <sup>er</sup> au 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>
$A_{min} (cm^2)$	99	80	63

Tableau (VI.3): Ferrailage maximum « Zone courante »

Zone de recouvrement :

Etage	RDC	Du 1 <sup>er</sup> au 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>
$A_{min} (cm^2)$	148.50	120	94.50

Tableau (VI.4):

Ferrailage maximum « Zone de recouvrement »

#### VI.2.3.1) Calcul des armatures longitudinales :

**Etape de calcul en flexion composée:**

**N : effort de traction**

$$Si \quad e = \frac{M_u}{N_u} >$$

$\frac{h}{2} - c$  Alors la section est **partiellement tendue (S. P. T)**. Si  $e = \frac{M_u}{N_u} <$

$\frac{h}{2} - c$  Alors la section est **entièrement tendue (S. E. T)**.

**N : effort de**

**compression :**

$$Si \quad e = \frac{M_u}{N_u} >$$

$\frac{h}{2} - c$  Alors la section est **partiellement comprimée (S. P. T)** Si  $e = \frac{M_u}{N_u} <$

$$\frac{h}{2} - c$$

Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fectif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_1$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_1$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A'_1 \mu_1 = 0.392$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :  $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

- ✓ Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- ✓ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

- ✓ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c) - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Le calcul de ferraillage est résumé dans le tableau suivant :

Niv x	section	N (KN)	M (KNm)	$N_{bmax}$	$\Psi$	$\xi$	$e_{nc}$	$e_u$	nature	$M_f$	A	$A_{min}$	ferraillage	$A_{adop}$
Du 6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30X30	138.65	0.128	1278	0.108	0.163	0.049	0.001	SEC		4.8	7.2	4HA14+ 4HA12	10.68
		6.313	7.015		0.005	0.167	0.05	1.111	SPC	7.772	0.98	7.2		
		10.487	16.97		0.008	0.166	0.05	1.619	SPC	18.23	0.98	7.2		
Du 3 <sup>ème</sup> au	35X35	304.30	0.167	1739	0.175	0.161	0.048	0.001	SEC		5.6	9.8	8HA14	12.32
		18.004	18.716		0.01	0.166	0.05	1.04	SPC	21.33	1.35	9.8		
		29.758	32.933		0.017	0.166	0.048	1.107	SPC	37.25	1.35	9.8		

5 <sup>ème</sup>														
Du	40X40	488.28	0.186	2272	0.215	0.166	0.048	0.000	SEC		6.4	12.8	4HA16+ 4HA14	14.20
RD		25.23	24.978		0.011	0.160	0.05	0.990	SPC	29.27	1.79	12.8		
C au 2 <sup>ème</sup>		352.34	39.079		0.155	0.162	0.049	0.111	SPC	98.98	1.79	12.8		

Tableau (VI.5) : Ferrailage des poteaux

**VI.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:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$\lambda_g$ : L'élanement 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.

$$\text{On a : } \lambda_g = \frac{408}{40} = 10.2 > 5 \rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

**Poteaux (40 x 40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{3.87}{400 \times 380} = 2.55 \times 10^{-5} \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{5.22}{400 \times 380} = 3.43 \times 10^{-5} \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Poteaux (35 x 35) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{10.17}{350 \times 320} = 9.08 \times 10^{-5} \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{7.37}{350 \times 320} = 6.58 \times 10^{-5} \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Poteaux (30 x30) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{13.21}{300 \times 280} = 1.57 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{24.75}{300 \times 280} = 2.95 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

**VI.2.3.3) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA16 :  $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}$

Pour les HA14 :  $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}$

Pour

les HA12 :  $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33 \text{ cm}$

**VI.2.3.4) Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$** 

Pour les HA16 :  $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$

Pour les HA14 :  $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$

Pour

les HA12 :  $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

**VI.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.

**VI.2.4.1) Diamètre des armatures :**

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.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Diamètre max des armatures longitudinales.

Les

armatures longitudinales seront encadrées par 2 cadres en  $\phi 8$ .

**VI.2.4.2) Calcul des espacements :**

L'espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq$$

$$\min(15 \phi_1^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}) = \min(15 \times 1.2; 40\text{cm}; 55\text{cm}) = 18\text{cm.} \quad \text{Avec}$$

$a$  : est la petite dimension du poteau.

$$S_t \leq$$

**24** soit  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Les

armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

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.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad S_t :$$

Espacement des armatures transversales.

**Remarque :**

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

**Elancement**

**géométrique du poteau :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec  $L_f$  : La longueur de

flambement des poteaux ( $L_f = 0.707 l_0$ ).

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section brute du poteau  $[(b-c) \times (h-c^2)]$ .

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = bh^3 / 12$ ) par rapport à l'axe faible.

**Application numérique :**

$$L_f = 0.707 l_0 = 0.707 \times 4.08 = 2.88 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.002}{0.14}} = 0.12$$

$$\lambda_g =$$

$$\frac{L_f}{i} = \frac{2.88}{0.12} = 24$$

$\lambda$  : est supérieur à 5

donc le coefficient  $\rho_a$  sera pris égal à **2.50**.

La section d'armature transversal égal à  $A_t = 2.34\text{cm}$ .

L'effort tranchant max est égale a  $V_u=88.65 \text{ KN}$ .

$$S_t = \frac{A_t h f_e}{\rho V_u} = \frac{234 \times 400 \times 400 \times 10^{-1}}{2.5 \times 88.65 \times 10^3} = 16.89 \text{ cm.} \quad \text{soit : } S_t = 20\text{cm.}$$

**Espacement maximal des armatures transversales:**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «  $S_t$  » des armatures transversales

est fixée comme suite :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

On adopte  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**En zone courante:**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{min}) = 12 \text{ cm.}$$

On adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**VI.2.4.3) Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :**

Pour  $\lambda_g \geq 5$ , la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3. \% . S_t . b$$

**Poteaux RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup>:**

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2. \text{Poteaux 3<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étage:}$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

**Poteaux 6<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage :**

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

**VI.3.5) Vérification à l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

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

**Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :  $y_1$ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$ : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} + 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{➤ Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q); \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

➤ Si  $\Delta < 0 \rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_1^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_3^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A_s'(y_1 - d')^2]$$

**Enfin la contrainte de compression dans le béton est :**  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_2}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre inférieure.}$$

En fin ; on vérifie :  $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Remarque :** Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

**Exemple de vérification :**

**1<sup>er</sup> cas : SEC**

$$N_{max} = 297.39 \text{ KN}; \quad A_s = 5.33 \text{ cm}^2; \quad A'_s = 6.38 \text{ cm}^2; \quad e_s = 1.79 \text{ cm}$$

$$S = 30 \times 30 + 15(5.33 + 6.01) = 1075.65 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{6.38(0.5 \times 30 - 28) - 5.33(28 - 0.5 \times 30)}{30 \times 30 + 15(6.38 + 5.33)} = -2.12 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{297.39 \times 10^3}{175065} + \frac{297.39 \times 10^3 (1.79 - 2.12) \left(\frac{30}{2} - 2.12\right)}{3.65 \times 10^5} = 2.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{297.39 \times 10^3}{175065} - \frac{297.39 \times 10^3 (1.79 + 2.12) \left(\frac{30}{2} - 2.12\right)}{3.65 \times 10^5} = 1.19 \text{ MPa}$$

En fin ; on vérifie :  $\max(\sigma_{\text{sup}} = 2.79 \text{ MPa}; \sigma_{\text{inf}} = 1.19 \text{ MPa}) \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa}$ .

→ Condition vérifiée.

### 2<sup>eme</sup> cas : SPC

$$N_{\text{min}} = 10.6 \text{ KN}; \quad A_s = 0.4 \text{ cm}^2; \quad A'_s = 0.53 \text{ cm}^2; \quad e_s = 39.69 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \quad l_c =$$

$$\frac{30}{2} - 39.69 = -24.69 \text{ cm} \quad p = -3 \times$$

$$24.69^2 - 6 \times 15 \times 0.53 \frac{-24.69 - 2}{30} + 6 \times 15 \times 0.4 \frac{28 + 24.69}{30} = -798.42 \text{ cm} \quad q =$$

$$-2(-24.69)^3 - 6 \times 15 \times 0.53 \frac{(-24.69 - 2)^2}{30} + 6 \times 15 \times 0.4 \frac{(28 + 24.69)^2}{30} =$$

$$5930.93 \text{ cm} \cdot \Delta = (5930.93)^2 + \frac{4(-798.42)^3}{27} = -4.02 \times 10^7 < 0 \rightarrow$$

L'équation admet trois racines.  $\alpha = \arccos\left(\frac{3 \times 5930.93}{2 \times (-798.42)} \times \sqrt{\frac{-3}{-798.42}}\right) = 1.24$  ;  $a =$

$$2\sqrt{\frac{798.42}{3}} = 32.63$$

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{1.24}{3}\right) = 32.63 \quad ; \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{1.24}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) = 32.60 \quad ;$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{1.24}{3} + \frac{4\pi}{3}\right) = 32.52.$$

**Donc** :  $y_1 = 32.60 - 24.69 = 7.91$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{32.60 \times 10.6 \times 10^2}{52466.10} \cdot 7.91 = 5.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**VI.2.6) Condition de non fragilité :**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale a la limite élastique  $f_e$ .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right]$$

**Sens transversal :**

niv x	section	N(KN)	M(KN m)	$e_s$	$A_{min}$	nature	$A_S$ = $\dot{A}_S$	S	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b^{sup}$ (MPA )	$\sigma_b^{inf}$ (MPA )	$\sigma_{bc}$ (MPA )	obs
Du 6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30x30	387.27	0	0	2.406	SEC	5.335	1060.05	79025	3.653	3.653	15	Cv
		48.00	13.06	0.272	0.657	SPC	5.335						Cv
		48.00	13.06	0.272	0.657	SPC	5.335						Cv
Du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	35x35	781.05	0	0	5.93	SEC	6.155	1409.6	144465	5.54	5.54	15	Cv
		243.46	14.071	0.056	5.93	SEC	6.155			3.37	0.076		Cv
		243.46	14.071	0.056	4.39	SEC	6.155			3.37	0.076		Cv
Du RD C au 2 <sup>ème</sup>	40x40	1182	0	0	4.39	SEC	7.095	1812.85	244094	6.52	6.52	15	Cv
		454.9	15.7	0.035	7.048	SEC	7.095			3.79	1.22		Cv
		454.9	15.7	0.035	7.048	SEC	7.095			3.79	1.22		Cv

**Sens Longitudinal**

niv x	section	N(KN)	M(KN m)	$e_s$	$A_{min}$	nature	$A_S$ = $\dot{A}_S$	S	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b^{sup}$ (MPA )	$\sigma_b^{inf}$ (MPA )	$\sigma_{bc}$ (MPA )	obs
Du 6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30x30	100.28	0.096	0.001	2.433	SEC	5.335	1060.05	79024.7	0.964	0.928	15	Cv
		11.114	3.502	0.315	0.709	SPC							Cv
		11.114	3.502	0.315	0.709	SPC							Cv
Du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	35x35	219.31	0.122	0.001	3.345	SEC	6.155	1409.65	144446	1.571	1.541	15	Cv
		82.869	3.3	0.04	7.383	SEC				0.988	0.188		Cv
		85.869	3.3	0.04	7.383	SEC				0.988	0.188		Cv
Du RD C au 2 <sup>ème</sup>	40x40	351.15	0.14	0	4.41	SEC	7.095	1812.85	244093	1.948	1.948	15	Cv
		167.76	3.48	0.021	5.53	SEC				1.211	1.211		Cv
		167.76	3.48	0.021	5.53	SEC				1.211	1.221		Cv

**Conclusion :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

- Poteaux (40x40) : 4HA16+4HA14
- Poteaux (35x35) : 8HA14
- Poteaux (30x30) : 4HA12+4HA14
- Pour les armatures transversales on opte pour les HA8.

**VI.3) Ferrailage des voiles :****Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux Surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

La méthode utilisée est la méthode classique (Exposé de la méthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferrailage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone1: niveaux: RDC, 1, 2
- Zone2: niveaux: service : 3, 4, 5
- Zone3: niveaux: 6, 7, 8.

**VI.3.1) Exposé de la méthode :**

a) calcul de l'excentricité :  $e = \frac{m}{N}$

**b) déterminer le diagramme des contraintes :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

**Avec :**  $\Omega$  : section du béton

I: moment d'inertie du trumeau

Y : bras de levier;  $Y=L/2$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

**c) calcul de la hauteur utile (d):**

La hauteur utile(**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile. Trois cas se présentent :

**1-**faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.

**2-**Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; Alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.

**3-**en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue

$$l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

**Remarque :**

Au cours de nos calculs, nous avons constaté que le centre de pression de toutes nos sections se trouve en dehors du segment limité par les armatures, ce qui donne des sections partiellement comprimées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

**d) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :**

$$M_t = M - N(d - \frac{L}{2})$$

**e) ferrailage du voile :****Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } \mu = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : 1.15 situation accidentelle ;  $\theta = 0.85$  : si la durée d'application est  $<$  à 1 heure.

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$  SSA ;

$\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  SDA

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec  $A_V$  : section des armatures tendue du voile.

**Remarque:**

Le reste des armatures verticale s'occupent de la zone courante du trumeau sera déterminé par les conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

**f) Armatures horizontales :**

- **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \phi$
- $A_H > 0,15\% \times B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

**g) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux** (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile  $A_V$  et  $A_h \geq 0,15\% B$
- Zone courante :  $A_V$  et  $A_h \geq 0,10\% B$ .

**h) Armatures transversales :**

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. D'après **l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003** :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**i) Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**j) Espacement** (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

**k) Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### l) Armatures de coutures :

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 :

$$A_{vj} = l \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : 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.

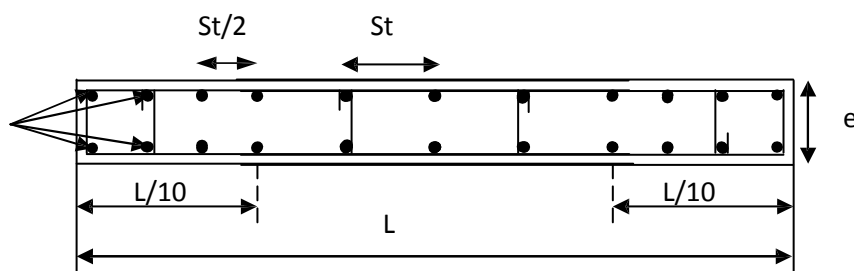


Fig10.1 Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

### V.3.2 Vérification :

#### V.3.2.1 Exigences du RPA 99 (version 2003)

##### ➤ Zone tendue :

On doit vérifier  $A_{\text{total tendu}} \geq 0.2\%B \times l_t$  (Art 7.7.4.1)

Avec :

**B** : la section de voile

**l<sub>t</sub>** : la longueur de la zone tendue.

##### Globalement dans le voile :

On doit vérifier  $A_{\text{total de voile}} \geq 0.15\%B$  (Art 7.7.4.2)

##### ➤ Zone courante :

On doit vérifier  $A_{\text{total courante}} \geq 0.10\%L_c \times b$  (Art 7.7.4.2)

Avec

**L<sub>c</sub> = L - 2L/10** : La longueur de la zone courante

**B** : la largeur de voile.

**VI.3.2.2 Exigences du BAEL :**

$$A_{min} = \frac{B \times ft_{28}}{f_e}$$

**VI.3.2.3 Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

**Avec :**

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

**VI.3.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement**

❖ **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \\ \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \\ V = 1,4 \times V_U \end{array} \right\}$$

**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 (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Il faut vérifier que :

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

**Avec :**

$\bar{\tau}_u$ : contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**VI.3.3 Exemple de calcul :**

**Calcul du Vt2 ; Vt4 zone1 (cas accidentelle)**

**VI.3.3.1 Caractéristiques géométriques :**

$$L=1.2 \text{ m} ; \quad b=0.26 \text{ m} ; \quad I=0.292 \text{ m}^2.$$

**VI.3.3.2 les sollicitations :****Nu= -2626.87KN (effort de compression)****Mu=2125.242KN.m****Calcul de la hauteur utile(d):****Longueur de la zone d'extrémité : L/10=120/10 = 12 cm****1) calcul de la hauteur utile :**

$$d=L-(L/10/2)=120-17.5=114\text{cm}= 1.14 \text{ m}$$

**2) calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2125.242}{2626.87} = 0.81\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

**3) déterminer le diagramme des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y$$

$$A = b \times L = 0.20 \times 1.2 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bl^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.2^3}{12} = 0.029 \text{ m}^4$$

$$Y = L/2 = 1.2/2 = 0.6 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{-2626.87}{0.24} + \frac{2125.242}{0.029} \times 0.6 = 1.452\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-2626.87}{0.24} - \frac{2125.242}{0.029} \times 0.6 = -8.95\text{MPa}$$

**4) calcul de la longueur de la zone tondue :**

$$l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{1.452}{1.452 + 8.95} 1.2 = 0.49 = 0.5\text{m}$$

**Espacement :**

En zone courante  $D \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit D = 20 cm en zone courante

Et en zone d'extrémité c'est D/2 = 10 cm (espacement du potelet)

$$d = L - 5 - D/2 = L - 5 - 10/2 = 110 \text{ cm.}$$

**5) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:**

$$M_t = M - N(d - \frac{L}{2}) = 2125.242 + 2626.87(1.14 - \frac{1.2}{2}) = 3543.75\text{KN.m}$$

$$M = 3543.75\text{KN.m}$$

6) ferraillage du voile:

➤ Armatures verticales  $A_{v1}/(L/10)$  :

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} \text{ AVEC : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.7 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3543.75}{20 \times 114^2 \times 2.1} \times 10^2 = 0.064 < 0.392 = \mu_l \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.967$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{v1}/(L/10) = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s} = \frac{3543.75 \times 10^3}{0.967 \times 1.14 \times 400} + \frac{(-2626.86)}{100 \times 400} = 8.36 \text{ cm}$$

Soit **6HA14 = 9.24cm<sup>2</sup>**

**S<sub>t</sub>=10cm.**

➤ Armatures verticales de la zone courante  $A_v/\text{zone c}$  :

$A_v/\text{zone c} = 0.10\% \times Bc$

$Bc = Lc \times b$  : la section de la zone courante.

$Lc = L - 2 \times (L/10) = 120 - 24 = 96 \text{ cm} = 0.96 \text{ m}$

$Bc = 0.96 \times 0.20 = 0.192 \text{ cm}^2$

$A_v/\text{zone c} = 0.001 \times 1920 = 1.92 \text{ cm}^2$

Soit **6 HA8 = 3.02 cm<sup>2</sup>**

**S<sub>t</sub> = 20cm**

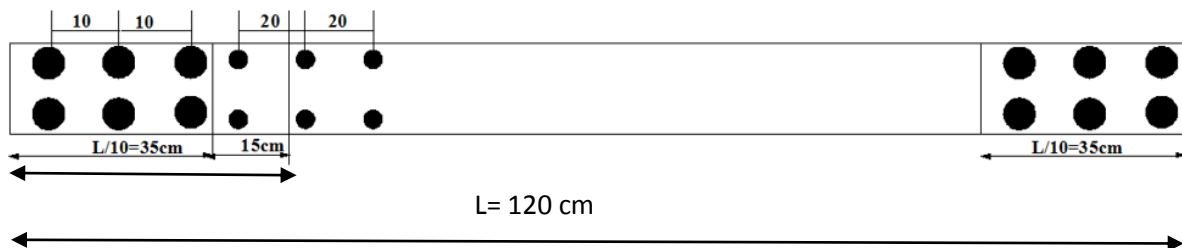


Fig10.2 Schéma statique de ferraillage de voile.

Pour la zone tendue :

Pour  $L/10$  on adopte **6HA14=9.24cm<sup>2</sup>**

Pour  $Lt - L/10 = 15 \text{ cm}$  on adopte **1HA8=0.5cm<sup>2</sup>**

$A_{\text{total tendu}} = 9.24 + 0.5 = 9.74 \text{ cm}^2$ .

7) Exigences de RPA 99 (version 2003) :

a) Zone tendue :

Section de la zone tendue :  $A_{\text{tendu min}} = b \times l_t = 0.2 \times 0.50 = 0.1 \text{ m}^2$

$\Rightarrow 0.2\% b l_t = 2 \text{ cm}^2 \leq 9.74 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

b) Globalement dans le voile :

Section minimal pour voile :  $A_{\text{min de voile}} \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 20 \times 120 = 3.6 \text{ cm}^2$

Section totale des armatures :  $A_{\text{total de voile}} = 2 \times 9.24 + 3.02 = 21.5 \text{ cm}^2$

$$3.6 \text{ cm}^2 \leq 21.5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Zone courante :

$$A_v/\text{zone c} = 0.10\% \times Bc$$

$$Bc = 0.96 \times 0.20 = 0.192 \text{ cm}^2$$

$$A_v/\text{zone c} = 0.001 \times 1920 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$1.92 \text{ cm}^2 \leq 3.02 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Armatures horizontales

$$A_h \geq \max \left( \frac{A_v}{4} ; 0, 15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[ \frac{(21.5)}{4} ; \frac{0,15 \times 120 \times 20}{100} \right]$$

$$A_h \geq 5.375 \text{ cm}^2$$

$$\text{En adopte: } 12\text{HA } 10 \text{ (e=15cm)} = 9.42 \text{ cm}^2$$

8) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

9) Vérification des contraintes :

❖ BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{729.43 \times 10}{20 \times 332.5} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ RPA 2003

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 729.43 \times 10}{20 \times 332.5} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

10) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2445.56 \times 10}{20 \times 120 + 15 \times 21.5} = 8.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ VOILES VL1 VL2 VL3 :

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.1	3.1	3.1	
	b (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m²)	0.62	0.62	0.62	
	I	2.08	2.08	2.08	
	L/10	0.5	0.5	0.5	
Solicitation de calcul	T(KN)	1409.05	915.53	497.1	
	T'=1.4*T(KN)	1972.67	1281.742	695.94	
	N(KN)	-6304.75	-5437.8	-4280	
	M(KN.m)	8888.379	7454.81	6028.689	
	e(m)	1.41	1.37	1.41	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	$\sigma_{max}$ (kN/m²)	4361.3048	3507.972	2954.4268	
	$\sigma_{min}$ (kN/m²)	-16970.8	-14383.57	-11514.43	
	Lt(m)	1.02	0.98	1.02	
	d(m)	4.750	4.750	4.750	
	Mt(KN.m)	5297.3085	4780.24	3601.311	
armatures verticales	$A_{v1}/(L/10)$ (cm²)	27.05	24.44	18.23	
	$A_v/zone c$ cm²)	8.00	8.00	8.00	
	$A_v/adopté zone c$ cm²)	31.40	31.40	31.40	
	$A_{v2}(lt-l/10)$ (cm²)	2.01	2.01	2.01	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm²)	31.41	31.41	20.1	
	$A'v2$ adopté (cm²)	2.01	2.01	2.01	
	Choix	$A'v1$	10HA20	10HA20	10HA16
	choix	$A'v2$	4HA8	4HA8	4HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	$A'v1$	10	10	10
section total	$A_{total}$ de voile (cm2)	94.22	94.22	71.60	
	$A_{total_{tendu}}$ (cm²)	33.42	33.42	22.11	
armatures minimales	$A_{tendu}$ (minimal cm²)	4.1	3.9	4.1	
	$A_{voile}$ (minimal cm²)	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	23.6	23.6	17.9	
	AH adopté (cm2)	24.88	24.88	22.62	
	choix de la section	22HA12	22HA12	20HA12	
	Esp st (cm)	13	13	15	
Véification des contruction	5 Mpa	$\tau_b$	2.08	1.35	0.73
	3,26 Mpa	$\tau_u$	1.48	0.96	0.52
	15Mpa	$\sigma_{bc}$	4.68	3.09	1.12

✓ VOILE VT1 :

Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.3	3.3	3.3	
	b (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m <sup>2</sup> )	0.66	0.66	0.66	
	I	2.77	2.77	2.77	
	L/10	0.33	0.33	0.33	
Sollicitation de calcul	T(KN)	1327.69	1370.29	745.16	
	T'=1.4*T(KN)	1858.766	1918.406	1043.224	
	N(KN)	-5737.356	-4176.08	-3010.14	
	M(KN.m)	9737.356	7369.893	5260.08	
	e(m)	1.70	1.76	1.75	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4441.1038	3512.5484	2480.1174	
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-14872.66	-11105.42	-7953.099	
	Lt(m)	1.26	1.32	1.31	
	d(m)	5.225	5.225	5.225	
	Mt(KN.m)	4462.6001	2965.905	2190.0165	
armatures verticales	$A_{v1}/(L/10)$ (cm <sup>2</sup> )	20.49	13.33	9.82	
	$A_v$ /zone c cm <sup>2</sup> )	8.80	8.80	8.80	
	$A_v$ /adopté zone c cm <sup>2</sup> )	31.54	34.54	34.54	
	$A_{v2}(lt-l/10)$ (cm <sup>2</sup> )	2.01	3.14	3.14	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )	31.41	20.1	15.39	
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )	2.01	3.14	3.14	
	Choix	$A'v1$	10HA20	10HA16	10HA14
	choix	$A'v2$	4HA8	6HA8	6HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	$A'v1$	10	10	10
	$A'v2$	20	20	20	
section total	Atotal de voile (cm <sup>2</sup> )		94.36	74.74	65.32
	Atotal <sub>tendu</sub> (cm <sup>2</sup> )		33.42	23.24	18.53
armatures minimales	$A_{tendu}$ (minimal cm <sup>2</sup> )		5.1	5.3	5.2
	$A_{voile}$ (minimal cm <sup>2</sup> )		16.5	16.5	16.5
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		23.6	18.7	16.3
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		24.88	22.62	22.62
	choix de la section		22HA12	20HA12	20HA12
	Esp st (cm)		13	15	15
Véification des construction	5 Mpa	$T_b$	1.78	1.84	1.00
	3,26 Mpa	$T_u$	1.27	1.31	0.71
	15Mpa	$\sigma_{bc}$	2.73	2.44	1.21

✓ VOILE VT2,VT4 :

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2
	b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.24	0.24	0.24	0.24
	I	0.029	0.029	0.029	0.029
	L/10	0.6	0.6	0.	0.
Solllicitation de calcul	T(KN)	729.43	585.13	361.92	
	T'=1.4*T(KN)	1021.202	819.182	506.688	
	N(KN)	-2626.87	-2214.22	-1322.14	
	M(KN.m)	2125.242	1592.526	1078.82	
	e(m)	0.81	0.72	0.82	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1452.0029	26498.31	18723.853	
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-8957.346	-45752.4	-30220.72	
	Lt(m)	0.49	0.42	0.44	
	d(m)	3.325	1.093	1.093	
	Mt(KN.m)	2012.0783	446.66715	394.61255	
armatures verticales	$A_{v1}/(L/10)$ (cm <sup>2</sup> )	14.80	10.15	9.08	
	$A_v/zone c$ cm <sup>2</sup> )	5.60	1.84	1.84	
	$A_v/adopté zone c$ cm <sup>2</sup> )	14.05	4.01	4.01	
	$A_{v2}(lt-l/10)$ (cm <sup>2</sup> )	0.50	2.01	2.01	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )	18.84	12.56	12.56	
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )	0.50	2.01	2.01	
	Choix	$A'v1$	6HA20	4HA20	4HA20
	choix	$A'v2$	6HA8	4HA8	4HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	$A'v1$	10	10	10
	$A'v2$	20	20	20	
section total	Atotal de voile (cm <sup>2</sup> )	51.73	29.13	29.13	
	Atotal <sub>tendu</sub> (cm <sup>2</sup> )	19.34	14.57	14.57	
armatures minimales	$A_{tendu}$ (minimal cm <sup>2</sup> )	2.0	1.7	1.8	
	$A_{voile}$ (minimal cm <sup>2</sup> )	10.5	3.45	3.45	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	12.9	7.3	7.3	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	15.7	15.7	15.7	
	choix de la section	12HA10	12HA10	12HA10	
	Esp st (cm)	15	15	15	
Véfication des construction	5 Mpa	$\tau_b$	1.54	3.75	2.32
	2,26 Mpa	$\tau_u$	1.10	2.68	1.66
	15Mpa	$\sigma_{bc}$	3.15	7.10	3.63

✓ VOILE VT3 :

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2
	b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	0.4
	I	0.64	0.64	0.64	0.64
	L/10	0.2	0.2	0.2	0.2
Sollicitation de calcul	T(KN)	338.5	217.5	174.23	
	T'=1.4*T(KN)	473.9	304.5	243.922	
	N(KN)	-3546.83	-2709.44	-2602.43	
	M(KN.m)	3013.23	2226.167	1953.661	
	e(m)	0.85	0.82	0.75	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2697.2866	1860.6262	1299.5522	
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-13222	-9900.508	-9021.896	
	Lt(m)	0.57	0.53	0.42	
	d(m)	3.202	3.202	3.202	
	Mt(KN.m)	2365.5377	1882.6988	1992.9241	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /(L/10) (cm <sup>2</sup> )	18.14	14.34	15.29	
	A <sub>v</sub> /zone c cm <sup>2</sup> )	5.39	5.39	5.39	
	A <sub>v</sub> /adopté zone c cm <sup>2</sup> )	13.05	13.05	13.05	
	A <sub>v2</sub> (lt-l/10) (cm <sup>2</sup> )	1.00	1.00	1.00	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	18.84	18.84	18.84	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	1.00	0.50	0.50	
	choix	A'v1	6HA20	6HA20	6HA20
	choix	A'v2	2HA8	2HA8	2HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
	A'v2	20	20	20	
section total	A <sub>total</sub> de voile (cm <sup>2</sup> )	50.73	50.73	50.73	
	A <sub>total</sub> <sub>tendu</sub> (cm <sup>2</sup> )	19.84	19.34	19.34	
armatures minimales	A <sub>tendu</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )	2.3	2.1	1.7	
	A <sub>voile</sub> (minimal cm <sup>2</sup> )	10.11	10.11	10.11	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	12.7	12.7	12.7	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	15.7	15.7	15.7	
	choix de la section	20HA10	20HA10	20HA10	
	Esp st (cm)	15	15	15	
Véification des construction	5 Mpa	T <sub>b</sub>	0.74	0.48	0.38
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0.53	0.34	0.27
	15Mpa	$\sigma_{bc}$	4.56	3.38	1.43

✓ VOILE VT5 :

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.7	1.7	1.7	1.7
	b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )	0.34	0.34	0.34	0.34
	I	2.93	2.93	2.93	2.93
	L/10	0.17	0.17	0.17	0.17
Solicitation de calcul	T(KN)	997.76	915.75	654.9	654.9
	T'=1.4*T(KN)	1396.864	1282.05	916.86	916.86
	N(KN)	-5477.66	-4540.94	-2248.79	-2248.79
	M(KN.m)	6811.215	6335.242	3498.231	3498.231
	e(m)	1.24	1.40	1.56	1.56
	OBS	SPC	SPC	SPC	SPC
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1625.0628	2006.0886	1338.6738	1338.6738
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-11406.6	-10114.91	-5354.37	-5354.37
	Lt(m)	0.70	0.93	1.12	1.12
	d(m)	5.320	5.320	5.320	5.320
	Mt(KN.m)	6992.4882	5107.9268	2168.7198	2168.7198
armatures verticales	$A_{v1}/(L/10)$ (cm <sup>2</sup> )	37.01	27.59	10.05	10.05
	$A_v/zone c$ cm <sup>2</sup> )	8.96	8.96	8.96	8.96
	$A_v/adopté zone c$ cm <sup>2</sup> )	20.08	20.08	20.08	20.08
	$A_{v2}(lt-l/10)$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	3.14	3.14
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )	49.09	31.41	20.1	20.1
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	3.14	3.14
	choix	$A'v1$	10HA25	10HA20	10HA14
	choix	$A'v2$	2HA10	2HA10	4HA10
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	$A'v1$	10	10	10
section total	$A_{total}$ de voile (cm <sup>2</sup> )	118.26	82.90	60.28	60.28
	$A_{total_{tendu}}$ (cm <sup>2</sup> )	50.66	32.98	23.24	23.24
armatures minimales	$A_{tendu}$ (minimal cm <sup>2</sup> )	2.8	3.7	4.5	4.5
	$A_{voile}$ (minimal cm <sup>2</sup> )	16.8	16.8	16.8	16.8
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	29.6	20.7	15.1	15.1
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	33.93	15.7	15.7	15.7
	choix de la section	30HA12	30HA12	30HA12	30HA12
	Esp st (cm)	10	10	10	10
Véification des construction	5 Mpa	$\tau_b$	1.31	1.20	0.86
	3,26 Mpa	$\tau_u$	0.94	0.86	0.62
	15Mpa	$\sigma_{bc}$	3.02	2.65	1.31

# CHAPITRE VII

## Etude de l'infrastructure

**VIII.1) Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

**Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

**Fondations profonde :**

Elles sont utilisés dans le cas des 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.2) Etude géotechnique du sol :**

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  $\sigma_{sol} = 1.9$  bars ; à une profondeur de **2m**.
- ✓ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VIII.3) Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage.
- ✓ La facilité de l'exécution.
- ✓ L'économie.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'importance de la superstructure.

**VIII.3.1) Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{55}{45} = 1.22 = K \rightarrow A \neq B \text{ (Poteau rectangulaire).}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{26222.45}{190}} = 11.74m \rightarrow B = 12m.$$

**VIII.4) Dimensionnement des fondations du sous-sol :****a) Semelles continues sous voiles et sous poteaux :****a.1) Semelles continues sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \cdot L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :  $N = 1.35G + 1.5Q$

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

➤ **Surfaces des semelles filantes sous voiles :**➤ **Sens longitudinal :**

VOILE	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]
VL8	5710.86	0.8	37.57	30.1
VL9	2190.65	1.6	7.20	11.52
VL10	1298.27	1.00	6.84	6.84
VL11	3918.37	0.8	25.78	20.63
<b>SOMME</b>				69.10

VOILE	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]
VT1	2112.34	2.6	4.28	11.128
VT2	552.83	1.3	2.12	2.756
VT3	552.33	1.7	1.62	2.754
VT4	555.51	1.7	1.72	2.924
VT5	982.62	1.3	3.98	5.174
VT6	375.81	1.3	1.53	1.989
VT7	2124.88	2.6	4.30	11.18
<b>SOMME</b>				37.90

$$S_V = \sum S_i = 107\text{m}^2$$

Avec :  $S_V$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

### a.2) Semelles filantes sous poteaux :

La charge totale transmise par les poteaux est:  $\sum N_t = 4427.25\text{KN}$

Coordonnées de la résultante des forces:

Poteaux	$N_s$	$e_i$	$N_s \times e_i$	M
8	809.64	6,25	5060.25	3.589
14	648.68	1.8	1167.63	-0.457
20	652.74	-1.5	-979.11	0.898
28	850.77	-2.25	-1914.23	-3.628
Somme	R=2934.83		$\sum = 3334.54$	$\sum = 0.402$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 1.12\text{m}$$

### b.1) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 1.12\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{4.75}{6} = 0.8\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2934.83}{12.56} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.12}{12.56}\right) = 108.65\text{KN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2934.83}{12.56} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.12}{12.56}\right) = 564.23\text{KN/m}^2$$

$$q_{max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2934.83}{12.56} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.12}{12.56}\right) = 296.17\text{KN/m}^2$$

### b.2) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{296.17}{190} = 1.55\text{m}$$

On prend  $B = 2\text{ m}$

On aura donc,  $S = B \times L = 2 \times 12.75 = 25.50\text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_V$

$$\text{Avec : } S_t = 25.5 \times 8 + 107 = 311\text{m}^2$$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{Bat} = 306.916\text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{311}{306.916} = 1.01$$

La surface totale des semelles représente 100 % de la surface du bâtiment.

**Conclusion :** Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

### VIII.5) Etude du radier :

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.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal ;
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ✓ Facilité de coffrage ;
- ✓ Rapidité d'exécution ;
- ✓ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### VIII.5.1) Pré dimensionnement du radier :

##### a. Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times k}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déformée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$  MPa

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.65\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.69\text{m, on prend } h = 0.7\text{m}$$

- **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

- **Sous poteaux :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d \geq \frac{365}{20} = 18.25\text{cm.}$$

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow 45.63 \leq h \leq 73 \text{ soit } h = 50\text{cm}$$

• **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{365}{10} = 36.5\text{cm soit } h_n = 75\text{cm. et } 0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$30\text{cm} \leq b_n \leq 52.5\text{cm soit } b_n = 50\text{cm}$$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 75$  cm (hauteur de la nervure)

$h_d = 35$  cm (hauteur de la dalle)

$b_n = 50$  cm (largeur de la nervure)

**VIII.5.2) Calcul de la surface nécessaire au radier :**

Charge permanente  $G = 23730.26$  KN

Charge d'exploitation  $Q = 2492.19$  KN.

**a. Combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 35774.14$  KN

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 26222.45$  KN

**b. Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{35774.14}{1.33 \times 190} = 141.56\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{26222.45}{190} = 138.01\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 141.56\text{m}^2$$

$$S_{bat} = 306.915\text{m}^2 > S_{rad} = 141.56\text{m}^2$$

**Remarque**

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30\text{cm}\right) = 37.5\text{cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 45$  cm.

$$S_{deb} = (23.70 + 12.95) \times 2 \times 0.45 + 0.45 \times 0.45 \times 4 = 33.80\text{m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier  $S_{rad} = S_{deb} + S_{bat} = 306.92 + 33.80 = 340.72\text{m}^2$

**VIII.5.3) Calcul des sollicitations à la base du radier :****a) Charges permanentes:**

Poids de bâtiment :  $G = 23730.26 \text{ KN}$

**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:**

$$P_{de \ la \ dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{de \ la \ dalle} = 340.72 \times 0.35 \times 25 = 2981.30 \text{ KN}$$

**Poids des nervures:**

$$P_{ner} = b_n(h_n - h_d).L.n.\rho_b$$

$$P_{ner} = 0.50 \times (0.75 - 0.35)(27.70 \times 5 + 12.95 \times 8) \times 25 = 1110.5 \text{ KN}$$

**Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}).(h_n - h_d)\rho$$

$$P_{TVO} = (340.72 - (0.5 \times 12.95 \times 8)).(0.75 - 0.35) \times 17 = 1964.66 \text{ KN.}$$

**Poids de la dalle flottante:**

$$P_{dalle \ flottante} = (S_{rad} - S_{ner})e_p\rho_b$$

$$P_{dalle \ flottante} = (340.72 - 51.80) \times 0.1 \times 25 = 722.30 \text{ KN.}$$

$$G_{rad} = 6778.76 \text{ KN.}$$

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 6778.76 + 23730.26 = 30509.02 \text{ KN}$$

**b) Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment :  $Q = 2492.19 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 5 \times 2492.19 = 12460.95 \text{ KN}$

$Q_{tot} = 14953.14 \text{ KN.}$

**Combinaison d'actions:****Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \ totale} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 63617.13 \text{ KN}$$

**Etat Limite de Service :**

$$N_{s \ totale} = G_{tot} + Q_{tot} = 45462.16 \text{ KN}$$

**Vérifications :****a. Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot z$$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$ ,

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $w g = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$z$  : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1 \text{ m}$ ),

$P=45462.16 \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot z = 1.5 \times 340.72 \times 10 \times 1 = 5110.8 \longrightarrow$  Pas de risque de soulèvement de la structure.

### b. Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts à l'ELU tirées d'ETABS sont :

$$M_E^X = 32011.072 \text{ KN.m}$$

$$M_E^Y = 33995.121 \text{ KN.m}$$

### c) Vérification de la stabilité du radier :

#### a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 11.606 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7.511 \text{ m}$$

avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i ; Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

#### b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22.8 \times 12.15^3}{12} = 3407.86 \text{ m}^3$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12.15 \times 22.8^3}{12} = 12000.5 \text{ m}^3$$

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) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :  $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xx}, I_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

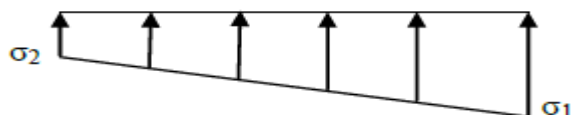


Figure VII-3) : Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**Sens longitudinal :**

$$M_X = 321011.072 + 1540.67 \times 0.75 = 33166.57 \text{KN.m}$$

**A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_X}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{63617.13}{340.72} + \frac{33166.57}{12000.5} \times 11.606 = 218.79 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{63617.13}{340.72} - \frac{33166.57}{12000.5} \times 11.606 = 154.63 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 218.79 + 154.63}{4} = 202.75 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 202.75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 252.7 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_X}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{45462.16}{340.72} + \frac{33166.57}{12000.5} \times 11.606$$

$$\sigma_1 = 165.50 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = 101.35 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149.46 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = 190 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens transversal:**

$$M_y = 33995.121 + 1601.11 \times 0.75 = 35195.95 \text{KN.m}$$

**A l'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{63617.13}{340.72} + \frac{35195.95}{3407.86} \times 7.511$$

$$\sigma_1 = 264.28 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = 109.14 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 225.49 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 252.7 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{45462.16}{340.72} \pm \frac{35195.95}{3407.86} \times 7.511$$

$$\sigma_1 = 211 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = 55.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 172.21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.

**d) Vérification au poinçonnement**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_U \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$N_U$ : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$ : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a: Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

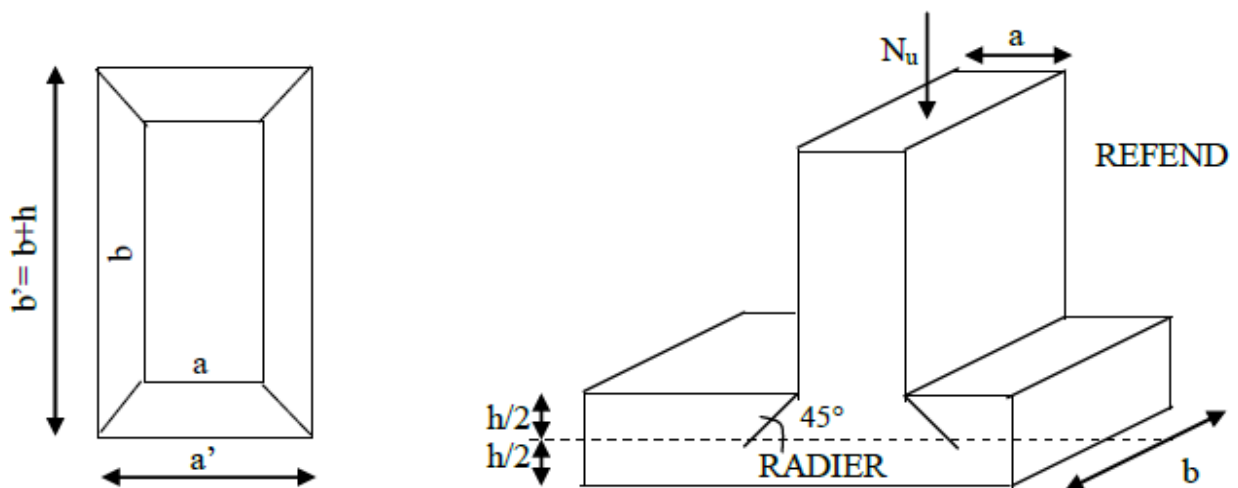


Figure (XI.2) : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a + b) = 2 \cdot (a + b + 2h) = 2 \times (0.45 + 0.55 + 2 \times 0.75) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 913.81 \text{ KN}$$

$$N_u < 0.045 \times 5 \times 0.75 \times \frac{25000}{1.5} = 2812.50 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifié.}$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a + b) = 2 \cdot (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 0.75) = 5.4\text{m}$$

$$N_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{L} = 900.20 \text{ KN}$$

$$N_u < 0.045 \times 5.4 \times 25000 = 6075 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifié.}$$

### VIII.5.3) Ferrailage du radier:

#### 1) Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### 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 :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{(3.65 - 0.45)}{(4.75 - 0.55)} = \frac{3.2}{4.2} = 0.76.$$

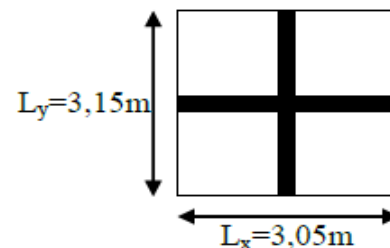


Figure (VII- 4) : Entre axes du panneau le plus sollicité

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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 à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 219.80 \text{ KN/m}^2$$

#### La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 166.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(219.80 - \frac{6778.76}{340.72}\right) \times 1\text{ml} = 199.90 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(166.53 - \frac{6778.76}{340.72}\right) \times 1\text{ml} = 146.63 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul a l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$ :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.061 \\ \mu_y = 0.525 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0-x} \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_{0x} = 0.061 \times 199.90 \times 3.2^2 = 124.86 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.525 \times 124.86 = 65.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.

-0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

✓ **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (-0.5)M_{0x} \rightarrow M_{ax} = (-0.5) \times 124.86 \rightarrow M_{ax} = -62.43 \text{ KNm}$$

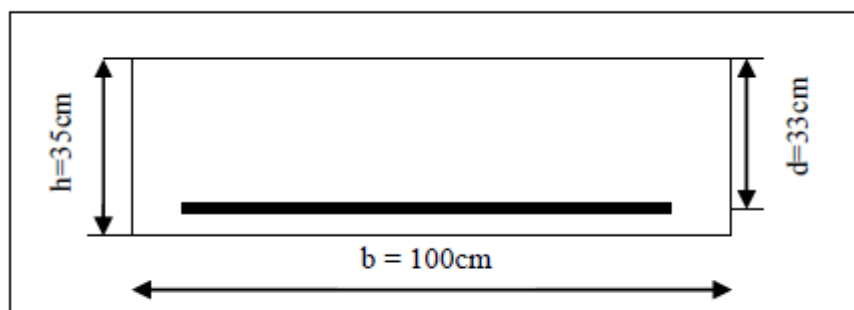
$$M_{ay} = (-0.5)M_{0y} \rightarrow M_{ay} = (-0.5) \times 65.55 \rightarrow M_{ay} = -32.77 \text{ KNm}$$

✓ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0.85)M_{0x} \rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 124.86 \rightarrow M_{tx} = 106.13 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = (0.85)M_{0y} \rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 65.55 \rightarrow M_{ty} = 55.71 \text{ KNm}$$

✓ **Calcul des armatures :**



Dimension de la section de calcul.

■ Ferrailage suivant x-x :

Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.43 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{62.43 \times 10^3}{0.980 \times 33 \times 348} = 5.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106.13 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{106.13 \times 10^3}{0.965 \times 33 \times 348} = 9.57 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA14 = 10.77 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

■ Ferrailage suivant y-y :

Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.78 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32.78 \times 10^3}{0.980 \times 33 \times 348} = 2.88 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.71 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{55.71 \times 10^3}{0.982 \times 33 \times 348} = 4.94 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

VIII.5) ferrailage des portées :

	<i>Sens de la grande portée</i>	<i>Sens de la petite portée</i>
<i>Armatures aux appuis intermédiaires</i>	<i>7 HA12/ml</i>	<i>7 HA12/ml</i>
<i>Armatures en travée</i>	<i>7HA14/ml</i>	<i>7 HA12/ml</i>

2) Vérification à l'état limite ultime :

Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

Armature parallèles à L<sub>x</sub> :

$$W_x = \frac{A_{tx}}{bd} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

$W_x$ : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

$W_0$ : Taux d'acier minimal.

$W_0 = 0.8\%$  pour les HA de nuance  $f_e E400$ .

$$W_x = \frac{10.77}{100 \times 33} = 0.0033 \geq 0.0008 \frac{3-0.85}{2} = 0.00086 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Armature parallèles à  $L_y$  :**

$$W_x = \frac{A_{ty}}{bd} \geq W_0$$

$$W_x = \frac{7.92}{100 \times 33} = 0.0024 \geq 0.0008 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

**Sens de la petite portée :**

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

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}.$$

**Sens de la grande portée :**

$$S_t \leq \min\{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}.$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$$

$$b = 100\text{cm}; d = 0.9h_d = 0.9 \times 35 = 31.5\text{cm}.$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{\text{utot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{63617.13 \times 1}{340.72} \times \frac{3.65}{2} = 340.75 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{340.75}{1000 \times 315} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.08\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**VIII.5.4) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.

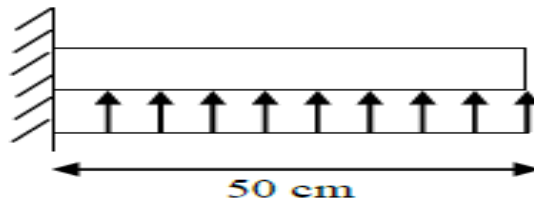


Figure (VIII.5.4.1) Schéma statique du débord

**VIII.5.4.1) Sollicitations de calculs :****A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{199.90 \times 0.5^2}{2} = 24.98 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{146.63 \times 0.5^2}{2} = 18.32 \text{ KN.m}$$

**VIII.5.4.2) Calcul des armatures :****a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 32 \text{ cm}; \quad f_{c28} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{24.98 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta_u = 0.991.$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{24.98 \times 10^2}{0.991 \times 32 \times 34.8} = 2.22 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_u = 7 \text{ HA14}/\text{ml} = 10.78 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 3 \text{ HA12}/\text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

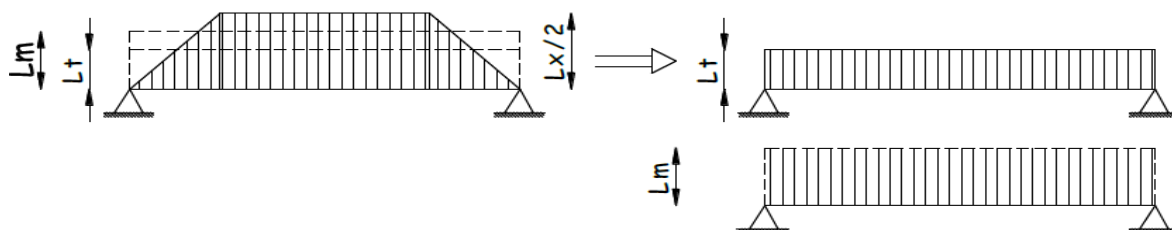
**VIII.5.4.3) Vérification à l'ELU :****Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$



a) Cas de chargement trapézoïdal :



Présentation des chargements simplifiés

**Effort tranchant :**  $L_t = L_x \left[ 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right] \dots \dots (1)$

**Moment fléchissant :**  $L_m = L_x \left[ 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right] \dots \dots (2)$

b) Cas de chargement triangulaire :

$L_x = L_y \rightarrow \rho = 1$

**Effort tranchant :**  $L_t = 0.25 L_x \dots \dots (1)$

**Moment fléchissant :**  $L_m = 0.333 L_x \dots \dots (2)$

$P_{mh} = q_u \times L_{mh}$

$P_{th} = q_u \times L_{th}$

VIII.5.4.8.1) Calcul des charges :

✦ Sens longitudinal

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans le tableau suivant :

travée	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\rho_x$	$q_u(KN/m^2)$	$L_{mh}(m)$	$L_{th}(m)$	$P_{mh}(\frac{KN}{m})$	$P_{th}(\frac{KN}{m})$
1-2	3.10	4.50	0.68	199.90	1.023	0.775	204.49	154.92
2-3	3.30	4.50	0.73	199.90	1.098	0.825	219.49	164.92
3-4	3.65	4.50	0.81	199.90	1.215	0.913	242.87	182.5
4-5	3.30	4.50	0.73	199.90	1.098	0.825	219.49	164.61
5-6	3.35	4.50	0.74	199.90	1.115	0.837	222.88	167.31
6-7	3.30	4.50	0.73	199.90	1.098	0.825	219.49	164.92
7-8	3.10	4.50	0.68	199.90	1.023	0.775	204.49	154.92

Tableau (VIII.1) Valeurs de calcul des charges des panneaux du haut.

travée	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\rho_x$	$q_u(KN/m^2)$	$L_{mb}(m)$	$L_{tb}(m)$	$P_{mb}(\frac{KN}{m})$	$P_{tb}(\frac{KN}{m})$
1-2	3.10	3.30	0.939	199.90	1.032	0.775	206.29	154.92
2-3	3.30	3.30	1.00	199.90	1.089	0.825	217.29	164.92
3-4	3.30	3.65	0.904	199.90	1.089	0.913	217.29	182.5
4-5	3.30	3.30	1.00	199.90	1.089	0.825	217.29	164.61
5-6	3.30	3.35	0.985	199.90	1.089	0.837	217.29	167.31
6-7	3.30	3.30	1.00	199.90	1.098	0.825	217.29	164.92
7-8	3.10	3.30	0.939	199.90	1.032	0.775	206.29	154.92

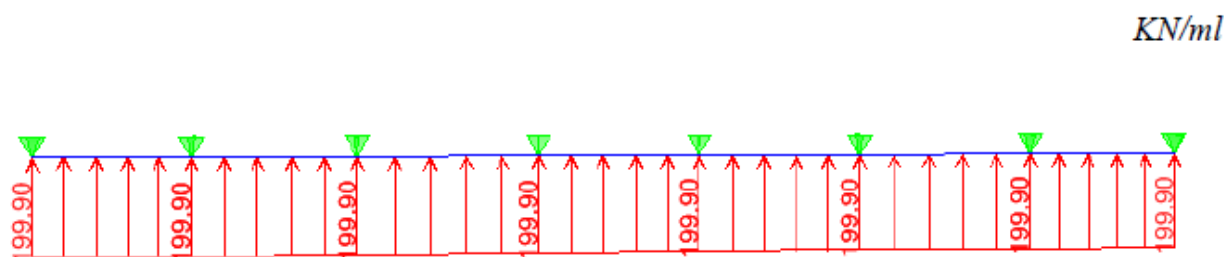
Tableau (VIII.2) Valeurs de calcul des charges des panneaux du bas.

Travée	$P_{mh}(\frac{KN}{m})$	$P_{th}(\frac{KN}{m})$	$P_{mb}(\frac{KN}{m})$	$P_{tb}(\frac{KN}{m})$	$\sum P_m(\frac{KN}{m})$	$\sum P_t(\frac{KN}{m})$
1-2	204.49	154.92	206.29	154.92	410.78	309.84
2-3	219.49	164.92	217.29	164.92	437.18	329.82
3-4	242.87	182.5	217.29	182.5	460.56	347.41
4-5	219.49	164.61	217.29	164.61	437.18	329.82
5-6	222.88	167.31	217.29	167.31	440.57	332.22
6-7	219.49	164.92	217.29	164.92	436.78	329.84
7-8	204.49	154.92	206.29	154.92	410.78	309.84

Tableau (VIII.3) valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure

**VIII.5.4.8.1. 2) Détermination des moments fléchissant l'effort tranchant :**

Pour le calcul des moments fléchissant, on utilise le programme (étaps).



Figure(VIII.3) : Le chargement à ELU.

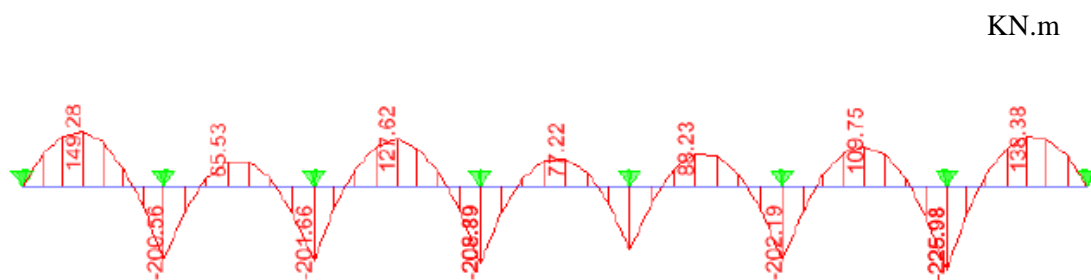


Figure (VII.4) : Diagramme des moments fléchissant (ELU)



Figure (VII.5) : Diagramme des efforts tranchants (ELU)

**XI-8-3) Détermination des sections d'armatures des nervures :**

**Armature longitudinales :**

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travée ou en appuis :

$M_{amax} = 225.98 \text{KN.m.}$

$M_{tmax} = 149.28 \text{KN.m.}$

$b = 50 \text{ cm; } d = 72 \text{ cm}$

**Tableau (VIII.4) les résultats de calcul :**

Zone	$M_u (KN.m)$	$\mu$	$\mu_r$	obs	$\beta$	$A_{cal} (cm^2)$	choix	$A_{adop} (cm^2)$
Appui	225.98	0.062	0.392	S.S.A	0.968	9.31	3HA16+3HA12	9.42
Travée	149.28	0.040	0.392	S.S.A	0.980	6.07	3HA20	9.42

✦ **Sens transversal :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans le tableau suivant :

Travée	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\rho_x$	$q_u(KN/m^2)$	$L_{mh}(m)$	$L_{th}(m)$	$P_{mh}(\frac{KN}{m})$	$P_{th}(\frac{KN}{m})$
A-B	3.65	4.50	0.18	199.90	1.21	0.91	241.87	181.90
B-C	3.30	3.65	0.90	199.90	1.098	0.825	219.49	164.91
C-D	3.65	4.75	0.76	199.90	1.21	0.91	241.87	181.90

Tableau (VIII.5) valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche

Travée	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\rho_x$	$q_u(KN/m^2)$	$L_{mh}(m)$	$L_{th}(m)$	$P_{mh}(\frac{KN}{m})$	$P_{th}(\frac{KN}{m})$
A-B	3.60	4.50	0.80	199.90	1.19	0.9	237.88	179.91
B-C	3.30	3.60	0.916	199.90	1.098	0.825	219.49	162.91
C-D	3.60	4.75	0.75	199.90	1.19	0.9	237.88	179.91

Tableau (VIII.6) valeurs de calcul des charges des panneaux à droite

Travée	$P_{mh}(\frac{KN}{m})$	$P_{th}(\frac{KN}{m})$	$P_{mb}(\frac{KN}{m})$	$P_{tb}(\frac{KN}{m})$	$\sum P_m(\frac{KN}{m})$	$\sum P_t(\frac{KN}{m})$
A-B	241.87	181.90	237.88	179.91	479.75	361.81
B-C	219.49	164.91	219.49	162.91	438.98	327.82
C-D	241.87	181.90	237.88	179.91	479.75	361.81

Détermination des moments fléchissant et de l'effort tranchant:

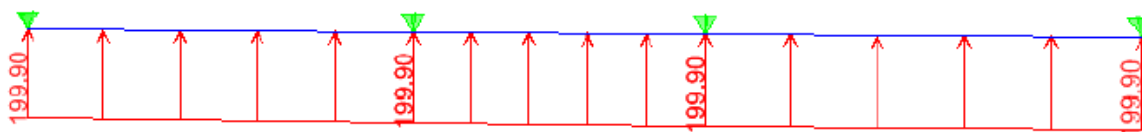
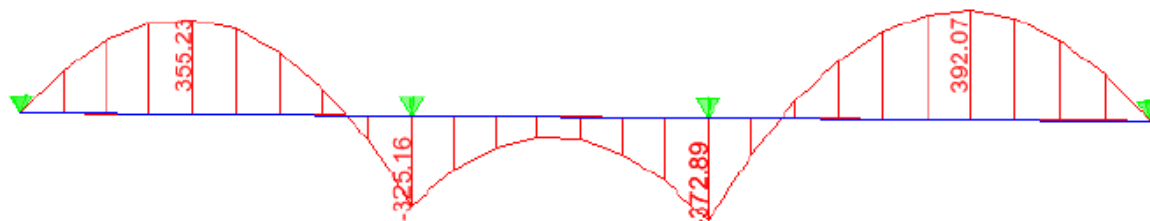


Figure (VII.6) : Le chargement à ELU



Figure(VII.7) : Diagramme des moments fléchissant ELU

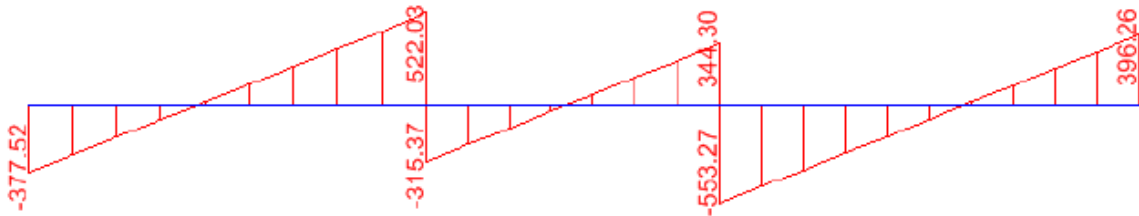


Figure (VII.8) : Diagramme des efforts tranchants (ELU).

**Détermination des sections d'armatures des nervures :****Armature transversale :**

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travée ou en appuis :

$$M_{amax} = 372.89 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tmax} = 392.07 \text{ KN.m.}$$

$$b = 50 \text{ cm; } d = 72 \text{ cm}$$

**Tableau (VIII.8) les résultats de calcul :**

Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_r$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	372.89	0.102	0.392	S.S.A	0.946	15.60	5HA20	15.70
Travée	392.07	0.106	0.392	S.S.A	0.944	16.57	6HA20	18.84

**a) Armatures transversales :**

- Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \text{ Soit } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

- Espacement des armatures :**

En zone nodale :  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varphi_l \right\} = \min \{ 18.75 ; 24 \}$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm}$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003S_t b = 2.50 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

**Condition de non fragilité (BAEL.91.art :A.4.2) :**

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

Avec :  $T_{umax} = 553.27 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{553.27 \times 10^3}{500 \times 720} = 1.53 \text{ KN}$$

$\tau_u = 1.53 \text{ KN} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ . .....La condition est vérifiée

**Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :**

- **Influence sur le béton (BAEL.91.art :A.5.1, 313):**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_0 \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2V_u}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal vaut ( $V_u = 553.27 \text{ KN}$ )

**A.N :**

$V_u \leq 0.267 \times 0.5 \times 0.72 \times 25 \times 10^3 = 2403 \text{ KN} > 470.35 \text{ KN} \rightarrow$  La condition est vérifiée

**Influence sur les armatures inférieures (BAEL.91.art :A.5.1, 321):**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0.9d} \right| \right) = \left( \frac{1.15}{400} \right) \left( 553.27 \times 10^3 - \left| \frac{392.07 \times 10^6}{0.9 \times 720} \right| \right) = -148.85 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

**Entraînement des armatures (BAEL.91.art :A.6.1, 3):**

La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  se sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9dA_s} \times \frac{A_{st}}{u_i}$$

Avec :

$A_s$  : Section totales des armatures tendues

$A_{st}$  : Section d'un paquet de barres

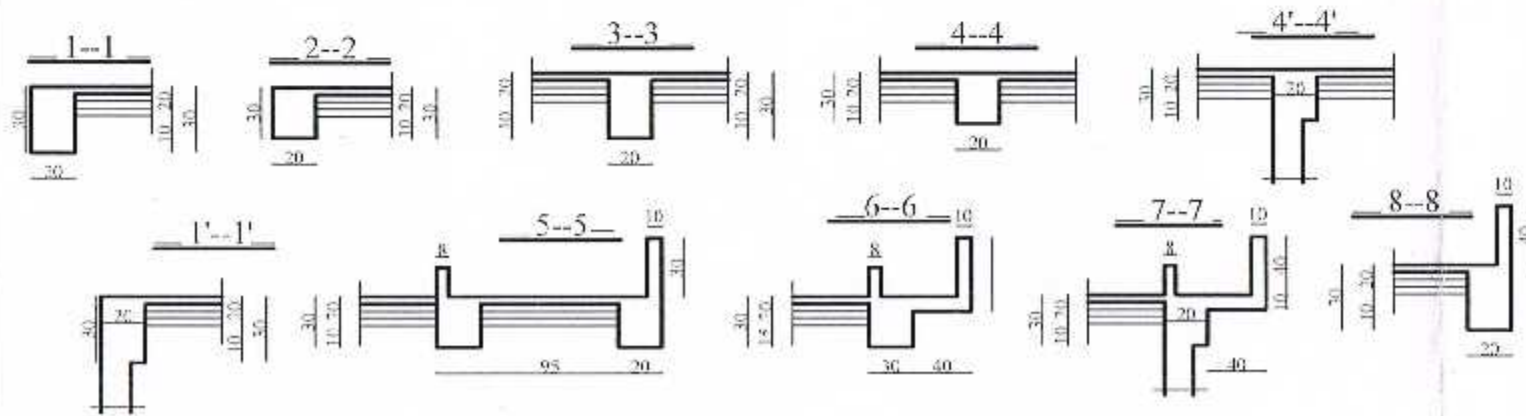
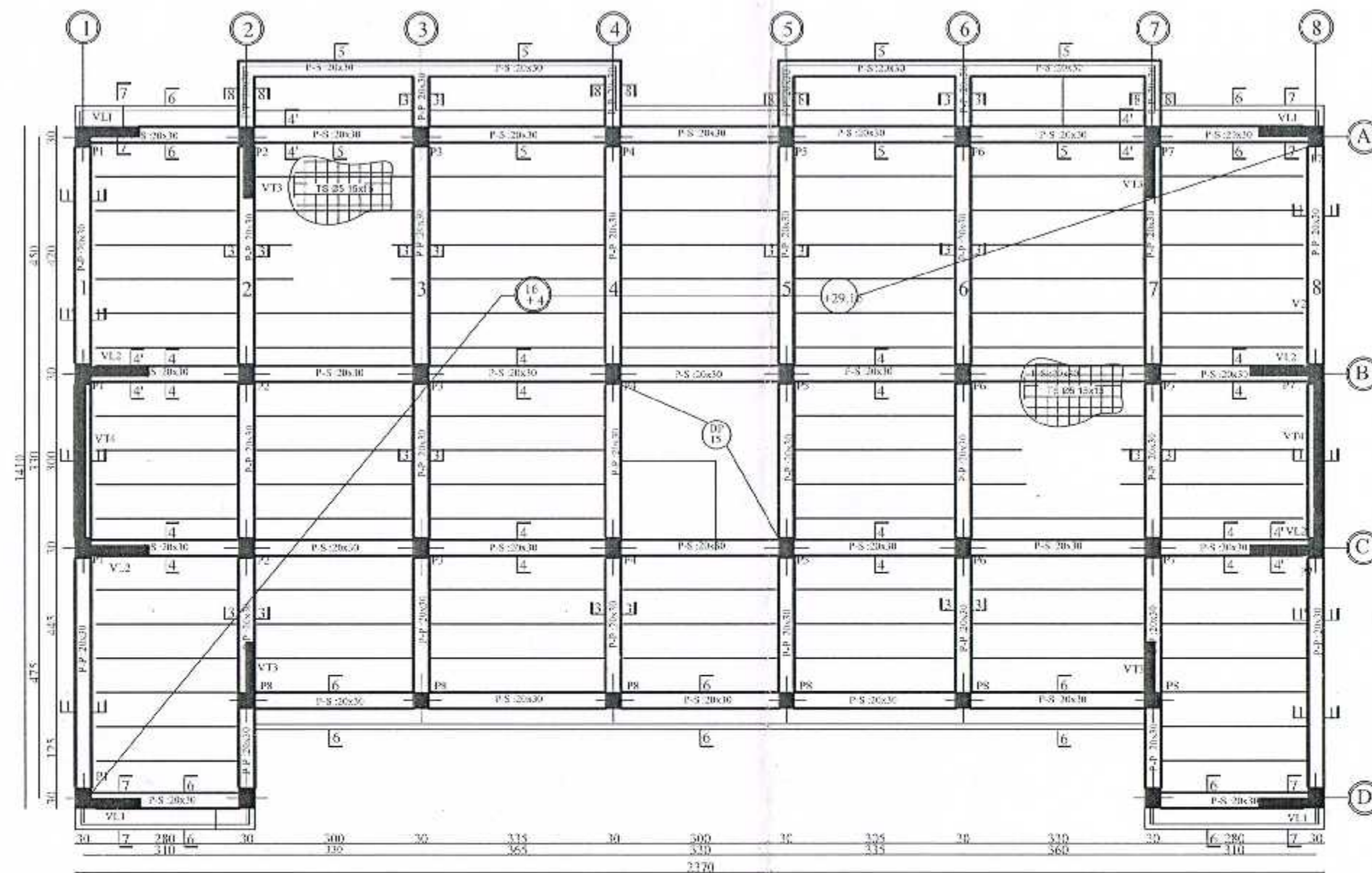
$u_i$  : Périmètre minimal circonscrit a la section du paquet

La contrainte  $_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{seu} = \Psi_s \times f_{t28}$

**A.N :**

$$\tau_{se} = \frac{553.27 \times 10^2}{0.9 \times 72 \times 17.75} \times \frac{1.54}{16 \times \pi} = 1.47 \text{ MPa} < \tau_{seu} = 1.5 \times 2.1 = 3.14 \text{ MPa}$$

→ La condition est vérifiée.



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

ETUDIÉ par  
 Melle HEBIB THIZIRI  
 Melle KRIM SABRINA

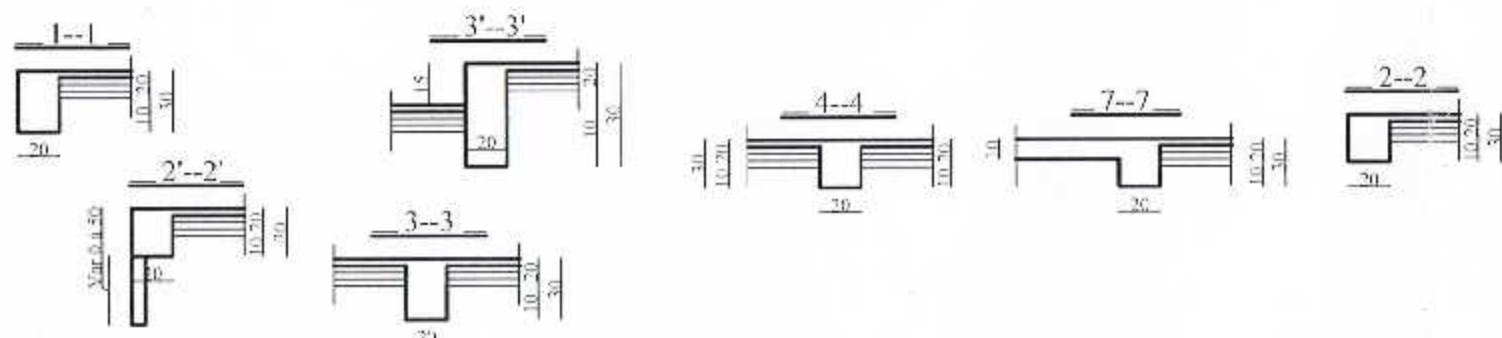
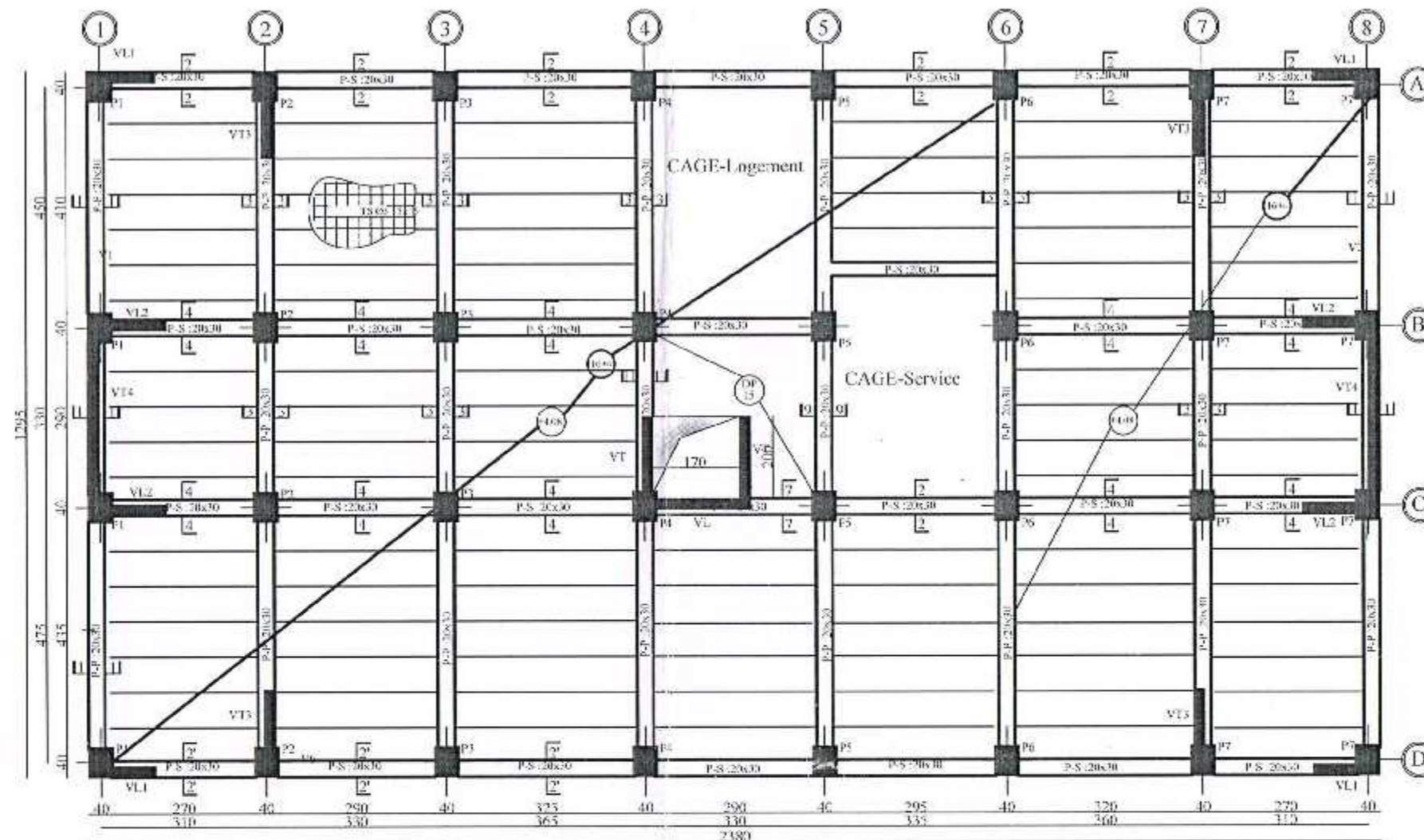
TITRE :

PLAN DE COFFRAGE NIV: +29.16 m

DIRIGÉ par  
 Mr BOUKAIS

PROMOTION : 2017/2018

Echelle: 1/50



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

ETUDE par:  
 Melle HEBIB THIZIRI  
 Melle KRIM SABRINA

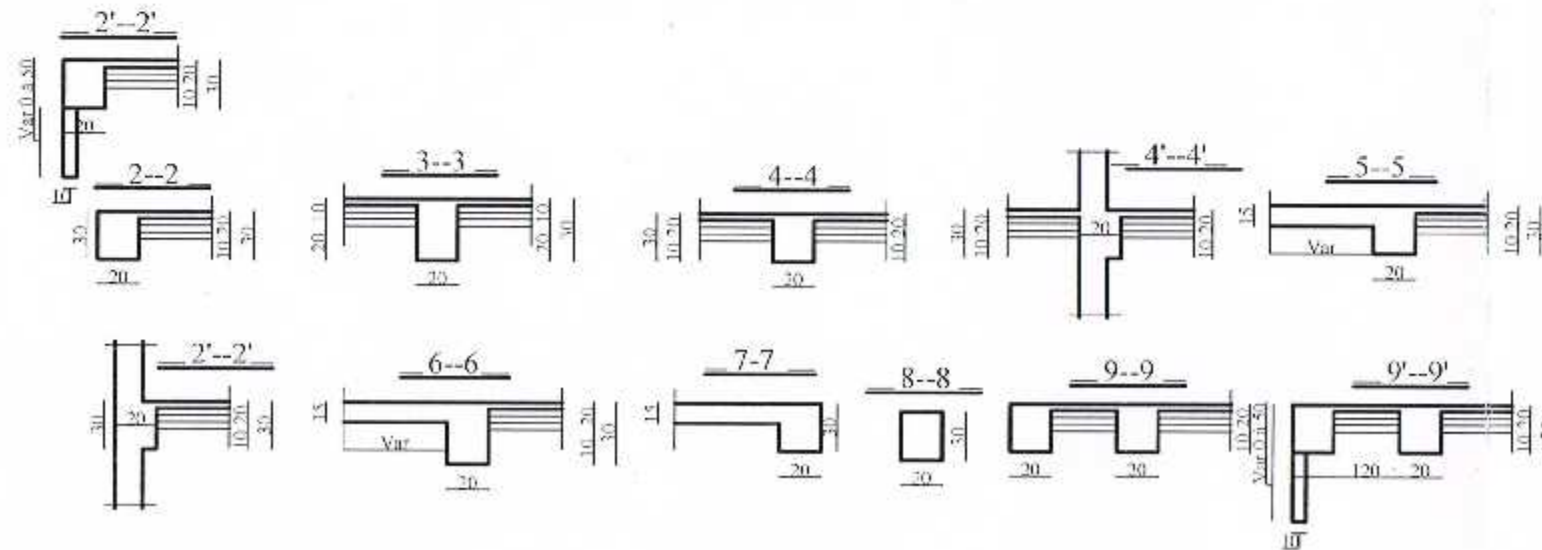
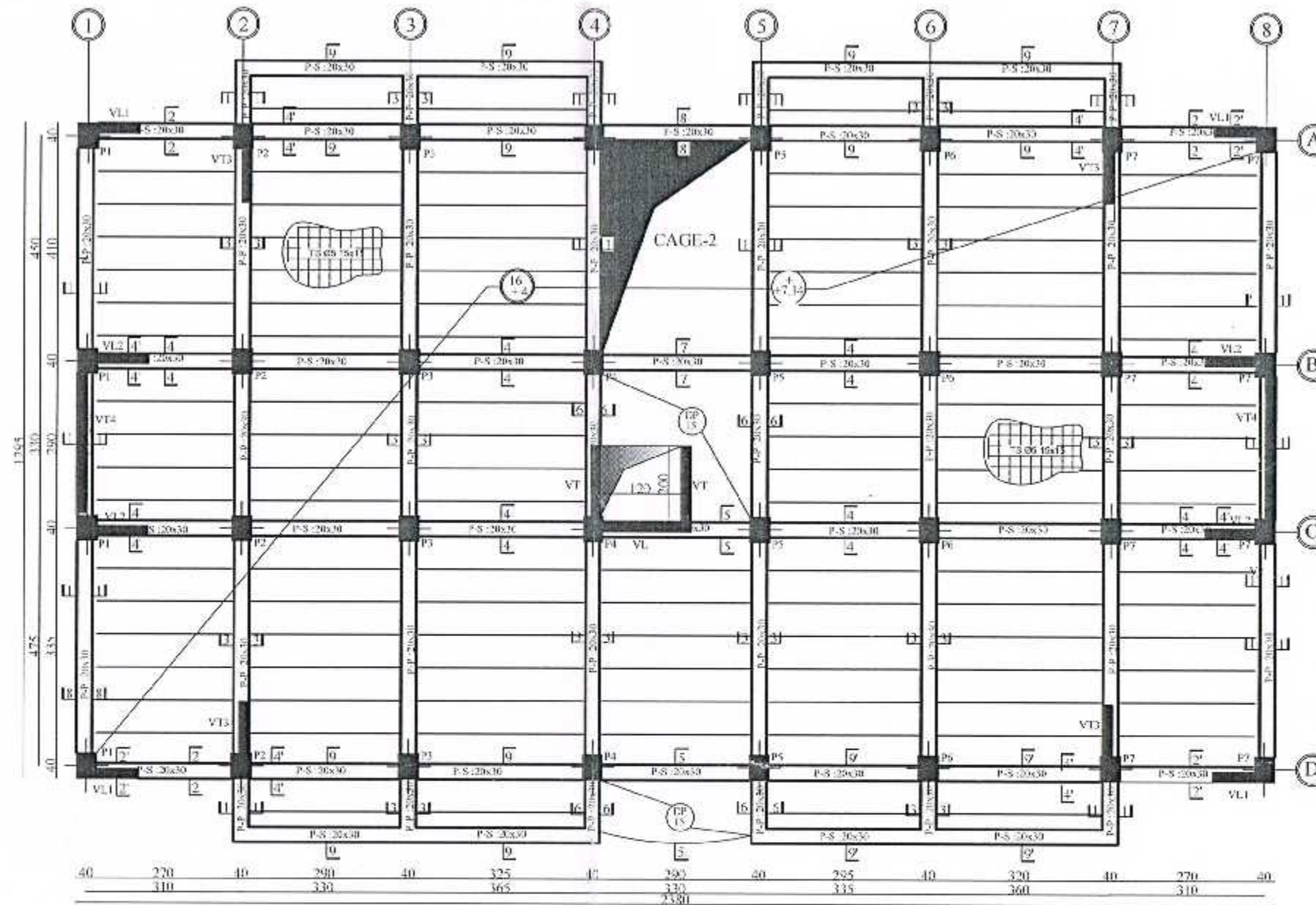
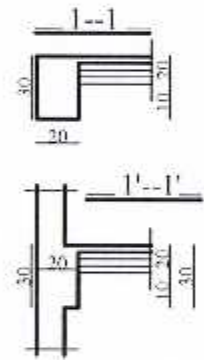
TITRE :

PLAN DE COFFRAGE NIV: +4.08 m

DIRIGE par:  
 Mr BOUKAIS

PROMOTION : 2017/2018

Echelle: 1/50



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

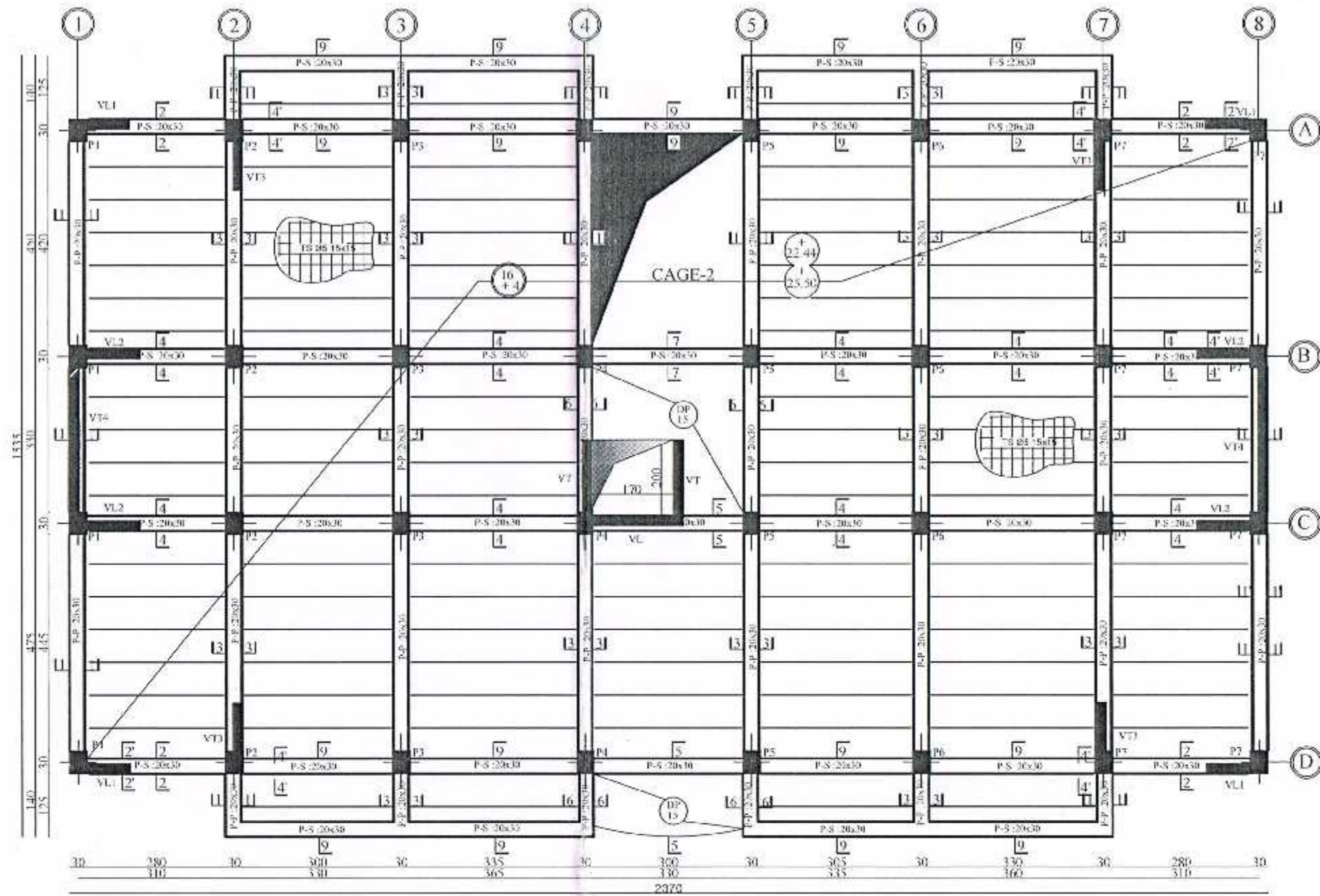
ETUDE par:  
 Melle HEBIB HEIZRI  
 Melle KRIM SABRINA

TITRE :  
 PLAN DE COFFRAGE NIV: +7.14 m ,10.20m

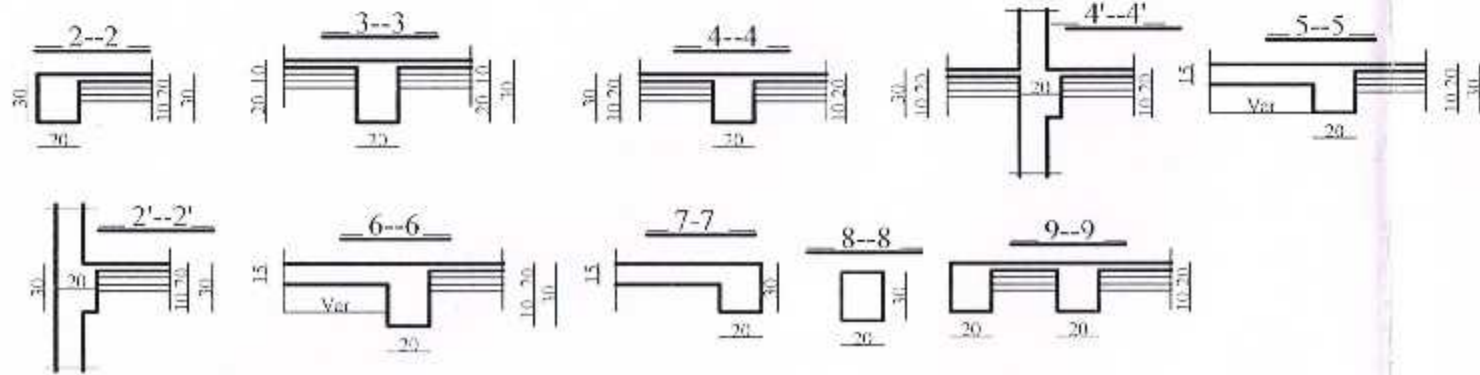
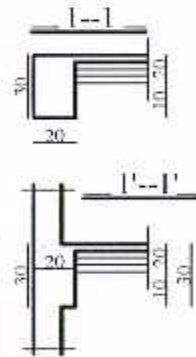
DIRIGÉ par:  
 Mr BOUKAIS

PROMOTION : 2017/2018

Echelle: 1/50



PLAN DE COFFRAGE NIV: +22.44 m, +25.50 m



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

ETUDIE par:  
 Melle HEBIB THIZIRI  
 Melle KRIM SAZRINA

DIRIGE par:  
 Mr BOURKAIS

PROMOTION : 2017/2018

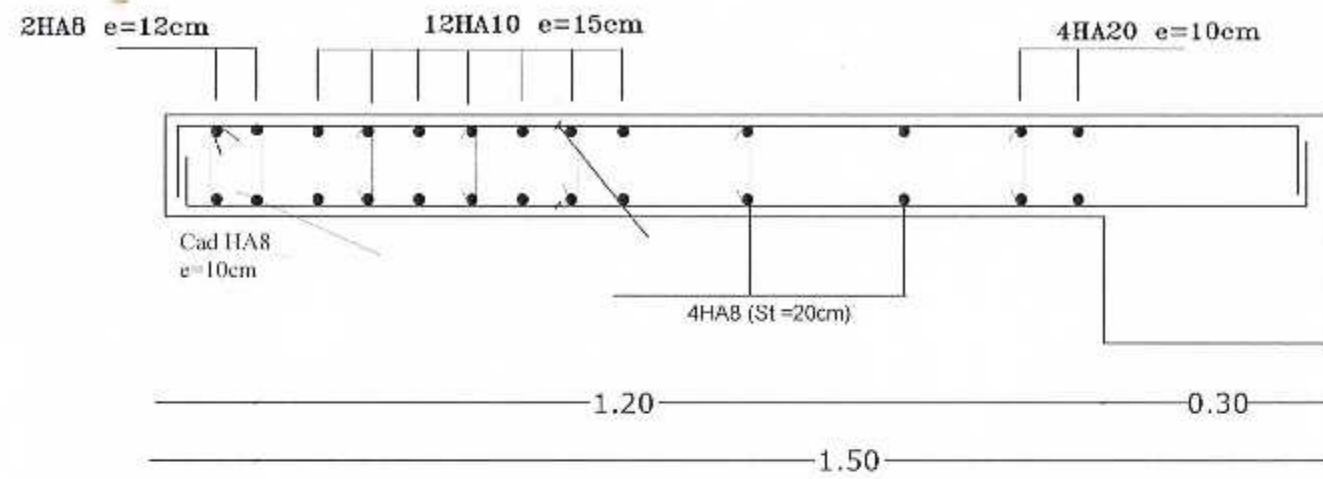
TITRE :  
 PLAN DE COFFRAGE NIV: +22.44 m, 25.50m

Echelle: 1/50

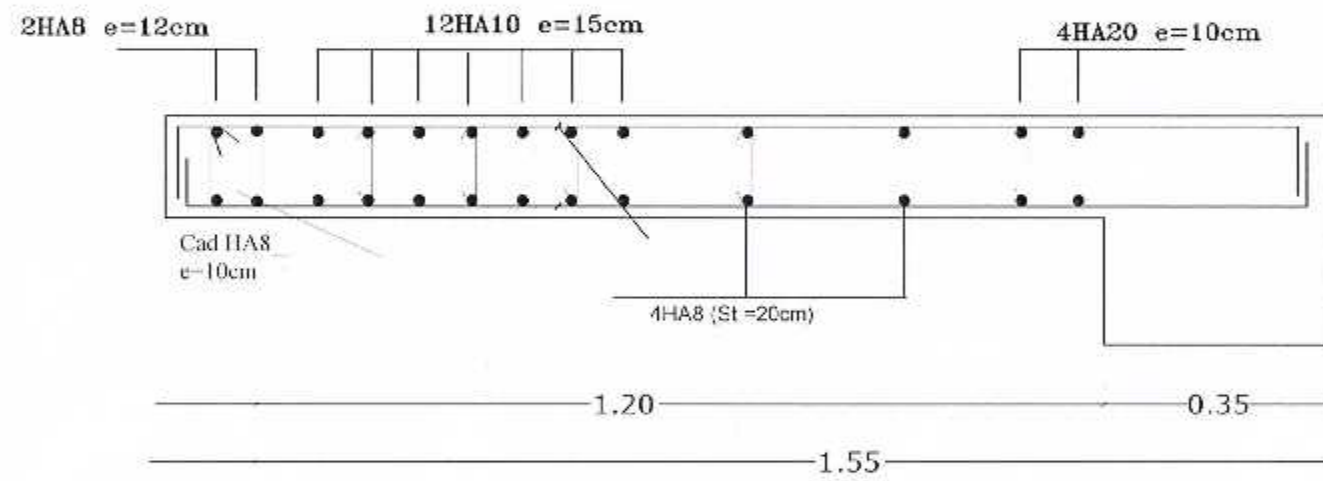




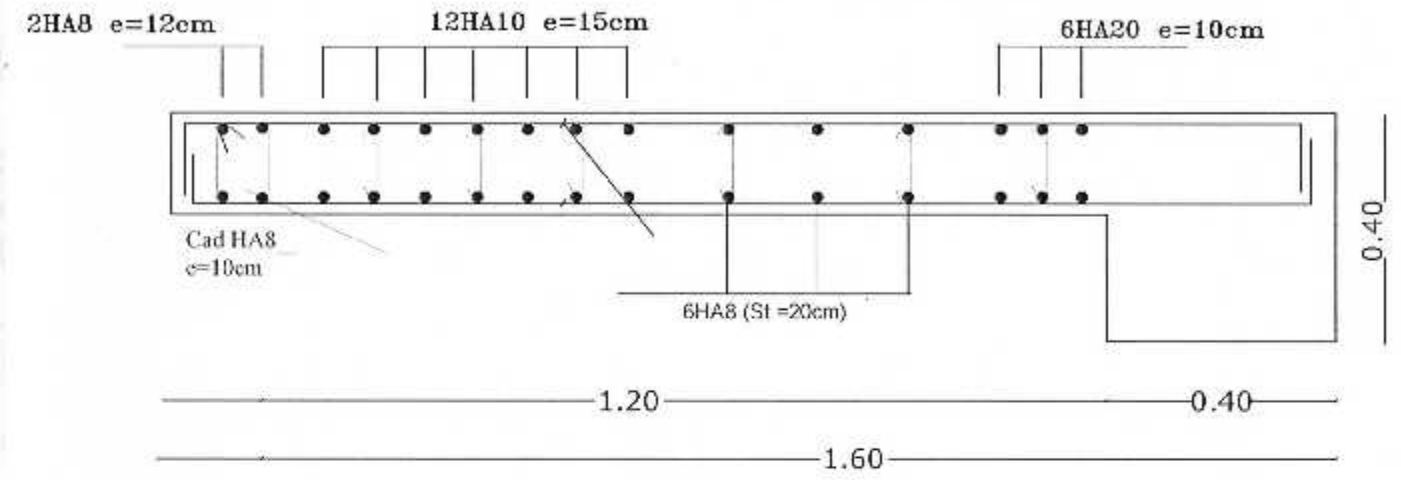
### ZONE III



### ZONE II

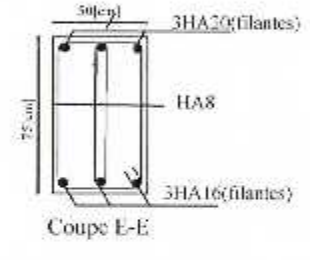
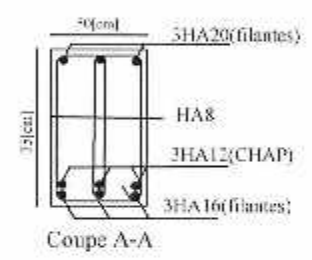
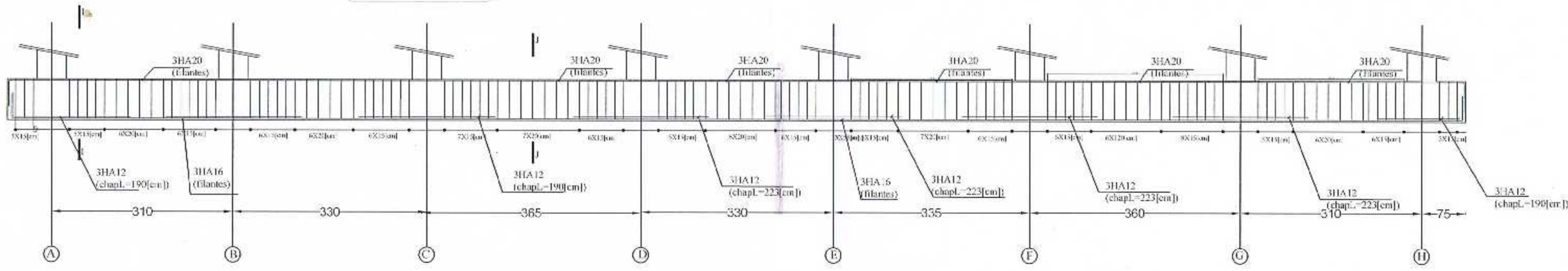


### ZONE I

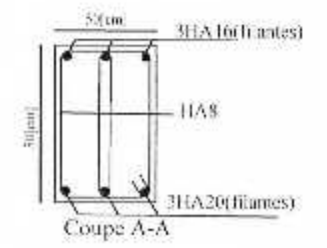
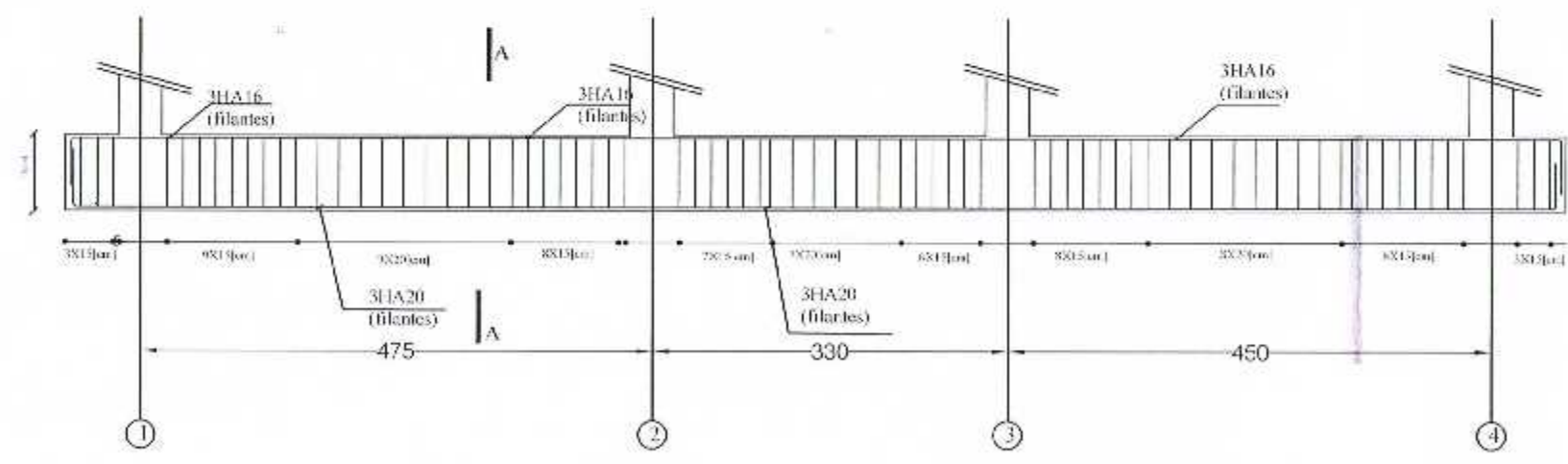


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Maté: HEBIB THIZIRI Maté: KRIM SABRINA Dirigé par : M. BOUKAIS	TITRE: <b>Férrailage des voiles</b>
PROMOTION 2018	PLANCHE N°

Sens Longitudinal



Sens Transversal



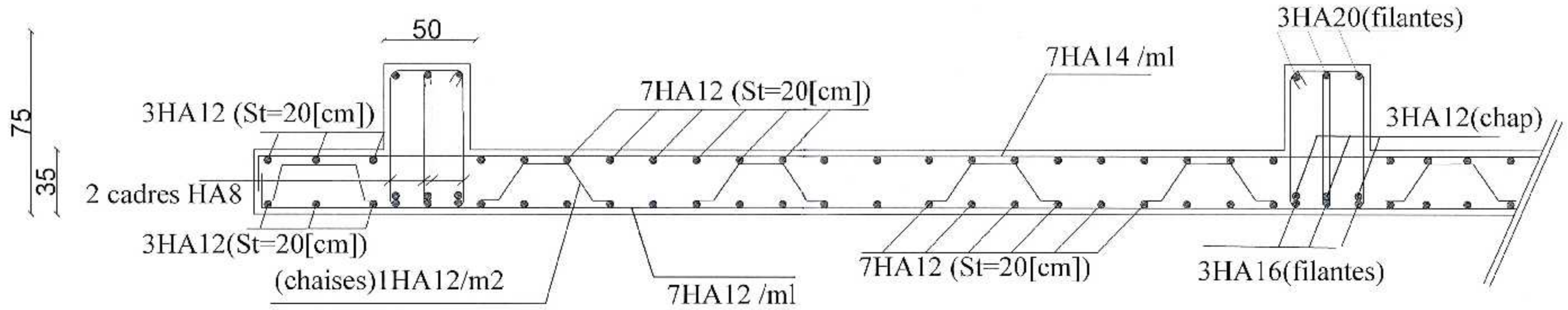
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:  
 Melle HEBIB THIZIRI  
 Melle KRIM SABRINA  
 DIRIGE PAR:  
 Mr BOUKAIS SAID

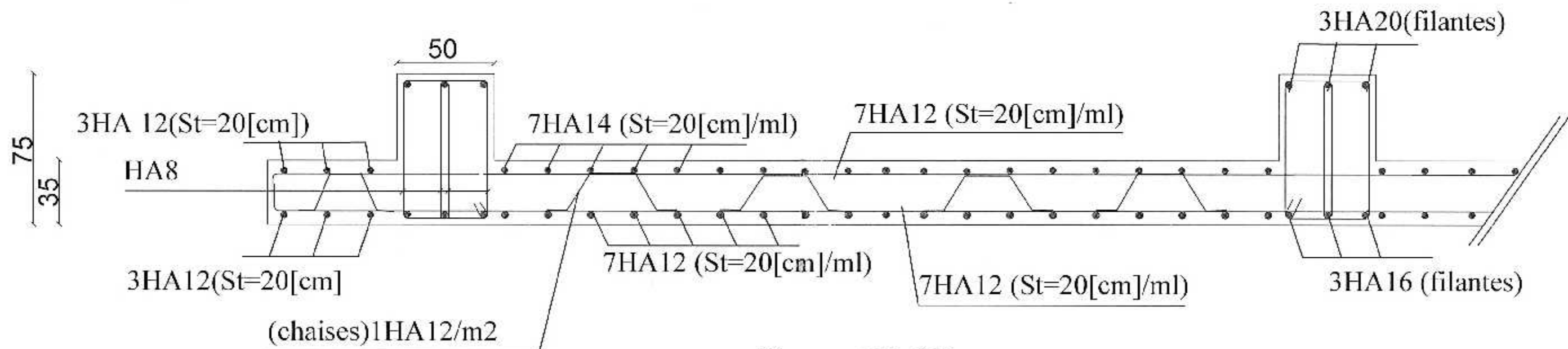
TITRE  
 FERRAILLAGE DES NERVURES

PROMOTION 2017/2018

ECHELLE :1/25



Sens X-X



Sens Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

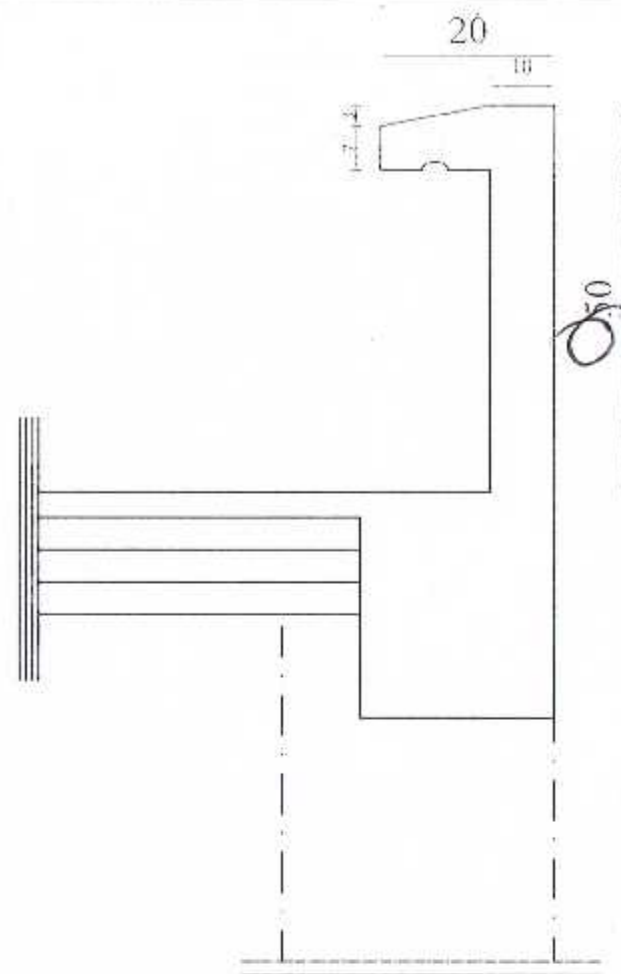
ETUDIE PAR:  
Melle HEBIB THIZIRI  
Melle KRIM SABRINA

TITRE  
FERRAILLAGE DU RADIER

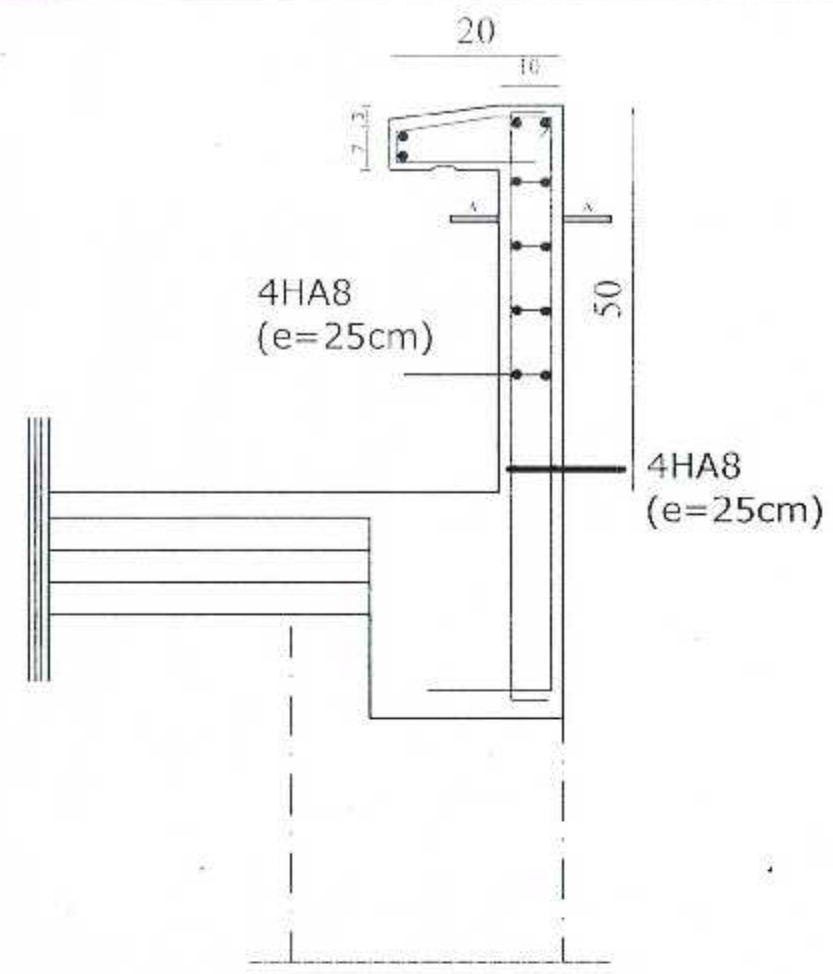
DIRIGE PAR:  
Mr BOUKAIS SAID

PROMOTION 2017/2018

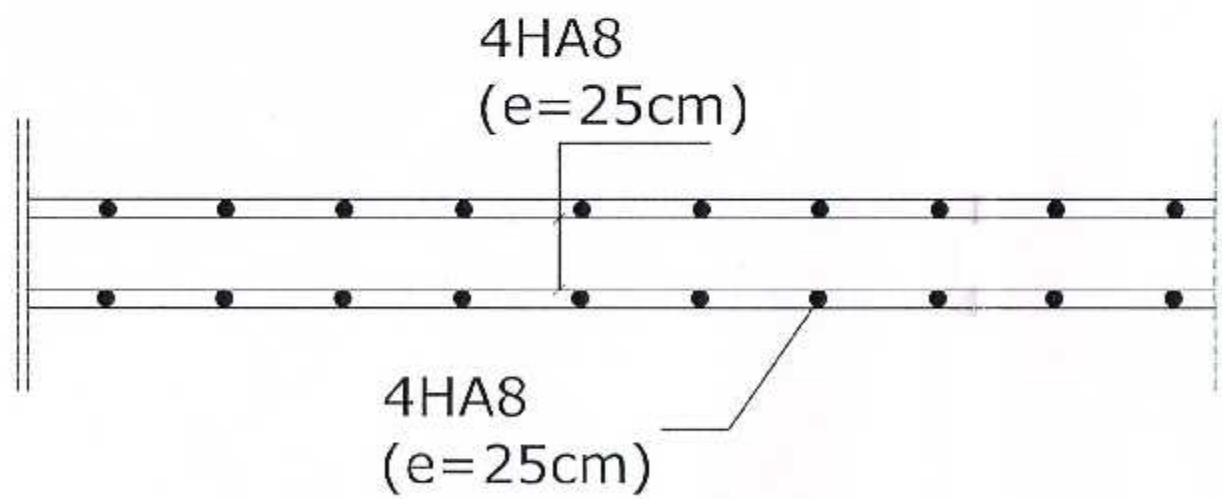
ECHELLE 1/25



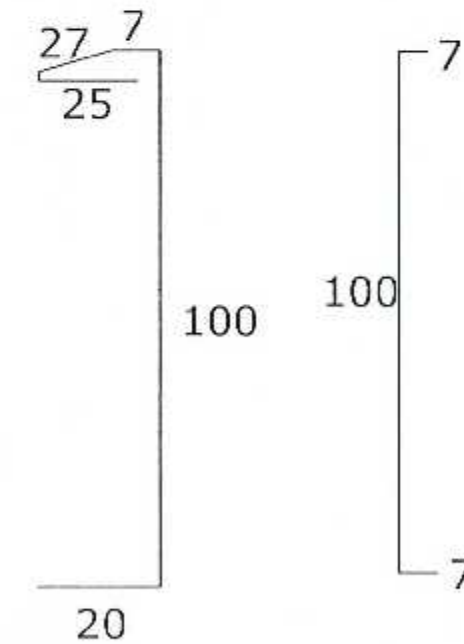
Coffrage Acrotère



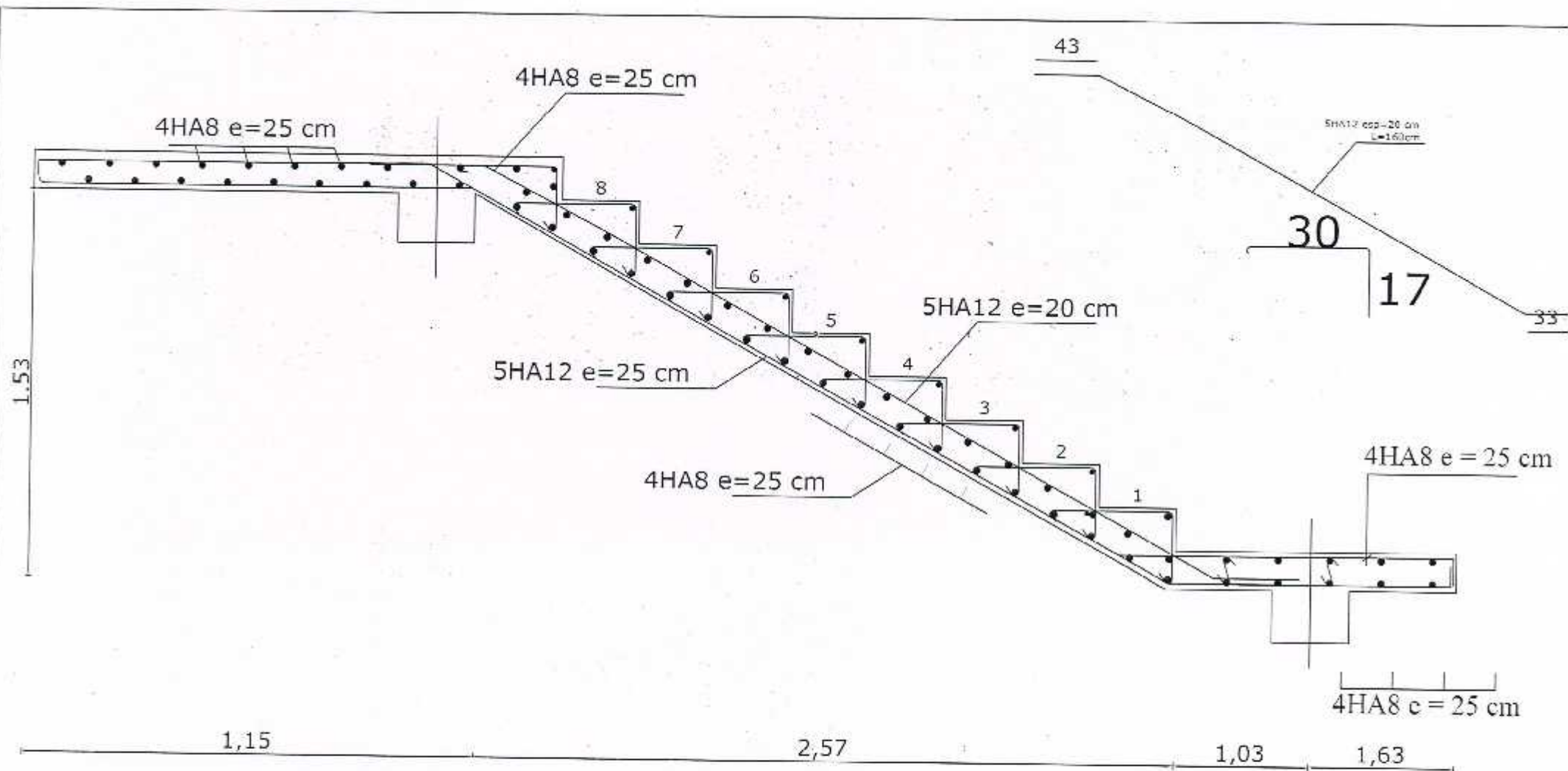
Ferrailage Acrotère



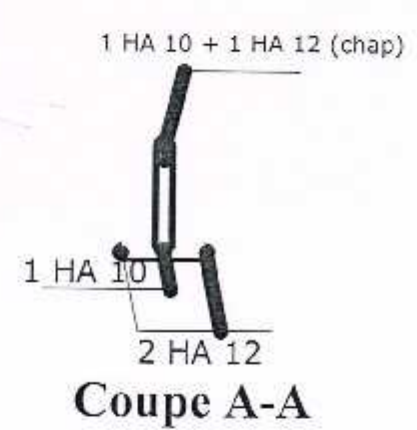
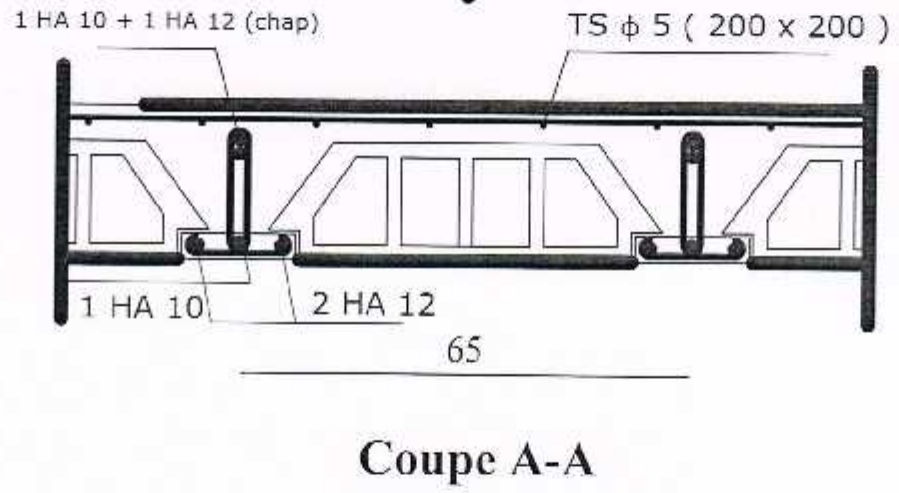
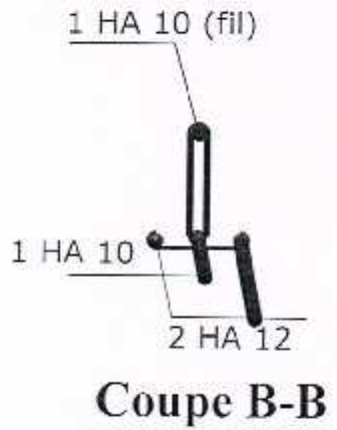
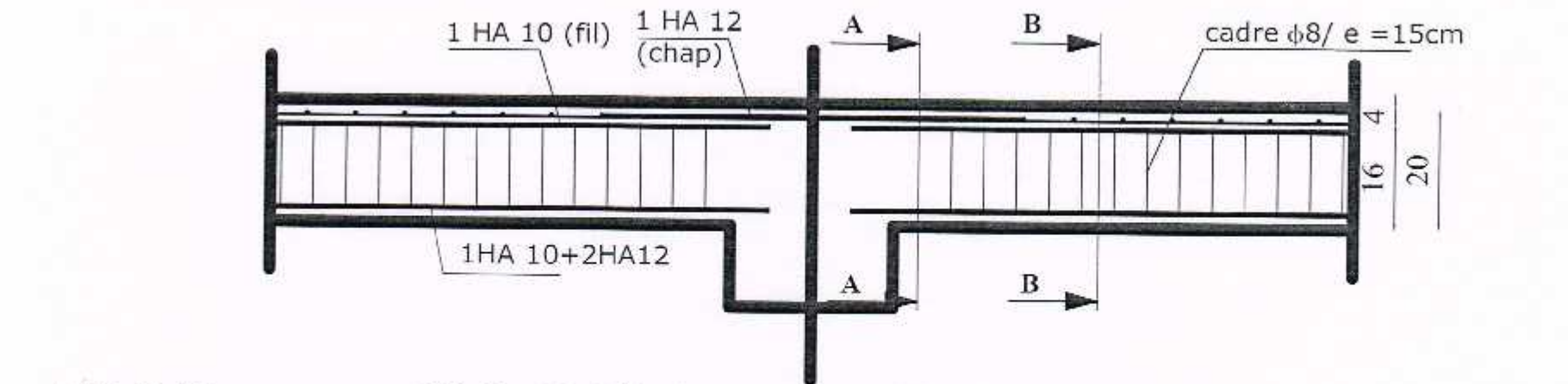
Coupe A-A



UNIVERSITE MOJLOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mme: HEBIB THIZIRI	Plan de Ferrailage de l'acrotère	plan :	
Mme: KRIM SABRINA			
Dirigé par : M. BOUKAÏS		2018	

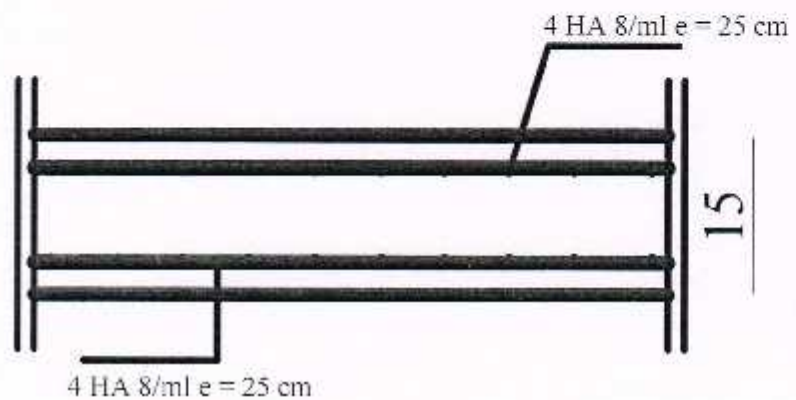


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
M. M: HEBIB THITRI M. M: KRIM SABRINA		Plan de Ferrailage de Escalier	plan :
Dirigé par : M. BOUKAIS			2018/2017

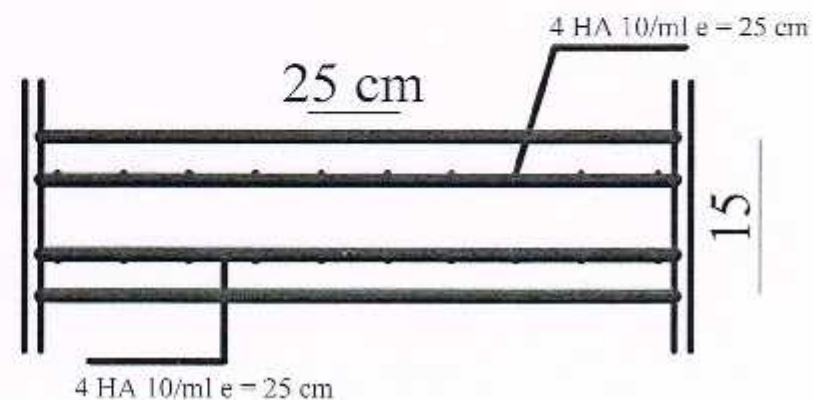


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
M. : HEBIB THIZIRI	Plan de Ferrailage du Plancher	plan :	
M. : KRIM SARRINA			
Dirigé par : M. BOUKAIS			

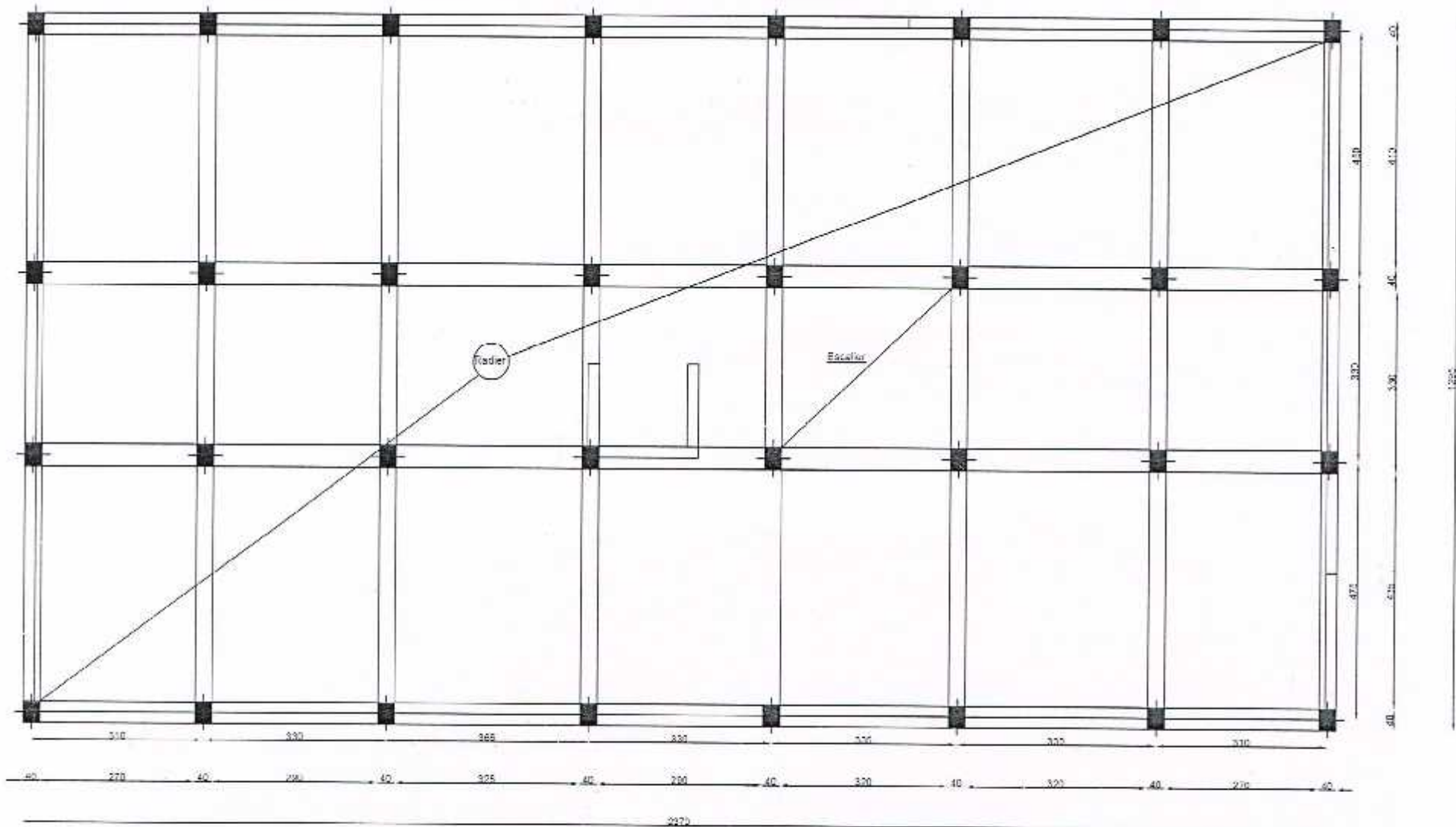
Ferraillage de la dalle salle machine, sens X - X



Ferraillage de la dalle salle machine, sens Y - Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMFRI DE TIZI-OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
M <sup>me</sup> : HEBIB THIZIRI M <sup>me</sup> : KRIM SABRINA	plan :
Dirigé par : M <sup>me</sup> BOUKAIS	Plan de Ferraillage de la dalle salle machine



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

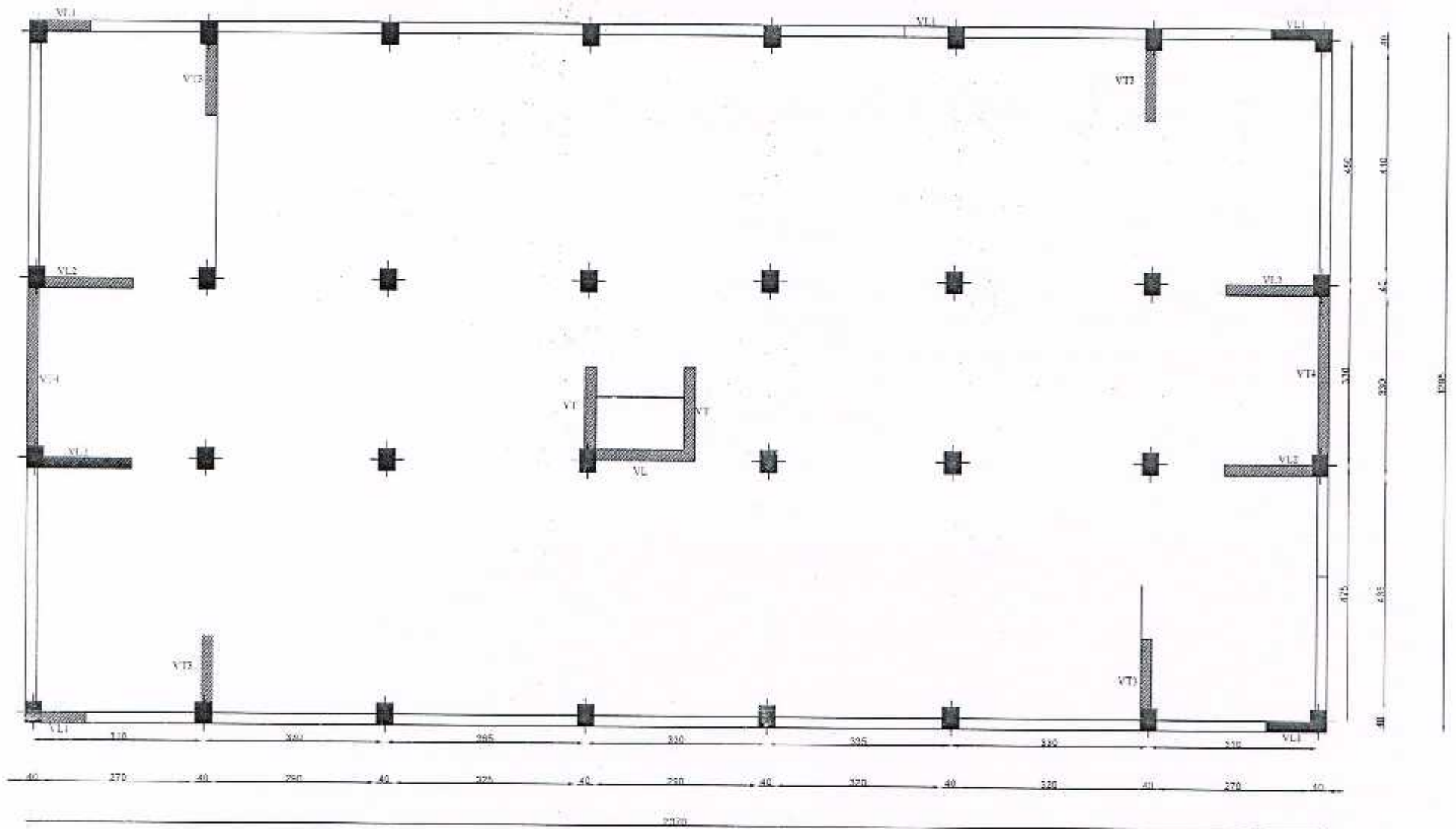
ETUDIÉ par  
 Melle HLEB THIZIRI  
 Melle KIM SARRINA

DIRIGÉ par  
 Mr BOURAIS

PROMOTION : 2017/2018

TITRE :  
 PLAN DE FONDATION

Echelle: 1/50



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la construction  
 département de Génie Civil

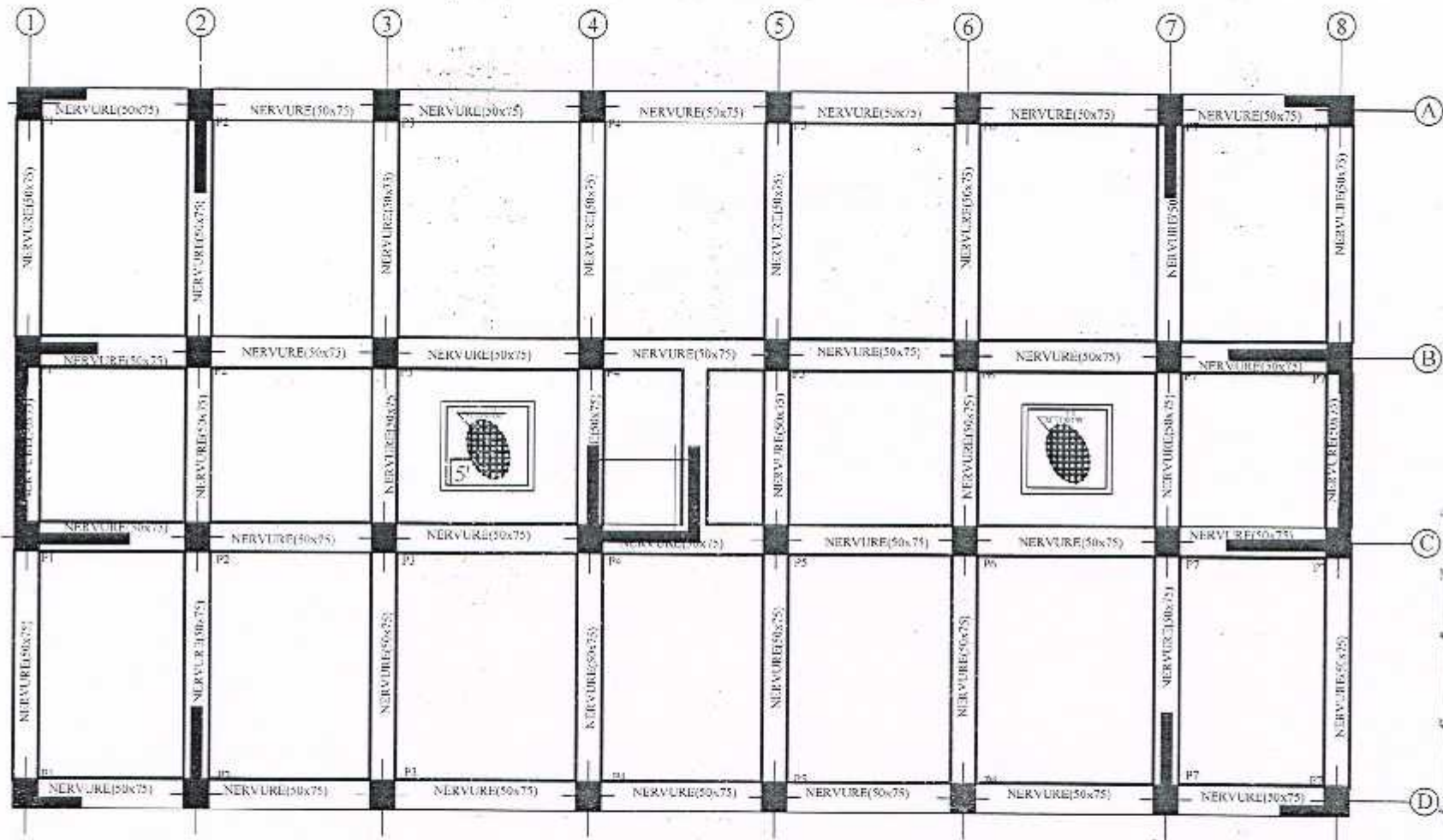
ETUDE par  
 Melle HEBIB THIZIRI  
 Melle KRIM SABRINA

DIRIGE par  
 M. DOUKAIS

PROMOTION : 2017/2018

TITRE :  
 DISPOSITION DES VOILES

Echelle: 1/50



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
TRAVAIL PAR HEBIB TIZZI KRAM SABRINA	TITRE PLAN DE COFFRAGE DU RADIER
PROMOTION 2012/2014	Echelle : 1/50

# Bibliographie

- *BAEL 91 modifie 99. règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.*
- *(DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations*
- *Cours de Béton armé. BAEL.91. Calcul des éléments simples des structures bâtiments.*
- *Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).*  
*\*Calcul des ouvrages en béton arme M.BELLAZOUGUI*
- *Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI tome I et II.*
- *Cour et TD des années de spécialités.*
- *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*

# Conclusion Générale

*Ce projet de fin d'études est la première expérience qui nous à permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.*

*Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.*

*Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.*