

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



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+6 avec sous-sol) à usage d'habitation*  
*Mixte, portique et voile avec interaction.*



**Dirigé par:**  
**M<sup>me</sup> Haddad**

**Etudié par :**  
**M<sup>r</sup> : Zemmouche Farid Ali.**  
**M<sup>r</sup> : Laouari Yakoub**

*Année 2016/2017*

## *REMERCEMENTS :*

*Tout d'abord nous remercions le bon Dieu qui nous a aidé à atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier, profondément et sincèrement notre promoteur M<sup>me</sup> : HADDAD 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 ZEMMOUCHE et LAOUARI et tous nos amis (es).*

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

*Merci à tous*

*Je dédie ce modeste travail :*

A La mémoire de mes grands pères Akli Moh ou Farhath , Said N' Ahmed ou Farhath et ma grande mère Dhabia Moh ou Farhath que Dieu Le Tout puissant les accueille dans son vaste paradis Al Firdaws.

A mes très chers parents Amar et *Sadia* pour leur bienveillance, leur affection, leur soutien immesurable tout au long de mes cursus scolaire et universitaire.

A ma très chère grande mère Dhabia El Hadj longue vie à elle.

A ma petite famille : ma chérie épouse Razika, mon cher fils Mohamed Akli et mes prochaines filles et fils.

A mes sœurs : *Zhor* et son mari *Hamid Haddadi* et sans ma chère nièce *Yasmine*.

A mon frère *Mustapha*, ma sœur Hakima et son fiancé Mohamed et ma petite sœur Lyna qu'on la souhaite bonne réussite dans *se parcours scolaire et toutela famille Zemmouche du prêt ou de loin*.

A ma belle famille :

Beau père Ali, belle mère Chabha, mes beaux freres Mohamed, Mha (chacal), Marzouk avec leurs petites familles et sans oublié ma belle sœur Zazi.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de Ce travail et à tous mes amis et surtout mon ami ADAM KAYA ALI du Tchad.

*Je dédie ce modeste travail :*

La mémoire de mon grand père et mes grandes mères

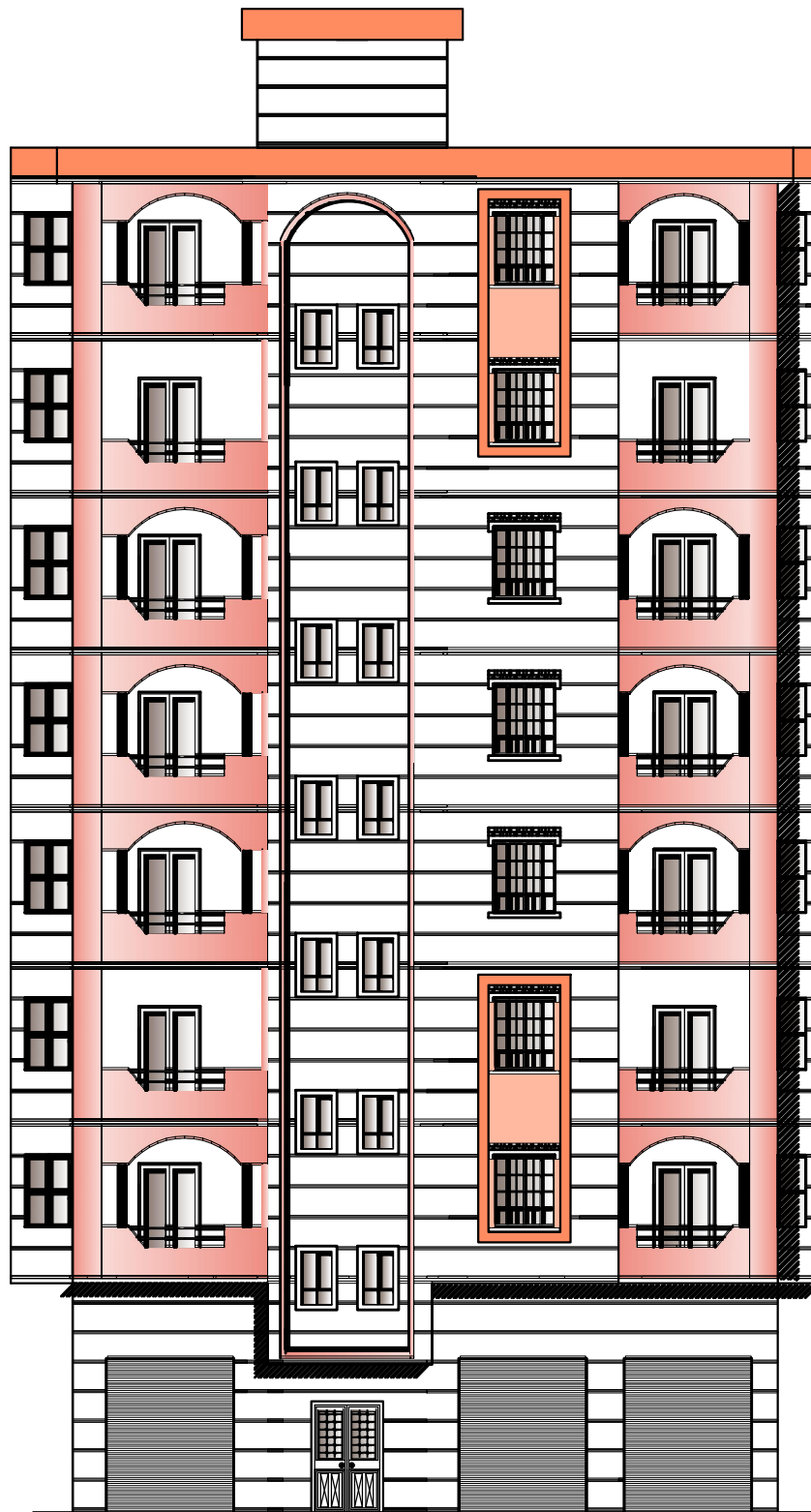
A mes très chers parents *Youcef* et *Chabha* pour leur bienveillance, leur affection, leur soutien considérable tout au long de mes cursus scolaire et universitaire.

A mes sœurs : *Atika* et son marie, Marzouk et ma nièce *Aya*, *Haoua* et son marie *Kamal* et leur petit fils *Amine*.

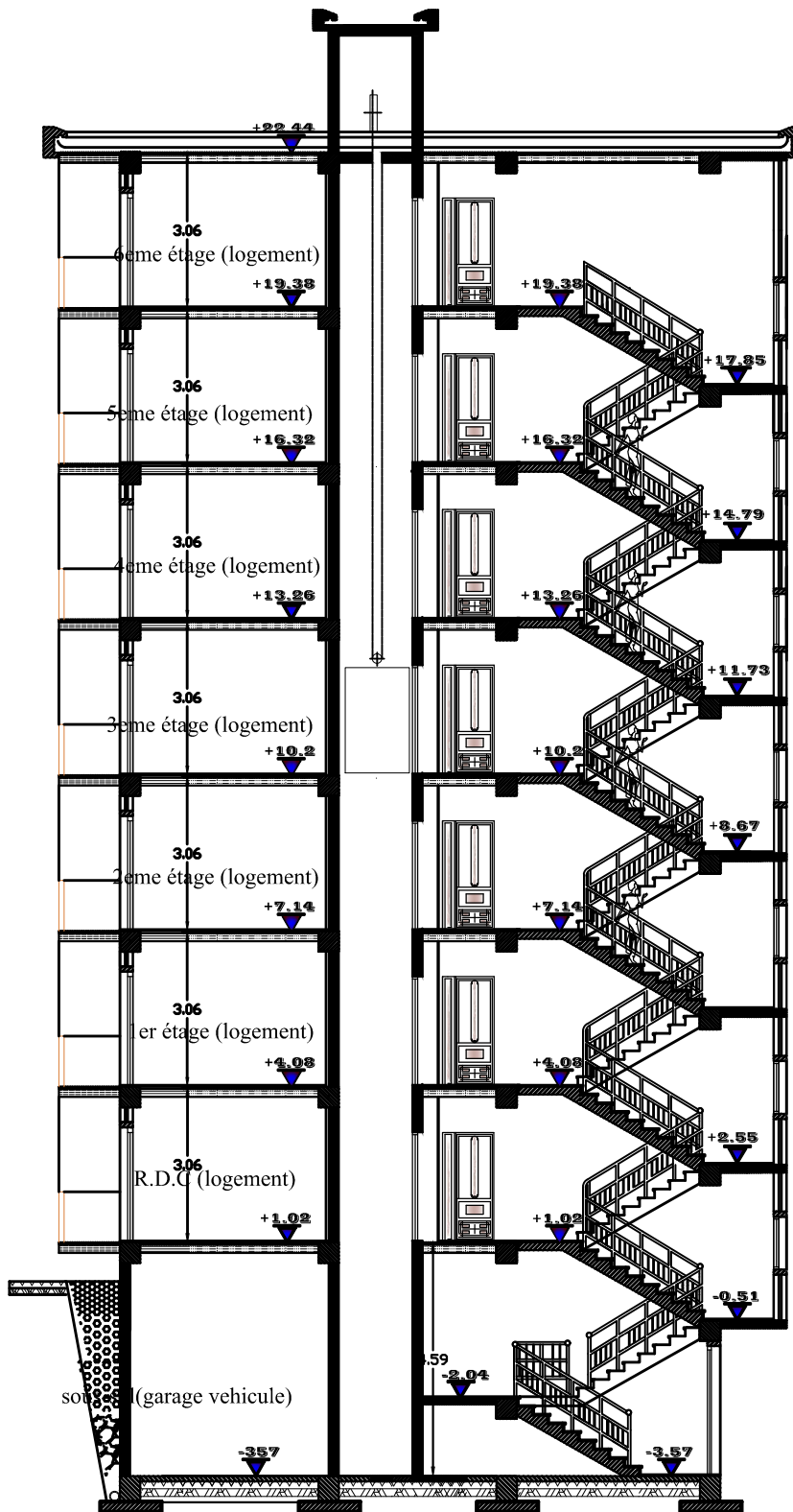
A mes frères *Younes*, *Zakaria* et *Idris*, mes sœurs *Salima* et *Sāmira* et toute la famille *Laouari* du prêt ou de loin.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de Ce travail et à tous mes amis.

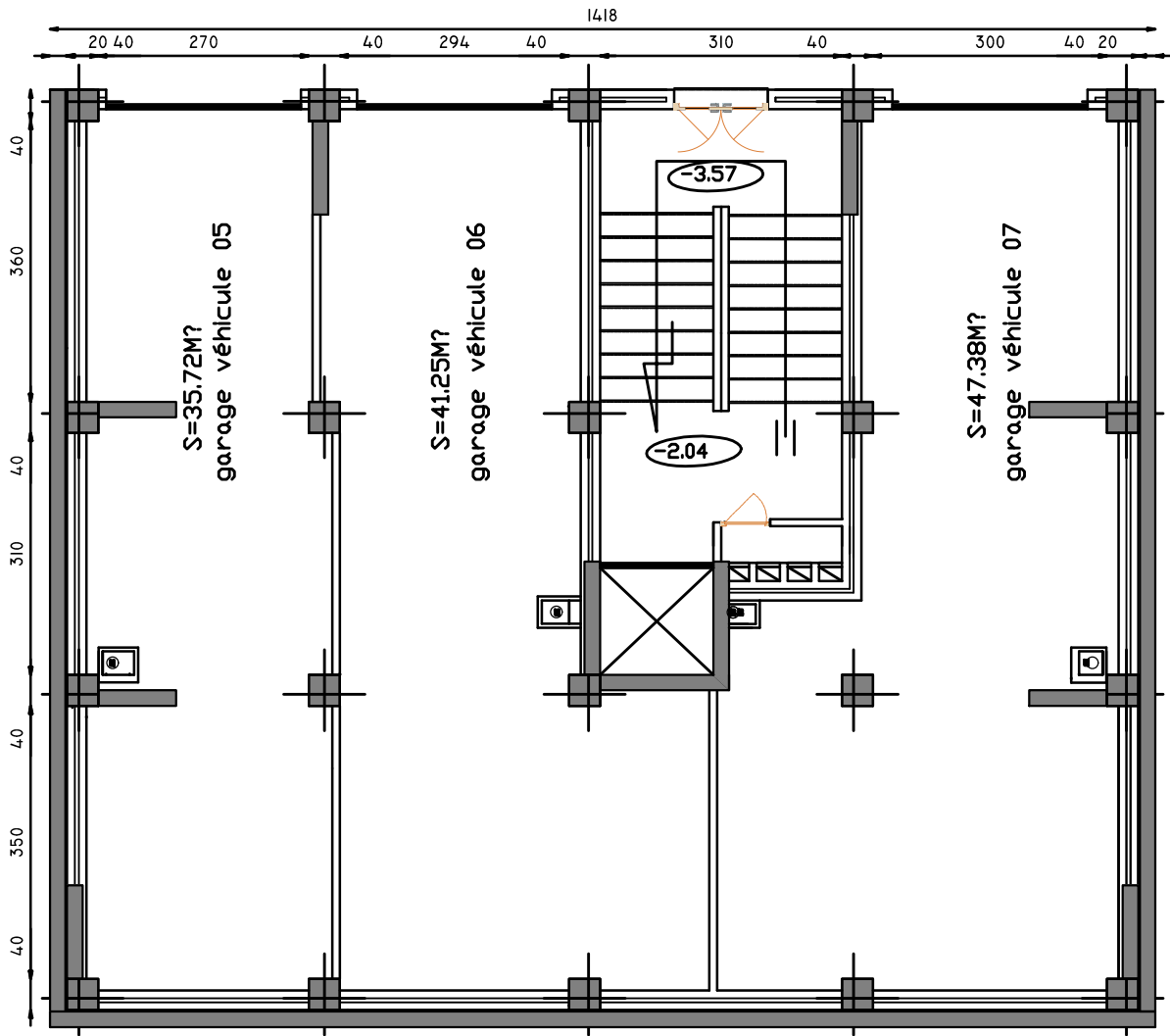
LAOUARI YAKOUB



— FACADE OUEST —

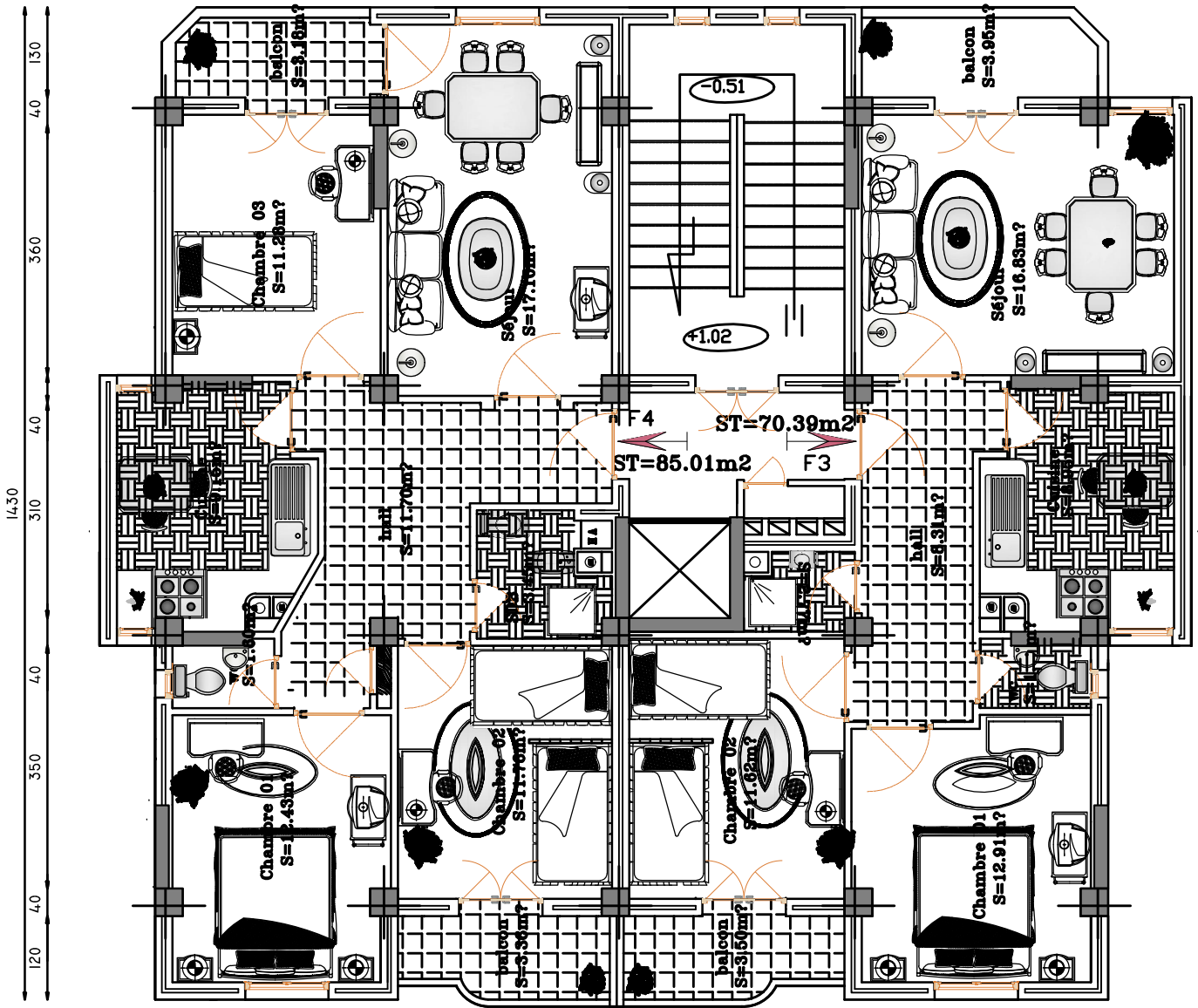


COUPE A-A

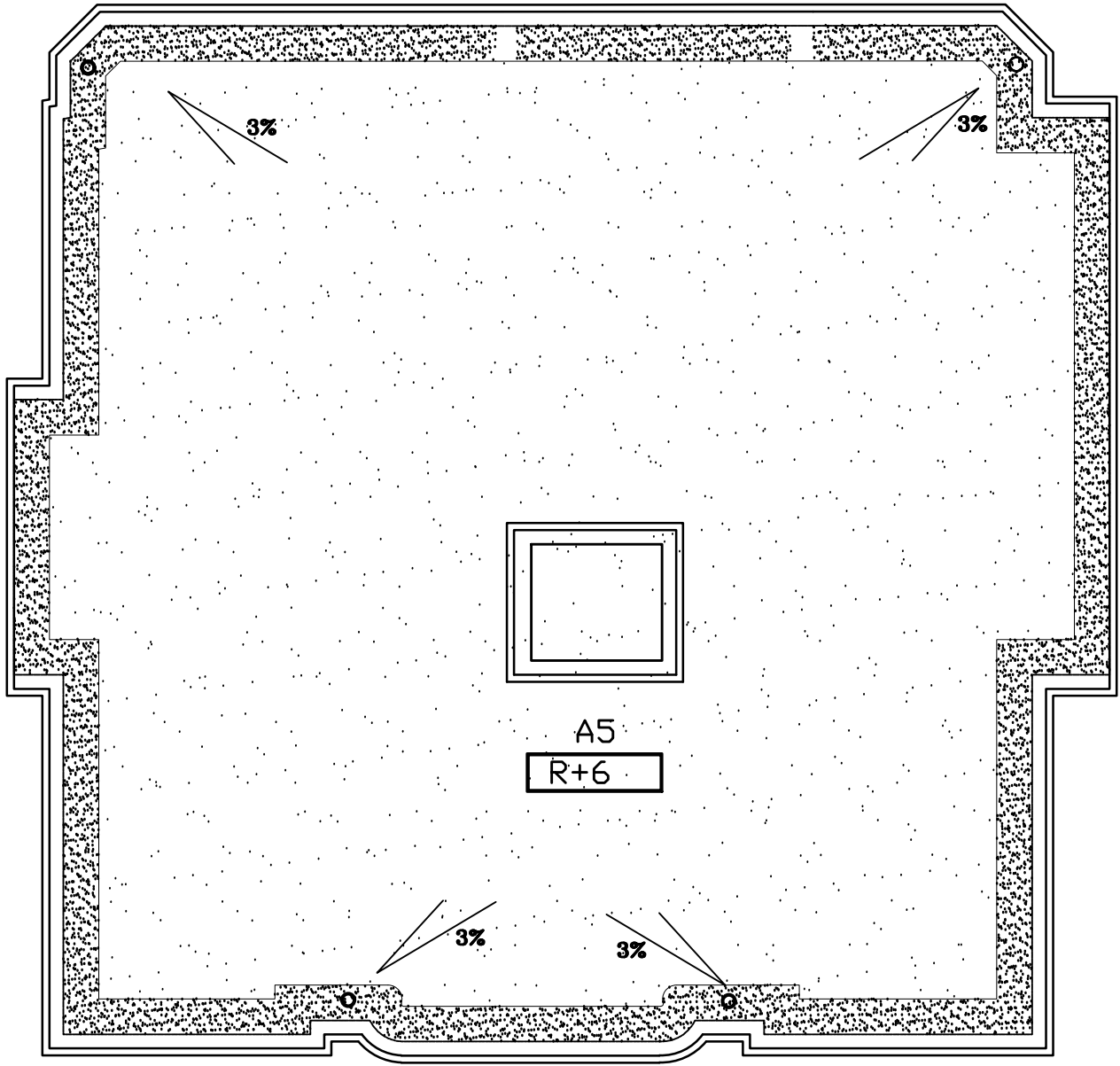


sous-sol

80 40 270 40 294 1574 40 310 40 300 40 120



R.D.CH  
 etage courant



terrasse

# **SOMMAIRE**

## **Introduction**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments. ....7

Chapitre III : Calcul des éléments :

- III-1 -Plancher (corps creux) ..... 16
- III-2- Acrotère .....40
- III-3- salle machine.....45
- III-4- escalier et poutre palière.....55
- III-5-balcon.....77

Chapitre IV : Modélisation de la structure.....81

Chapitre V : Vérification du RPA.....94

Chapitre VI : Ferrailage des éléments (poutres, poteaux ; voiles).

- VI-1-poutre.....110
- VI-2- poteau.....118
- VII-2 Voile .....158

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- VII-1 Fondation (Radier générale).....144

Chapitre VII : Etude du mur plaque .....168

Conclusion

Bibliographie

# *Introduction générale*

*Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs et les masters en 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 et les masters 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+6 avec un S-SOL 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*

# CHAPITRE I :

*Présentation de l'ouvrage*

## I. Présentation de l'ouvrage et matériaux

### Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec moindre coût.

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

### I-1) Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude d'un bâtiment constitué d'un sous-sol dont le rez-de-chaussée et six étages à usage d'habitation. Il est à ossature mixte.

Cet ouvrage sera implanté à Boghni qui est classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

#### a) Le bâtiment comporte :

- ✓ Une cage d'escaliers.
- ✓ Une cage d'ascenseur.
- ✓ Un sous sol.
- ✓ Un rez-de-chaussée.
- ✓ Six étages courants.
- ✓ Un acrotère.

### I-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale de bâtiment :  $L = 15.74$  m.
- Largeur totale du bâtiment :  $B = 14.30$  m.
- Hauteur du sous-sol  $H_{ss} = 4.59$  m.
- Hauteur de rez-de-chaussée  $H_r = 3.06$  m.
- Hauteur de l'étage courant  $H_e = 3.06$  m.
- Hauteur au dernier plancher  $H_p = 22.44$  m.
- Hauteur totale du bâtiment  $H_t = 25.27$  m.

### I-3) Les éléments de l'ouvrage :

**A. Les planchers :** Les planchers des étages courants sont en corps creux à l'exception des planchers des balcons qui seront réalisés en dalle pleine ;

-Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

#### **B. Les escaliers :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

#### **C. Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

#### **D. Le coffrage :**

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

**E. La maçonnerie :**

- a) **Murs extérieurs** : les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.
- b) **Murs intérieurs** : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**F. Les revêtements :**

- Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multi-couches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.
- Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieur.
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et les cuisines qui sont revêtues par un mortier du ciment.
- Granito sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de hall d'entrée.
- Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces.
- Carreaux céramiques pour les façades principales.

**I-4) Caractéristiques des matériaux :** (BAEL 91 modifie 99)

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ainsi qu'aux règles de béton armé aux états limites.

**I-4-1) Le béton :****A) Résistance caractéristique du béton :****A-1) Résistance à la compression :** (Art A.2.1, 11/ BAEL 91 modifie 99)

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité ( $f_{c28}$ ). Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours,  $j \leq 28$  définies par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad [\text{I-01}]$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \quad [\text{I-02}]$$

Dans notre calcul on prend égale à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )

**A-2) Résistance à la traction :** (Art2.1, 12 BAEL 91 modifie 99).

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa,} \quad [\text{I-03}]$$

Dans notre cas :  $f_{i28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

**A-3) Module de déformation longitudinale :****A-3-1) Module de déformation instantanée :** [BAEL 91 modifie 99 /Art.2.1 21]

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad [I-04]$$

Pour  $j=28$  j  $\rightarrow f_{c28} = 25$  MPa  $\rightarrow E_{i28} = 32164,2$  MPa.

**A-3-2) Module de déformation différée :** [BAEL 91 modifie 99/ ArtA.2.1 22]

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donne par :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad [I -05]$$

- pour  $j=28$  jours  $\rightarrow f_{c28} = 25$  MPa  $\rightarrow E_{v28} = 10818,86$  MPa

**A-4) Module de déformation transversal :** [BAEL 91 modifie 99 /Art A.2.1, 3]

Le module de déformation transversale est donne par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [I-06]$$

Avec :

- \*  $\nu$  : Coefficient de poisson
- \* E : module de Young (module d'élasticité)

**➤ Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par [Art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifie 99]

- 0 pour des sollicitations à ELU
- 0,2 pour le calcul des déformations à ELS

**A-5) La contrainte limite dans le béton à l'ELS :**

D'après [Art 4.5, 2/ BAEL91 modifiées 99] cette contrainte est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad [I-07]$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS.

À  $j=28$  jours, dans notre cas  $f_{c28} = 25$  MPa  $\Rightarrow : \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$  MPa

La figure ci-après nous donne le comportement du béton à l'ELS;

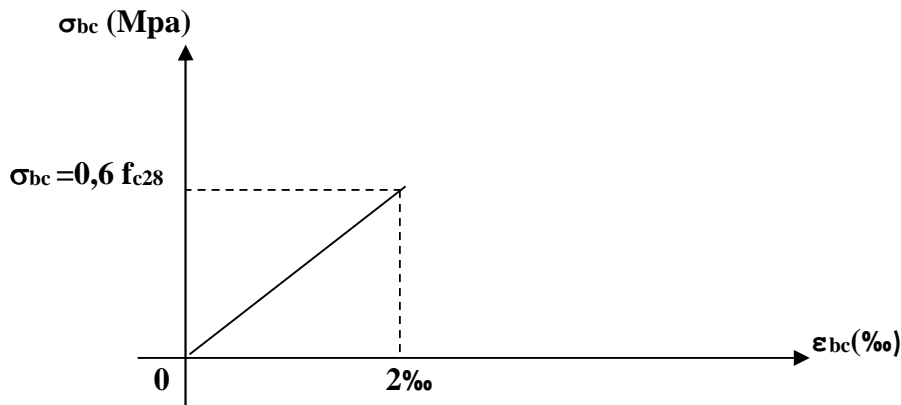


Fig. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

**A-6) Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU :**

Le comportement du béton à l'ELU est donné par la courbe parabole-rectangle représentée sur le diagramme ci-après :

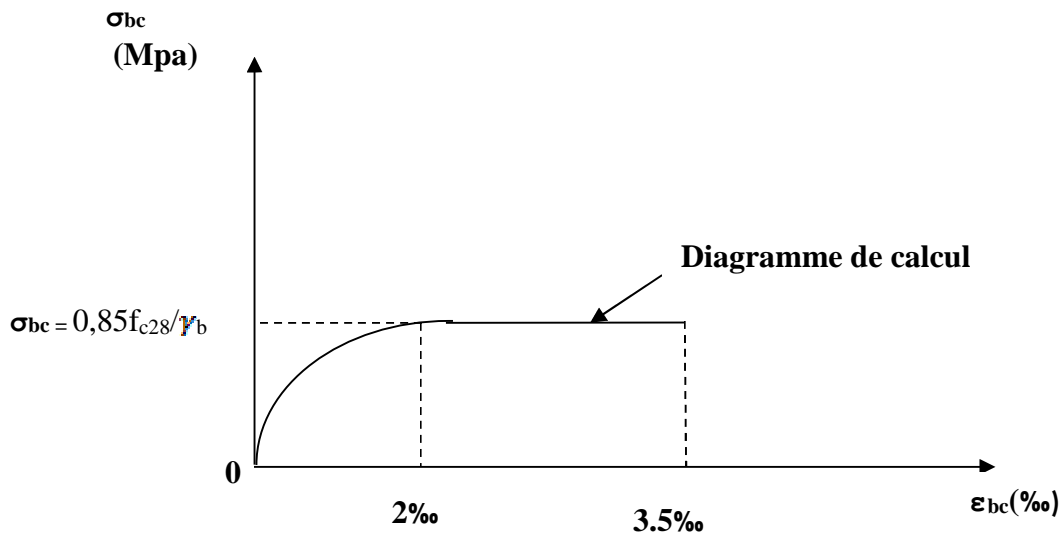


Fig. I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c_i}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad [\text{I-08}] \quad [\text{Art A.4.3,41/BAEL 91}]$$

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité ;

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation courante ;} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle ;} \end{cases}$$

Dans notre cas  $\gamma_b = 1,5$

$\theta$  : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots \dots \dots \text{si } t > 24\text{h ;} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots \text{si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h ;} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots \text{si } t < 1\text{h ;} \end{cases}$$

$t$  : durée probable d'application de la combinaison considérée.

Dans notre cas, l'application de la combinaison est durable, donc on va prendre  $\theta = 1$ .

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

#### I-4-2) Les aciers:

Ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction où le béton résiste mal ; on distingue quatre types :

1) Les aciers a haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%.

2) Les aciers a haute adhérence fortement écrouis, utilisés pour fabriquer le treillis soudés. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%.

Les deux types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young  $E_s = 210000 \text{ MPa}$ . La déformation à la limite élastique est voisine de 2‰, en fonction de la valeur de la limite élastique.

##### A) Module d'élasticité longitudinal : [Art.4.5, 32/BAEL91 modifiées 99]

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire  $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$ .

##### B) contraintes limites :

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) pour ce fait on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

1) **Fissuration peu nuisible** : Dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire.

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s \quad [\text{I-09}]$$

Avec :  $\bar{\sigma}_s$  : contrainte limite d'élasticité de l'acier ;  
 $\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

##### 2) Fissuration préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux intempéries, dans ce cas, la contrainte doit être limitée comme suit :  
 [A.4.5,33/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} [0, 5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \right\} \quad [\text{I-10}]$$

Avec  $\eta$  coefficient de sécurité :

$$\begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les hautes adhérences} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ \frac{2}{3} \times 400; \text{Max} [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \} = 201,6 \text{ MPa}$$

### 3) Fissuration très préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit être limitée comme suit : [A.4.5,34/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max [0,5 f_e; 110(\eta f_{ij})^{1/2}] \right\} \quad [I-11]$$

$$\text{Les aciers (HA) } \bar{\sigma} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \max [0,5 \times 400; 110(1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right\} = 161,3 \text{ MPa}$$

### C) Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3. [A.4.3, 2 /BAEL91 modifiées 99], où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [I-12]$$

Avec:  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité partiel qui vaut:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,0 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation courante} \end{array} \right.$$

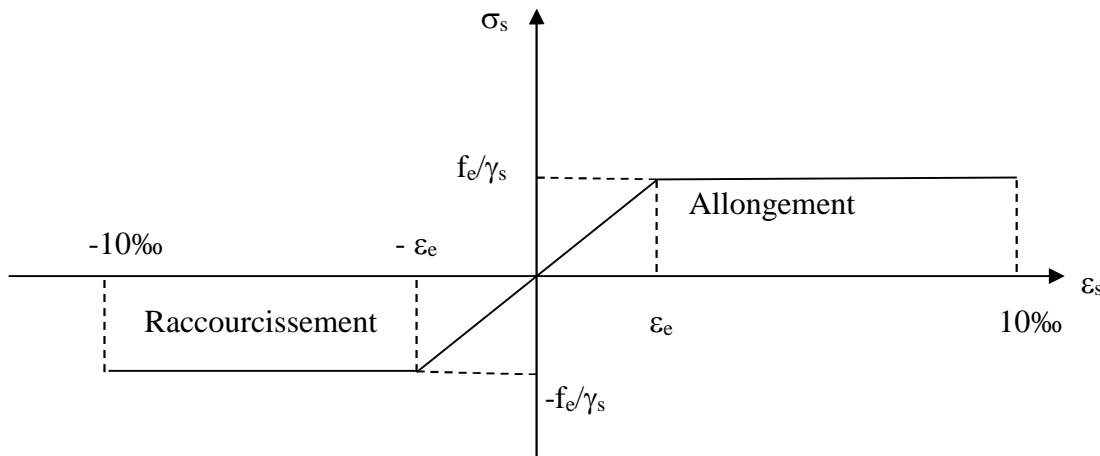


Fig. I-3: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

### I-5) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91 modifiées 99] :

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre  $c = 3 \text{ cm}$ .

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre  $c = 2 \text{ cm}$ .

# CHAPITRE II :

*Pré dimensionnement des éléments*

## II. Pré dimensionnement des éléments :

### II-1) Pré dimensionnement des éléments :

Le pré-dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **RPA 99/ version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

#### II-1-1) Les planchers :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

La hauteur totale du plancher, notée " $h_t$ " est donnée comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad [\text{II-01}]$$

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

Dans notre cas :  $L_{\max} = 350 - 25 = 325$  cm

$$\text{Donc } h_t \geq \frac{325}{22,5} = 14,44 \text{ m}$$

On prend :  $h_t = 20$  cm = (16+4) cm.

✓ On optera pour un plancher de (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

-l'épaisse de corps creux : 16 cm

-l'épaisseur de la dalle de compression: 4cm

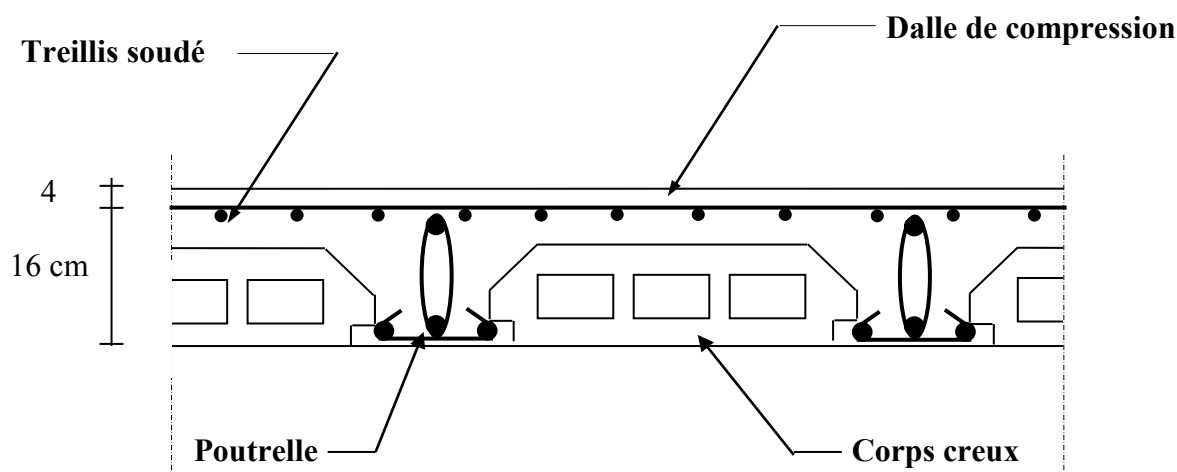


Fig.II-1 : Schématisation du plancher en corps creux

#### II -1-2) poutres :

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

1. Largeur :  $b \geq 20$  cm
2. Hauteur :  $h \geq 30$  cm

$$3. \text{ Rapport : } \frac{h}{b} \leq 4$$

$$4. b_{\max} \leq 1,5 h + b_1.$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

**A- Poutres principales :** (les poutres porteuses).

$$\bullet \text{ Hauteur de la poutre : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas  $L = 400 - 25 = 375$  cm

Donc :

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \quad \Longrightarrow \quad 25 \leq h_t \leq 37.5 \quad (\text{cm}).$$

En raison de la sécurité on prend  $h_t = 35$  cm

$$\bullet \text{ Largeur de la poutre : } 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$\text{Donc : } 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \Longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5 \quad (\text{cm}).$$

On raison de sécurité on prend  $b = 25$  cm.

La section des poutres principales est :  $b \times h_t = 25 \times 35$  (cm<sup>2</sup>).

**B - Les poutres secondaires :**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

$$\bullet \text{ Hauteur de la poutre : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec  $L = 350 - 25 = 325$  cm

$$\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \quad \Longrightarrow \quad 21.66 \leq h_t \leq 32.5 \quad (\text{cm}).$$

On prend  $h_t = 30$  cm.

$$\bullet \text{ Largeur de la poutre : } 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \Longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \quad (\text{cm}).$$

On raison de sécurité on prend  $b = 25$  cm

Donc la section de la poutre secondaire est :  $(b \times h_t) = (25 \times 30)$  (cm<sup>2</sup>).

➤ Vérification des conditions :

**Pour les poutres principales :**

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....vérifiée .
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .....vérifiée .
- $h_t / b = 1,4 \leq 4$ .....vérifiée.
- $b_{\max}=25 \leq 1,5 h + b_1= 77.5$  ..... vérifiée.

**Pour les poutres secondaires :**

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....vérifiée.
- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .....vérifiée.
- $h_t / b = 1,5 \leq 4$ .....vérifiée.
- $b_{\max}=20 \leq 1,5 h + b_1= 70$  ..... vérifiée.

**Conclusion :**

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 25 x 35 (cm<sup>2</sup>).

Poutres secondaires : 25 x 30 (cm<sup>2</sup>).

**II-1-3) Les voiles :**

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

• **L'épaisseur (a) :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $H_e$ ) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$$H_e = 459 - 20 = 439 \text{ cm.}$$

$$a = \max (H_e / 25; H_e / 22; H_e / 20) = H_e / 20.$$

$$a = 439 / 20 = 21.95 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile **a = 25 cm**

• **Vérification des exigences du RPA :**

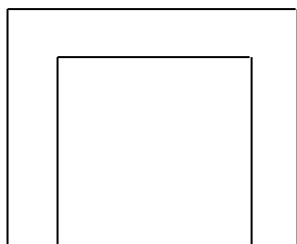
1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$$L_{\min} \geq 4 a \quad \text{où } L_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

$$L_{\min} \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m.}$$

2- L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou, zone de moyenne sismicité (IIb). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 25 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$



$$a \geq \frac{H_e}{22}$$

**Fig.II-2 : Epaisseurs des voiles**

**II-1-4) Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc} \cdot 0.3} \quad [\text{II-02}]$$

Avec :

S : section transversale du poteau ;

$N_s$  : effort normal de la compression à la base du poteau ;

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite à la compression du béton.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau **(B3)**

**a) Calcul de la surface revenant au poteau (B3) :**

$$S_1 = 1.35 \times 1.800 = 2.4300 \text{ m}^2$$

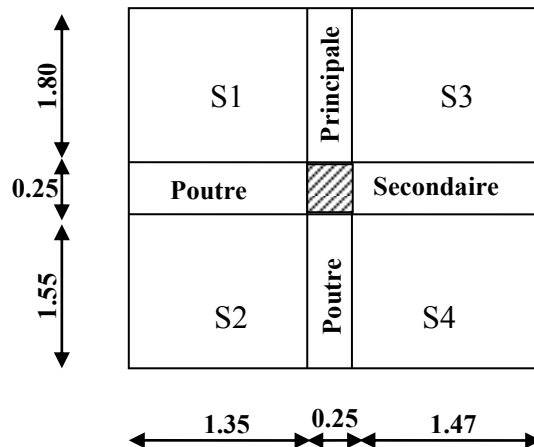
$$S_2 = 1.55 \times 1.356 = 2.0925 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.47 \times 1.800 = 2.6460 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.55 \times 1.470 = 2.2785 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 9.447 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend } S = 9.50 \text{ m}^2$$

**b) Calcul du poids propre des poutres :**❖ **Poutres principales :**

$$G_{PP} = S_{PP} \times \rho$$

$\rho$  : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m<sup>3</sup>

$$G_{PP} = [0,25 \times 0,35 \times (1.80 + 1.55)] \times 25 = 7.33 \text{ KN}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$G_{PS} = S_{PS} \times \rho$$

$\rho$  : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m<sup>3</sup>

$$G_{PS} = [0,25 \times 0,30 \times (1.35 + 1.47)] \times 25 = 5.30$$

## II-2) Descente de charges :

## II-2-1) Détermination des charges et surcharges :

## a) Charges permanentes :

## ➤ Plancher terrasse :

Tableau II-1 :

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Couche de gravillon	5	1,00
2. Etanchéité multicouches	2	0,19
3. Béton en forme de pente	7	1,55
4. Feuille de polyane		0,01
5. Isolant thermique	5	0,20
6. Plancher à corps creux	20	2,85
7. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 6,00

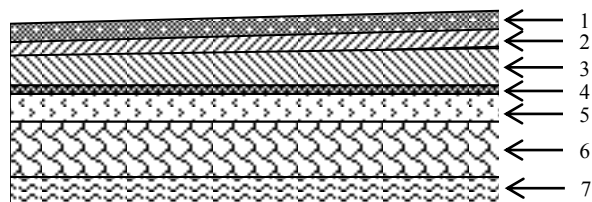


Fig. II-3 : Coupe verticale du plancher terrasse

## ➤ Plancher d'étage courant :

Tableau II-2

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carlage	2	0,40
2. mortier de pose	3	0,54
3. couche de sable	3	0,66
4. dalle en corps creux	20	2,85
5. enduit de plâtre	2	0,20
6. cloison	10	1
		G = 5,65

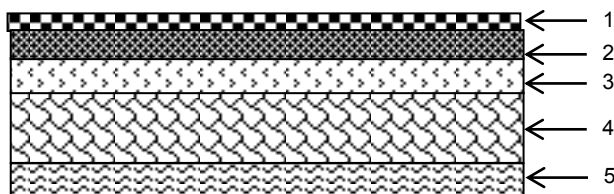


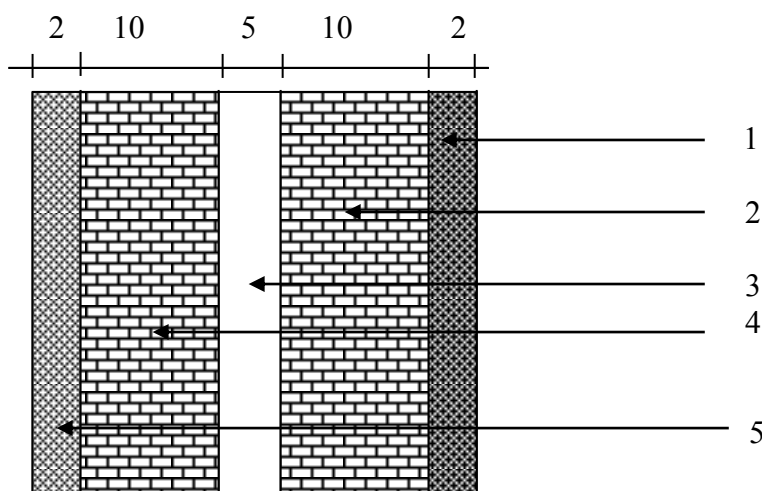
Fig. II-4 : coupe verticale d'un plancher d'étage courant

➤ **Maçonnerie :**

**a) Murs extérieurs :**

**Tableau II-3**

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. enduit du ciment	2	0,36
2. brique creuse	15	1,30
3. lame d'air	5	/
4. brique creuse	10	0,90
5. enduit de plâtre	2	0,20
		G = 2,76

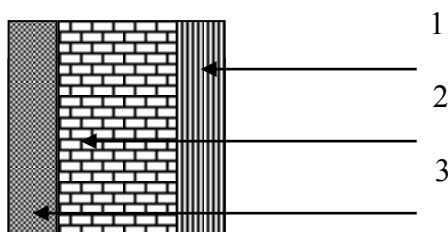


**Fig.II-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur**

**b) Murs intérieurs :**

**Tableau II-4**

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit de plâtre	2	0,20
2. Brique creuse	10	0,90
3. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 1,30



**Fig.II-6 : Coupe verticale d'un mur intérieur**

➤ Balcon :

Tableau II-5

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carlage	2	0,40
2. mortier de pose	3	0,54
3. couche de sable	3	0,66
4. dalle pleine en béton armé	16	4,00
5. enduit de ciment	2	0,44
		G = 5,80

b) Surcharge d'exploitation :

Tableau II-6

Elément	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
- Plancher terrasse inaccessible	1,0
- Plancher d'étage courant	1,5
- Balcon	3,5

➤ Plancher terrasse inaccessible :  $Q_t = 1.00 \times 9.5 = 9.50 \text{ KN}$

➤ Planche à usage d'habitation :  $Q_{ec} = 1.5 \times 9.5 = 14.25 \text{ KN}$

La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

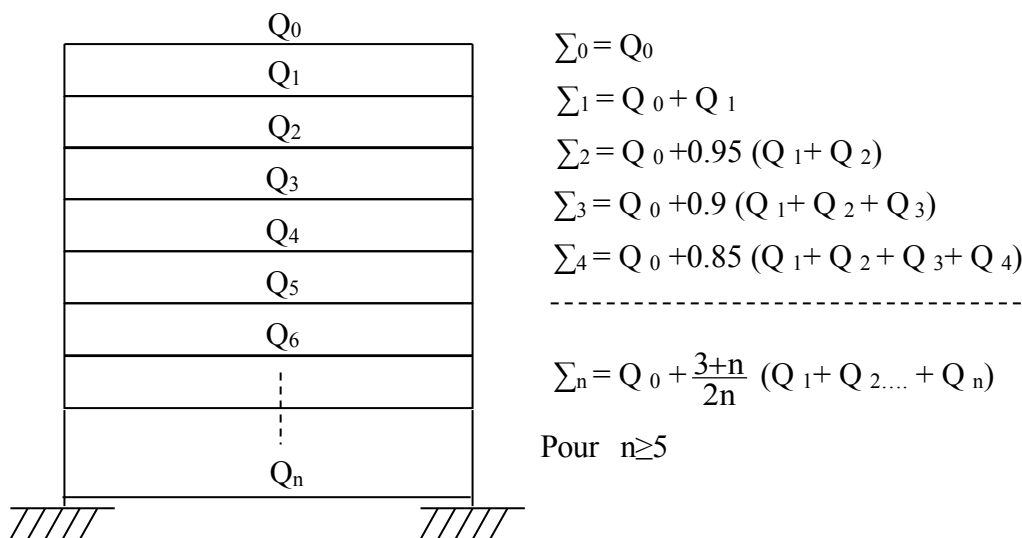


Fig.II-7 : Coefficients de dégression des surcharges .

**II-3) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA**

Etages	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		N = G <sub>c</sub> + Q <sub>c</sub>	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G (KN)	G <sub>c</sub> cumulé (KN)	Q (KN)	$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm <sup>2</sup> )		S (cm <sup>2</sup> )	
8	57.00	00	12.62	154.26	154.26	9.5		163.76	109.17	30x30
7	52.73	4.78	12.62	150	304.26	23.75		328.01	218.67	30x30
6	52.73	4.78	12.62	150	454.26	36.58		490.84	327.22	35x35
5	52.73	4.78	12.62	150	604.26	47.98		652.24	434.82	35x35
4	52.73	4.78	12.62	150	754.26	57.95		812.21	541.47	35x35
3	52.73	4.78	12.62	150	904.26	66.5		970.76	647.17	40x40
2	52.73	4.78	12.62	150	1054.26	73.63		1127.89	751.92	40x40
1	52.73	7.20	12.62	152.4	1206.66	80.73		1287.39	858.26	40x40

**[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h<sub>e</sub>) en une seule fois.

Les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm en zone IIa
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ h<sub>e</sub> / 20
- 1 / 4 < b<sub>1</sub> / h<sub>1</sub> < 4

**Les sections choisies sont :**

Pour le sous-sol, RDC et le 1<sup>er</sup> étage : (40 x 40) cm<sup>2</sup>.....vérifiée ;

Pour le 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et le 4<sup>ème</sup> étages : (35 x 35) cm<sup>2</sup>.....vérifiée ;

Pour le 5<sup>ème</sup> et le 6<sup>ème</sup> étage: (30 x 30 ) cm<sup>2</sup>.....vérifiée ;

**II-4) vérification au flambement : [Art B.8.3 ,31/BAEL 91 modifiée 99]**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ses derniers sont élancés.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad \text{[II-03]}$$

Avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{et} \quad B = bh$$

B : section du poteau (bxh) ;

$\lambda$  : Élançement ;

$l_f$  : Longueur de flambement égale à  $0,7l_0$  (poteau encastré- encastré) ;

$l_0$  : Longueur libre du poteau ;

$i$  : Rayon de giration ;

$I$  : Moment d'inertie.

$$\text{Donc } i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\implies \lambda = \sqrt{12} \times 0,7 \times \frac{l_0}{h} \leq 50$$

Pour le sous-sol, RDC et le 1<sup>er</sup> étage :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ ,  $l_0 = 2,89 \text{ m} \implies \lambda = 20,02 < 50 \dots \text{vérifiée}$

Pour le 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et le 4<sup>eme</sup> étage :  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ ,  $l_0 = 2,89 \text{ m} \implies \lambda = 23,36 < 50 \dots \text{vérifiée}$

Pour le 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ ,  $l_0 = 2,89 \text{ m} \implies \lambda = 23,36 < 50 \dots \text{vérifiée}$

**Tous les poteaux ont vérifiés la condition de non flambement.**

# CHAPITRE III :

*Calcul des éléments*

### III) Calcul des éléments non structuraux

#### Introduction :

Ce chapitre, porte sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire qui ne fait pas partie du système de contreventement ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage des éléments (plancher, acrotère, salle machine, escalier) et le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA99V2003.

#### 1. Les Planchers

Les planchers sont des aires planes, destinés à limiter les étages, leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

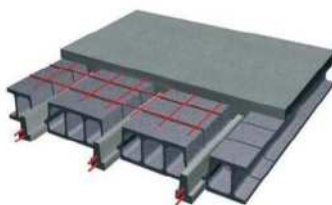
- Résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanente set les surcharges d'exploitations.
- Isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Notre structure comporte des dalles à corps creux et des dalles pleines.

##### 1) Plancher à corps creux :



**Figure III .1: Coupe verticale d'un plancher à corps creux.**

Les planchers à corps creux sont constitués:

- ❖ De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.

- ❖ De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- ❖ D'une dalle de compression en béton armé.

## 2) Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur. Armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

- $A_{\perp}$ : cm<sup>2</sup> par mètre linéaire.
- L : Entre axes des poutrelles en (cm).
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

AN :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

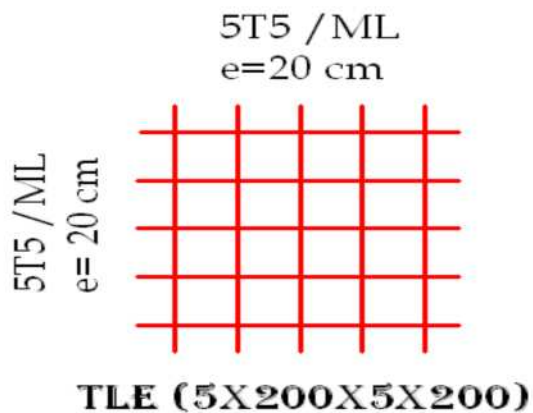
On prendre : 5T 5=0,98cm<sup>2</sup>

### b) Armatures parallèles aux poutrelles (A //):

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

On prendra  $5T5 = 0,98\text{cm}^2$

On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x5x200)**.



**Figure III.2 : Treillis soudé.**

### Conclusion :

On adoptera un treillis soudés  $\Phi 5$ , de nuance FeE520, dont la dimension des mailles est égale a 20cm suivant les deux sens (TLE 520 (5X200X5X200)).

### A) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

#### II. Poutrelles :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm<sup>2</sup> reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{KN/ml.}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62\text{KN/ml.}$$

$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74\text{KN/ml.}$$

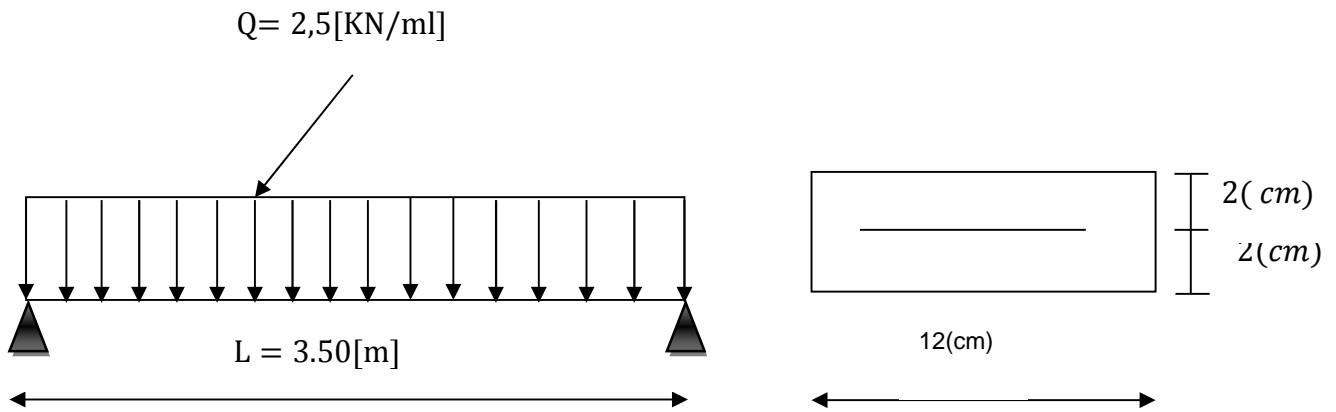
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q=1\text{KN/ml.}$

#### ❖ Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ KN/ml.}$$



**Figure III.3: Schéma statique de la poutrelle.**

- ✓ **Moment max:**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \frac{3,50^2}{8} = 3,62 \text{ KN. m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ (cm)}$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_b = \frac{3,62 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,31 > 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SDA}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

➤ **Détermination de la longueur d'étaie :**

Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ KN.m}$$

Donc, La longueur maximal entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8Ml}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,92 \text{ m} = 92,47 \text{ cm.}$$

Et on a :  $80 \leq L \leq 120$  (cm) donc on prend  $L = 90$ (cm).

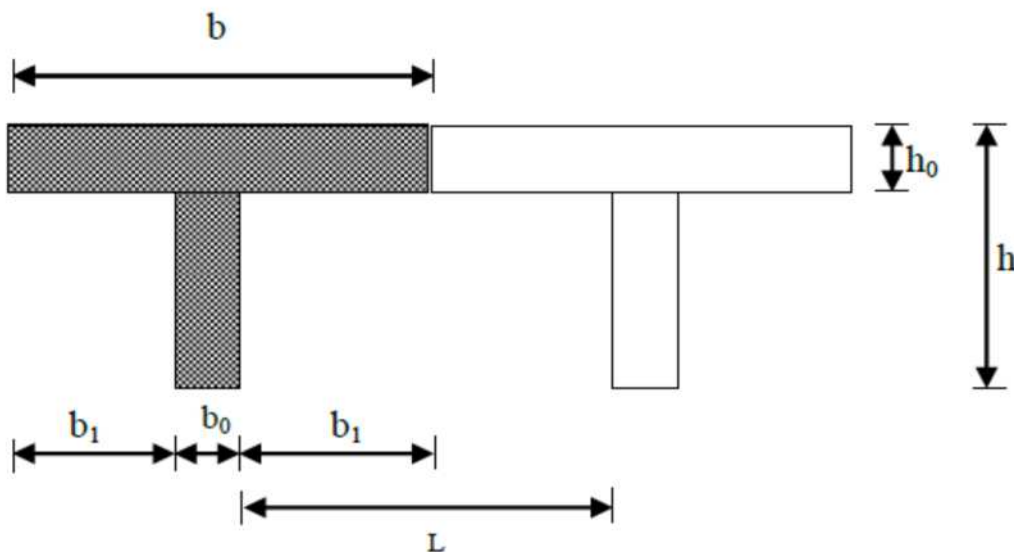
**A) Calcul après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

**1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)**

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté une nervure à partir de son parement est limité par les plus restrictive des conditions ci-après :  $b_1 \leq \text{Min}$

$$\left( \frac{L_1}{10} ; \frac{L-b_0}{2} ; 8h_0 \right).$$



**Figure III.4: Détermination des paramètres de la poutrelle.**

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux poutrelles (L=65cm).

$b_0$  : largeur de la poutrelle ( $b_0=12$  cm).

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0=4$ cm).

$L_1$  : Longueur entre nus de la plus grande travée ( $L_1=300$ cm).

$b_1$  : La largeur de l'hourdis tel que :

$$b_1 = \text{Min} \left( \frac{300}{10} ; \frac{65-12}{2} ; 8 \times 5 \right).$$

$$b_1 = \text{Min} (30 ; 26,5 ; 40) = 26,5 \text{ cm}.$$

$b$  : Largeur de la table de compression avec :  $b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}.$

### Choix de la méthode de calcul:

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher ; à l'aide de l'une des méthodes suivantes (BAEL 99):

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

#### a) Méthode forfaitaire :

**1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :** (Art B.6.2 ,210/BAEL99).

**H<sub>1</sub>** : La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ml.

$$Q = 1,5 \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}.$$

$$Q = 1,5 \leq \max\{5,37 ; 5\} = 5,37 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**H<sub>2</sub>** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  
 $\Rightarrow$  condition vérifiée.

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{270}{294} = 0,92 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{294}{310} = 0,95 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{300} = 1,03 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**H4** : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

## 2) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment «  $M_0$  » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

## 3) Exposé de la méthode :

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que:

- **$M_0$**  : moment le plus grande des moment fléchissant dans la travée comparaison

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}; \text{ dont « l » portée de la travée.}$$

- **$M_w$  et  $M_e$**  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

- **$M_t$**  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\therefore M_t \geq \max (1,05 \times M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\therefore M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$\therefore M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

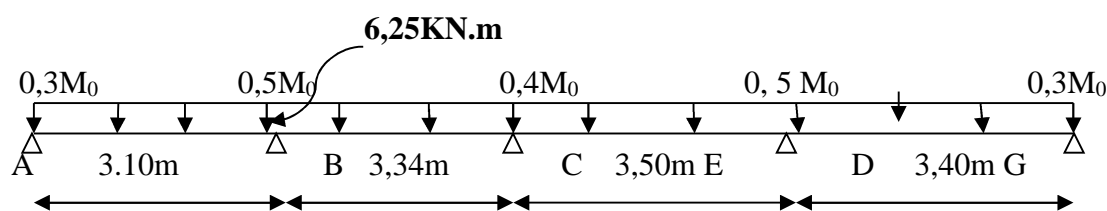
La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

**0,6  $M_0$**  → pour une poutre de deux travées.

**0,5  $M_0$**  → pour les appuis voisin des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0,4  $M_0$**  → pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas, on a une poutre reposant sur cinq (05) appuis, on aura le diagramme suivant :



**Figure III.5 : Schéma statique d'une poutrelle.**

**4) Application :****À L'ELU :****➤ Combinaison de charge :**

$$G = 5,55 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,33 \text{ KN/ml.}$$

**➤ Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+3,61} = 0,293$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,08 \quad ; \quad \text{Max}(1,05 ; 1,08) = 1,08$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,544$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,644$$

**➤ Calcul des moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\therefore L = 3,10\text{m: } M_{0(A-B)} = \frac{6,33 \times (3,10)^2}{8} = 7,60 \text{ KN. m.}$$

$$M_{01} = M_{0(A-B)} = 7,60 \text{ KN. m.}$$

$$\therefore L = 3,34\text{m: } M_{0(B-C)} = \frac{6,33 \times (3,34)^2}{8} = 8,83 \text{ KN. m.}$$

$$M_{02} = \max(M_{A-B} ; M_{B-C}) = 8,83 \text{ KN. m}$$

$$\therefore L = 3,50\text{m: } M_{0(C-D)} = \frac{6,33 \times (3,50)^2}{8} = 9,69 \text{ KN. m}$$

$$M_{03} = \max(M_{B-C} ; M_{C-D}) = 9,69 \text{ KN.m}$$

$$\therefore L = 3,40\text{m: } M_{0(D-E)} = \frac{6,33 \times (3,40)^2}{8} = 9,15 \text{ KN. m}$$

$$M_{04} = \max(M_{C-D} ; M_{D-E}) = 9,69 \text{ KN.m}$$

$$\therefore L = 3,40\text{m: } M_{0(D-E)} = \frac{6,33 \times (3,40)^2}{8} = 9,15 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_{aA} = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 7,60 = 2,28 \text{KN. m}$$

$$M_{aB} = 0,5 \times M_{02} = 0,5 \times 8,83 = 4,42 \text{KN. m}$$

$$M_{aC} = 0,4 \times M_{03} = 0,4 \times 9,69 = 3,88 \text{KN. m}$$

$$M_{aD} = 0,5 \times M_{04} = 0,5 \times 9,69 = 4,84 \text{KN. m}$$

$$M_{aE} = 0,3 \times M_{05} = 0,3 \times 9,15 = 2,75 \text{KN. m}$$

➤ **Moments en travée :**

**Travée (A-B) :** travée de rive

$$M_{(A-B)} = (1,08 \times 7,60) - \left( \frac{2,28 + 4,42}{2} \right) = 4,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{(A-B)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(A-B)} = 0,644 \times 7,60 = 4,90 \text{ KN. m.}$$

$$M_{t(A-B)} = 4,90 \text{ KN. m}$$

**Travée (B-C) :** travée de rive

$$M_{(B-C)} = (1,08 \times 8,83) - \left( \frac{4,42 + 3,88}{2} \right) = 5,38 \text{KN. m}$$

$$M_{(B-C)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(B-C)} = 0,644 \times 8,83 = 5,67 \text{KN. m}$$

$$M_{(B-C)} = 5,69 \text{KN. m}$$

**Travée (C-D) :** travée de rive

$$M_{(C-D)} = (1,08 \times 9,69) - \left( \frac{3,88 + 4,84}{2} \right) = 6,1 \text{ KN. m.}$$

$$M_{(C-D)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(C-D)} = 0,644 \times 9,69 = 6,24 \text{ KN.m.}$$

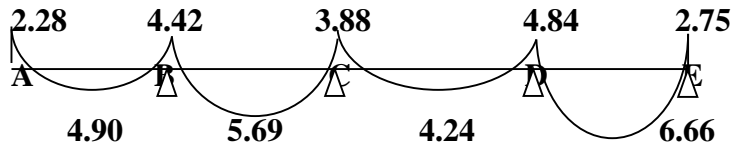
$$M_{(C-D)} = 6,24 \text{ KN.m.}$$

**Travée (D-E) :** travée de rive

$$M_{(D-E)} = (1,08 \times 9,69) - \left( \frac{4,84 + 2,75}{2} \right) = 6,66 \text{ KN. m}$$

$$M_{(D-E)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(D-E)} = 0,644 \times 9,69 = 6,24 \text{ KN.m.}$$

$$M_{(D-E)} = 6,66 \text{ KN.m.}$$



**Figure III.6 Diagramme des moments à l'ELU**

**Calcul des efforts tranchants :**

$$T = q_u \times \frac{\ell}{2}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

$$T_{(A-B)} = \frac{q_u l}{2} = \frac{6,33 \times 3,10}{2} = 9,81 \text{ KN}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

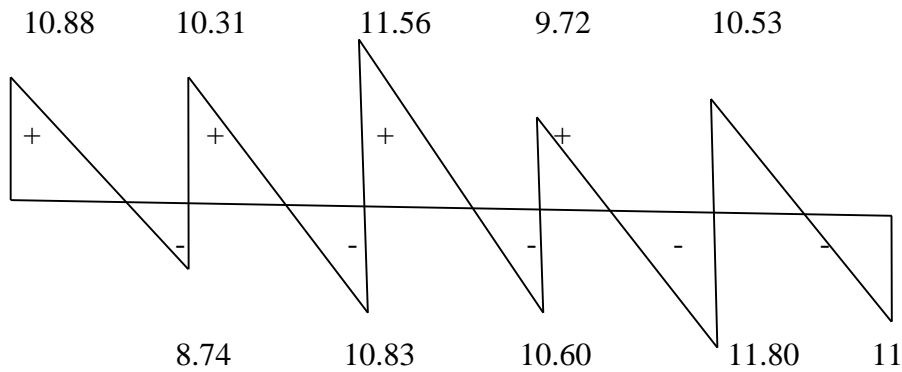
Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$M_w$	2,28	4.42	3.88	4.84	2.75
$M_e$	4.42	3.88	4.84	2.75	2.28
$T_w$	-10.88	-10.31	-11.56	-9.72	-10.53
$T_e$	8.74	10.83	10.60	11.80	11



### Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

#### 5) Ferrailage de la poutrelle :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$$M_{t \max} = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 4.84 \text{ KN.m}$$

#### ❖ En travée :

Le moment max en travée est :  $M_{t \max} = 6.66 \text{ KN.m}$

#### ✓ Position de l'axe neutre :

Si :  $M_{\text{tab}} < M_{t \max} \Rightarrow$  l'A.N est dans la table de compression.

Si :  $M_{\text{tab}} > M_{t \max} \Rightarrow$  l'A. N est dans la nervure.

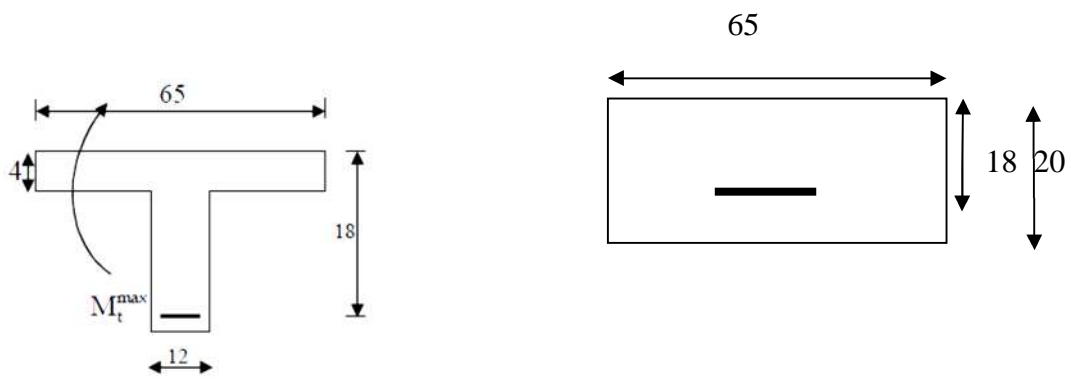


Figure III.7: dimension de section en Té.

$M_{tab}$  : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times d \times \frac{h_0}{2}$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 100 \times 65 \times 4 \times 18 \times \frac{4}{2} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} < M_t$  l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire de (65x20)**.

Pour le calcul des armatures, on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci dessous:

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma \times b} \quad \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

Appuis et travées	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	D (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	A adopté( $\text{cm}^2$ )
A	2.28	12	18	0,041	0,053	0,176	0,511	0,2608	1T12=1,13
A-B	4.90	65	18	0,016	0,020	0,178	0,716	1,1412	3T10=2,36
B	4.42	12	18	0,08	0,104	0,172	0,573	0,2608	1T12=1,13
BC	5.69	65	18	0,019	0,024	0,178	0,961	1,1412	3T10=2,36
C	3.88	12	18	0,070	0,090	0,175	0,582	0,2608	1T12=1,13
CD	4.28	65	18	0,014	0,017	0,178	0,623	1,1412	3T10=2,36
D	4.84	12	18	0,087	0,114	0,171	0,734	0,2608	1T12=1,13
DE	6.66	65	18	0,022	0,027	0,177	0,974	1,1412	3T10=2,36
E	2.75	12	18	0,050	0,064	0,175	0,408	0,2608	1T12=1,13

Tableau III.8 : ferrailage en travées et aux appuis.

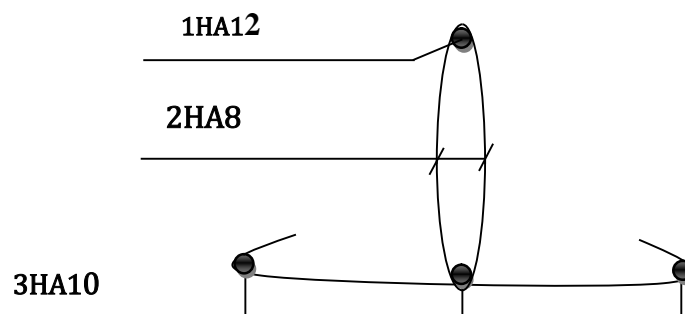


Figure III.9 : ferrailage de la poutrelle.

### 6) Vérification à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité (BAEL91 : Art A.4.2, 1) :

##### ❖ En travée

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,4127 \text{ cm}^2$$

$$2,36 \text{ cm}^2 \geq 1,4127 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### ❖ Sur appui :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,2608 \text{ cm}^2$$

$$1,13 \text{ cm}^2 \geq 0,2608 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### ➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91/99 : Art A.5.1, 211)

:

#### Fissuration préjudiciable :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{11.80 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,55 \text{ Mpa} \quad \text{avec: } T_{u \max} = 11.80 \text{ KN}$$

$T_{u \max}$ : effort tranchant max.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### ➤ Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(BAEL91 : Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\Psi = 1,5 \quad \text{pour les aciers HA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu}$$

$\Sigma \mu$ : périmètre utile des aciers

$$\Sigma \mu: n \times \emptyset \times \pi = 1 \times 10 \times 3,14 = 94,2$$

$$\tau_{se} = \frac{11.80 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,773 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,773 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau}$$

➤ **Calcul de  $\tau_{su}$  :**

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4.L<sub>s</sub>** pour les aciers H.A ; **Donc :  $L_c = 18 \text{ cm}$**

Nous avons une fissuration préjudiciable

$$\rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min}(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

**7) Calcul des armatures transversales :**

▪ **Diamètre des armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91)**

$$\varphi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \varphi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t = \min \left( \frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right) = 5,71 \text{ mm} \quad \text{soit } \varphi_t = 6 \text{ mm.}$$

On opte pour 1 étrier en  $\Phi_6$  ; **Donc :  $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$**

**Espacement max des armatures transversales (BAEL 91 : Art A.5, 122) :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$\Rightarrow \min \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$\Rightarrow \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

$$\Rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm} \quad \text{On opte pour un espacement : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

**Appuis de rive : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $T_u$ .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_{u \text{ max}}}{f_{su}} = \frac{11.80 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,339 \text{ cm}^2; \quad A_{st \text{ adopté}} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$$

⇒ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.**

• **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1, 321 / BAEL91).**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9T_u$ , on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{u \text{ max}} > 0,9 \times d \times T_{u \text{ max}}$$

$$0,9 \times d \times T_{u \text{ max}} = 1,9 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_{u \text{ max}} = 4,84 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$M > 0,9 \times d \times T_{u \text{ max}} \Rightarrow$  Les armatures inférieures ne sont pas nécessaire.

**Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

$$\text{On doit vérifier} \quad \sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_c28}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 11.80 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,213 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8f_{su}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_c28}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire :**

(Art A.5.1, 322) :

$$\text{On doit vérifier} \quad \sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 \times f_c28}{\gamma_b}$$

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \times 0,9 \times f_e}{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) b_0 \times \gamma_s}$$

$$R_u = T_{ug} + T_{ud} = 11.80 + 11.80 = 23.6 \text{ KN.}$$

$$\frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{23,6 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,213 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### · Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction

##### table nervure: (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{11,80 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 120 \times 40} = 1,113$$

$$\tau_u = 1,113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

##### Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 /BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{t \text{ adoptee}} > \frac{0,4 \times b \times \sigma_{st}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 15 \times 12}{235} = 0,306$$

$$A_{t \text{ adoptee}} > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### 5. Vérification à l'ELS :

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

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance de béton en compression.
- État limite de déformation.

##### Combinaison de charge a l'ELS:

$$G = 5,55 \times 0,65 = 3,61 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

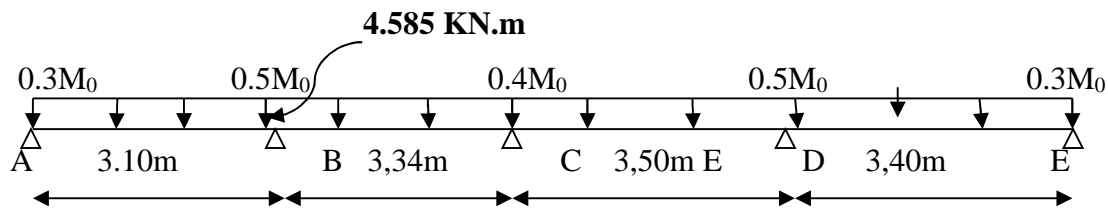
$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4,585 \text{ KN/ml.}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à

l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,585}{6,33} = 0,724$$

**Calcul de la poutrelle**



**Schéma statique de la poutre continue reposant sur sept appuis à l'ELS.**

**État limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)**

Pour notre bâtiment la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**Calcul des moments isostatiques**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

$$\therefore L = 3,10m: M_{0(A-B)} = \frac{4,585 \times (3,10)^2}{8} = 5,51 \text{ KN. m}$$

$$M_{0(A-B)} = M_{0(D-E)} = 6,71 \text{ KN. m}$$

Car les longueurs des travées sont égales

$$\therefore L = 3,34m: M_{0(B-C)} = M_{0(D-E)} = \frac{4,585 \times (3,34)^2}{8} = 6,40 \text{ KN. m}$$

$$\therefore L = 3,50m: M_{0(C-D)} = \frac{4,585 \times (3,50)^2}{8} = 7,02 \text{ KN. m}$$

$$\therefore L = 3,40m: M_{0(D-E)} = \frac{4,585 \times (3,40)^2}{8} = 6,63 \text{ KN. m}$$

**Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_{aA} = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 5,51 = 1,65 \text{ KN. m}$$

$$M_{aB} = 0,5 \times M_{02} = 0,5 \times 6,40 = 3,2 \text{ KN. m}$$

$$M_{aC} = 0,4 \times M_{03} = 0,4 \times 7,02 = 2,81 \text{ KN. m}$$

$$M_{aD} = 0,5 \times M_{04} = 0,5 \times 6,63 = 3,32 \text{ KN. m}$$

$$M_{aE} = 0,3 \times M_{05} = 0,3 \times 5,51 = 1,65 \text{ KN. m}$$

**Moments en travée :**

**Travée (A-B) :** travée de rive

$$M_{(A-B)} = (1,08 \times 5,51) - \left( \frac{1,65 + 3,2}{2} \right) = 3,52 \text{ KN.}$$

$$M_{(A-B)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(A-B)} = 0,644 \times 5,51 = 3,55 \text{ KN. m}$$

$$M_{(A-B)} = 3,55 \text{ KN. m}$$

**Travée (B-C) :** travée de rive

$$M_{(B-C)} = (1,08 \times 6,40) - \left( \frac{3,2 + 2,81}{2} \right) = 3,91 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(B-C)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(B-C)} = 0,644 \times 6,40 = 4,12 \text{ KN. m}$$

$$M_{(B-C)} = 4,12 \text{ KN. m}$$

**Travée (C-D) :** travée de rive

$$M_{(C-D)} = (1,08 \times 7,02) - \left( \frac{3,2 + 3,32}{2} \right) = 4,32 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(C-D)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(C-D)} = 0,644 \times 7,02 = 4,52 \text{ KN. m}$$

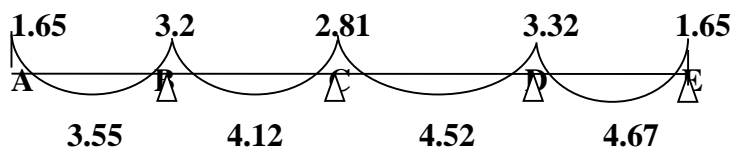
$$M_{(C-D)} = 4,52 \text{ KN. m}$$

**Travée (D-E) :** travée de rive

$$M_{(D-E)} = (1,08 \times 6,63) - \left( \frac{3,32 + 1,65}{2} \right) = 4,67 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(D-E)} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0(D-E)} = 0,644 \times 6,63 = 4,27 \text{ KN. m}$$

$$M_{(D-E)} = 4,67 \text{ KN. m}$$



### Diagramme des moments à l'ELS

**Calcul des efforts tranchants :**

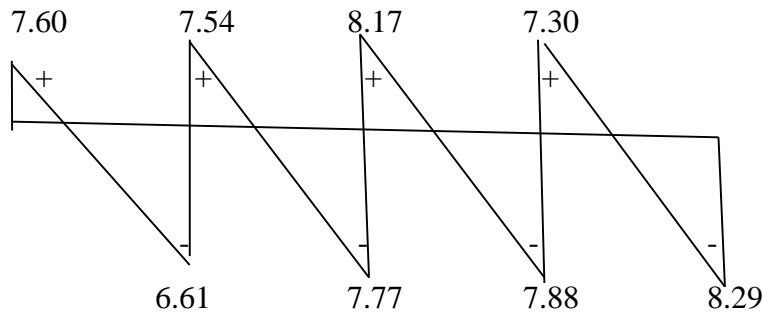
$$T = q_s \times \frac{\ell}{2}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
$M_w$	<b>1.65</b>	<b>3.2</b>	<b>2.81</b>	<b>3.32</b>
$M_e$	<b>3.2</b>	<b>2.81</b>	<b>3.32</b>	<b>1.65</b>
$T_w$	-7,60	-7,54	-8.17	-7,30
$T_e$	6,61	7.77	7.88	8.29



**Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

**Vérifications à l'ELS :**

**État limite de compression de béton : (BAEL 91 : Art A.4.5, 2)**

- En travée :

**Contrainte d'acier :**

On dit vérifier  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 19,75 \\ \beta_1 = 0,8561 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,67 \times 10^6}{0,8561 \times 180 \times 236} = 128,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 128,41 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Contrainte Dans le béton :**

La contrainte dans le béton doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{128,41}{19,75} = 6,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

✓ **Contrainte d'acier :**

On doit vérifier  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.32}{12 \times 18} = 1.54 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 22,35 \\ \beta_1 = 0,867 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,1 \times 10^6}{0,867 \times 180 \times 192} = 136,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 136,83 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte Dans le béton :**

La contrainte dans le béton doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{136,83}{22,35} = 6,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**État limite de déformation : (BAEL91 : Art B.6.8, 424)**

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

Les règles de BAEL 91 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{350} = 0,057 > 0,0444 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15 \times M_o} \Rightarrow \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{4,67}{15 \times 5,51} = 0,056 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{Al}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

l : longueur libre de la poutrelle.

h : hauteur totale de la poutrelle.

$M_t$  : moment fléchissant Max en travée (ELS).

$M_0$  : moment fléchissant Max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

$b_0$  : largeur de la nervure.

d : hauteur utile.

Condition non vérifiée donc la vérification de la flèche est obligatoire.

#### a) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

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

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho}$$

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

**b) Calcul des différents paramètres :**

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left( \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$  . Avec  $B_0$  : section homogénéisée.

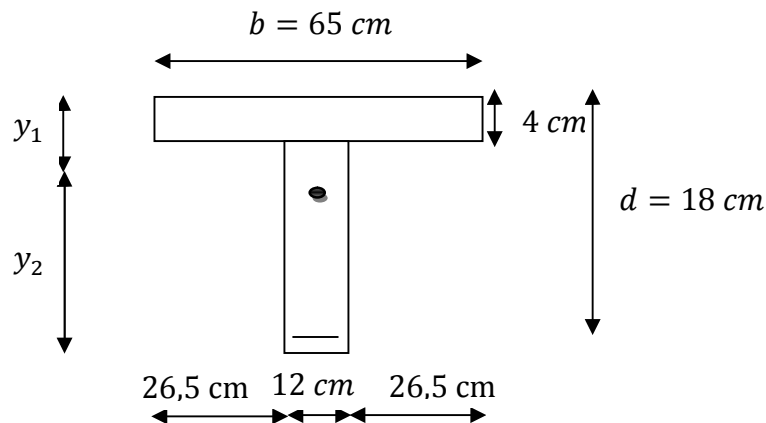
$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0)h_0 + 15A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,10[\text{cm}].$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,90[\text{cm}].$$

$$I_0 = \frac{12(7,10^3 + 12,9^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2,36 \times (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,06[\text{cm}^4]$$



**Figure.III. 10.Schéma statique de**

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \times 100 = \frac{2,36}{12 \times 18} \times 100 = 1,09 \Rightarrow \beta = 0,896$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,67 \times 10^3}{0,896 \times 18 \times 2,36} = 122,70 \text{MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 1,09} = 0,015$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 107,72 + 2,1} = 0,4266$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + (0,4266 \times 0,015)} = 21883,13 [\text{cm}^4]$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4,1 \times (3,25)^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 21883,13} = 0,001829 [\text{m}].$$

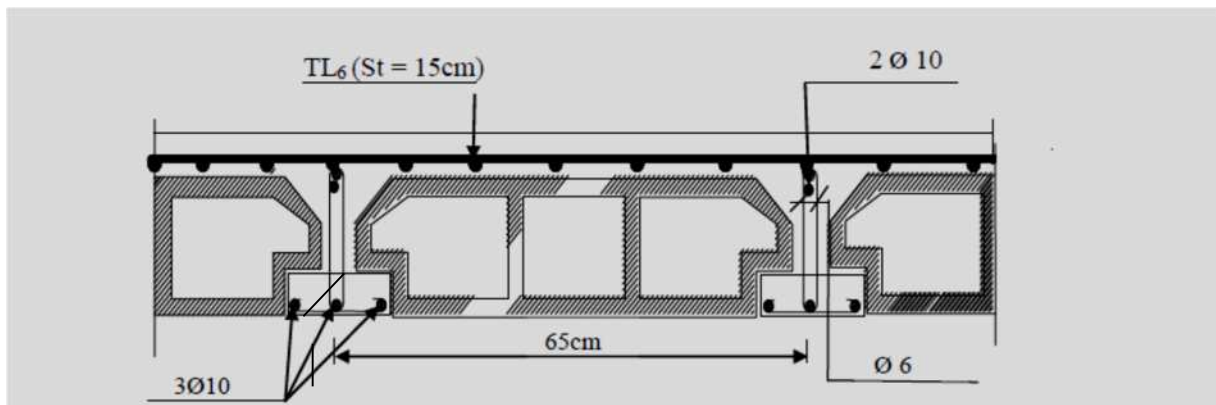
$$f = 0,18 [\text{cm}] < f \equiv 6,5 [\text{cm}].$$

⇒

**Condition vérifiée.**

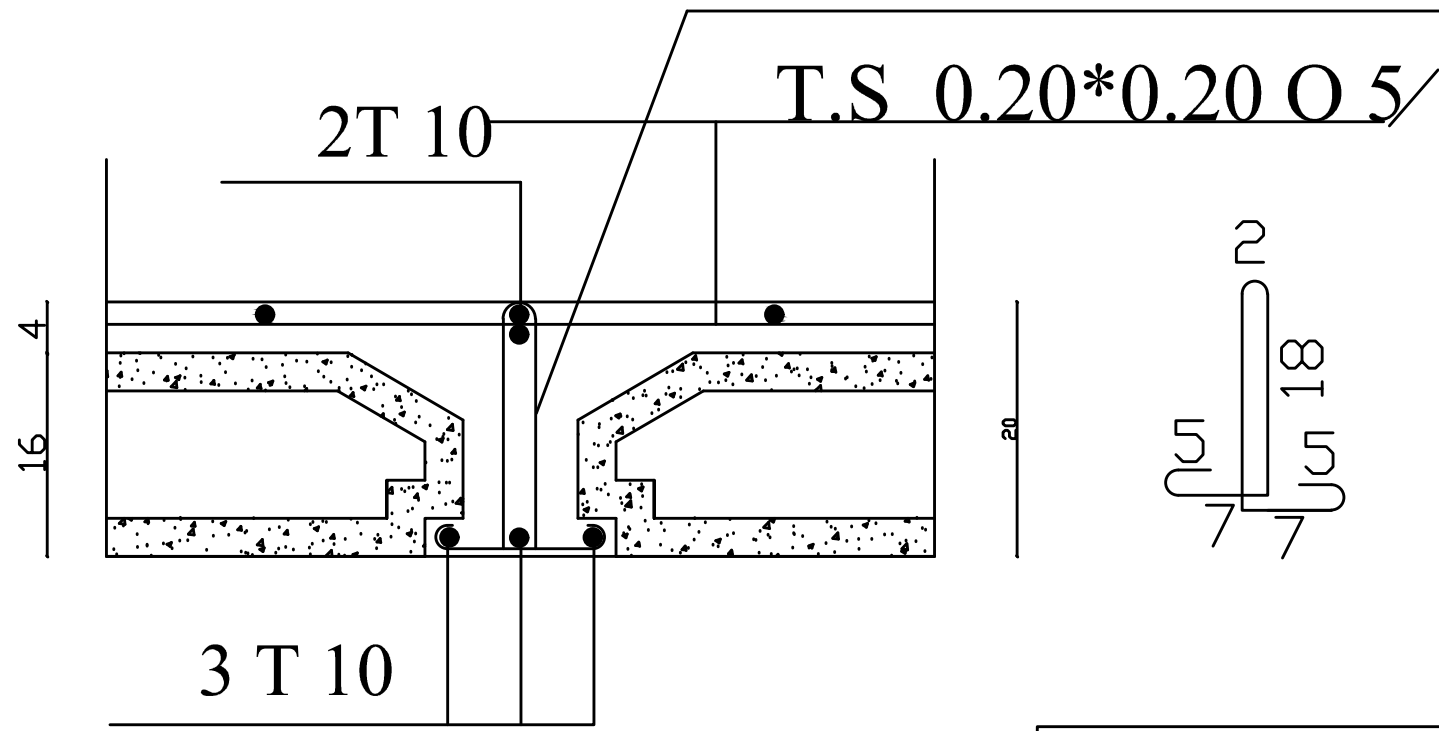
**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



**Figure III.11 : plan de ferrailage du plancher en corps creux.**

Cod T8 esp 20 cm l=62 cm



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDIE PAR :**  
Mr Zemmouche  
Mr Laouari

**DIRIGE PAR :**  
Mme Haddad

**TITRE:**  
Ferrailage plancher

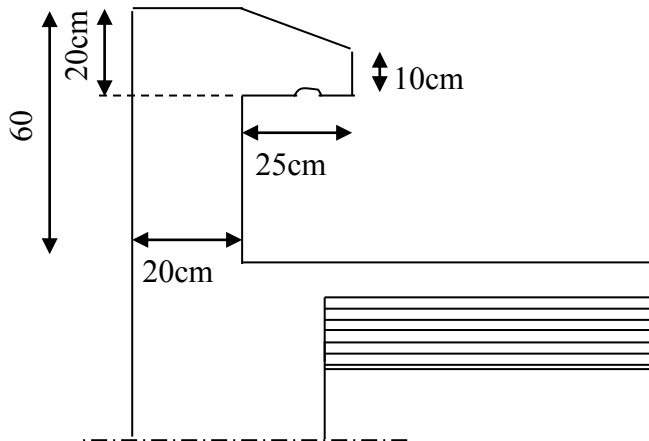
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°1

ECHELLE:1/50

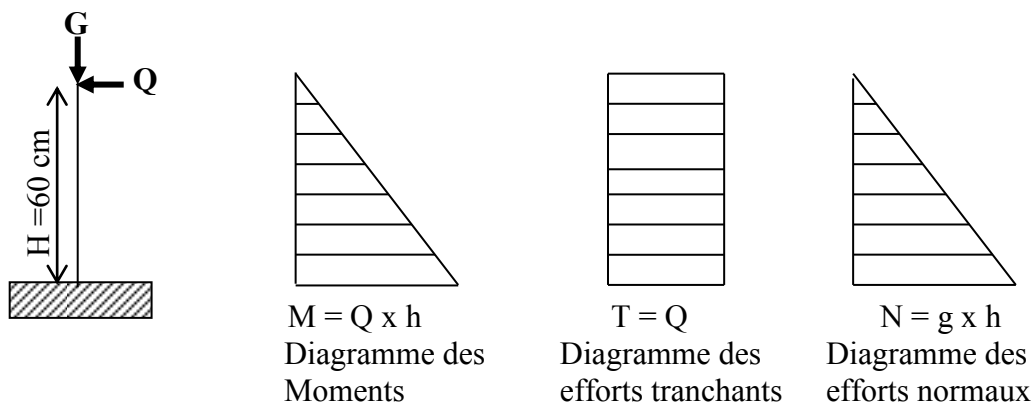
**II-) Acrotère:**

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort **G** dû à son poids propre et à un effort latéral **Q** dû à la main courante qui engendre un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire (**1m**).



**Fig.III-1 : Coupe verticale de l'acrotère**

**a - Schémas statiques de calcul:**



**Fig.III-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts**

**b) Calcul des efforts:**

Effort normal dû au poids propre à la section d'encastrement:

$$G = \rho \times S = 25 \left( 0,1 \times \frac{0,25}{2} + 0,25 \times 0,1 + 0,6 \times 0,2 \right) = 3.94 \text{ kN/ml}$$

**G = 3.94 kN/ml**

$\rho$  : masse volumique de béton. (25KN/m<sup>3</sup>)

S : section transversale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante:

**Q=1 kN/ml.**

Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal à la section d'encastrement :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

### c) Combinaison de charges:

- A l'ELU, la combinaison de charges est:  $1,35 G + 1,50 Q$
- Effort normal de compression dû à  $G$  :  $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 3,94 = 5,32 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement dû à  $Q$  :  $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$

- A l'ELS, la combinaison de charges est:  $G + Q$
- Effort normal de compression :  $N_s = G = 3,94 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement :  $M_s = 0,6 \text{ KN.m.}$

### d) Ferrailage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

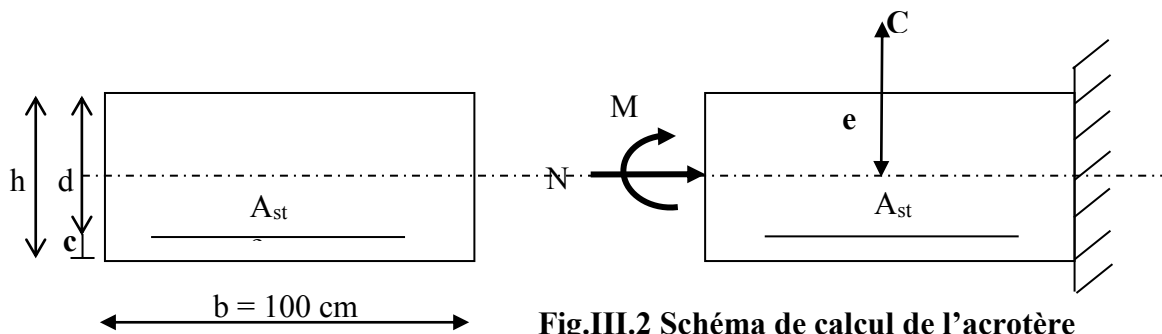


Fig.III.2 Schéma de calcul de l'acrotère

$$b=100\text{cm}; c=2\text{cm}; h=20\text{cm}; d=18\text{cm}; f_e=400\text{MPa}; \gamma_s=1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$c$ : centre de pression ( $c=2\text{cm}$ ).

$e$ : excentricité.

$M_f$ : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

#### e - Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{5,32} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{20}{2} - 2 = 8 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal  $N$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis elle se ramène à la flexion composée.

#### F) Calcul d'armatures en flexion simple:

$$\text{Moment fictif: } M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,90 + 5,32 \left( \frac{0,2}{2} - 0,02 \right) = 1,86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,86}{1 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0040 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,86}{0,998 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 2,97 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_f = 0,29 \text{ cm}^2$$

**g) Calcul d'armatures en flexion composée:**

$$\text{La section réelle d'armatures: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,29 - \frac{5,32}{348 \times 10^{-1}} = 0,14 \text{ cm}^2$$

**h) Vérification a l'ELU :**

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale  $A = A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adoptera pour une section d'acier de 5HA8 /ml = 2,51 cm<sup>2</sup>, espacés de 20 cm

**➤ Armatures de répartition :**

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

On prend 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml espacées de 25 cm

**i) vérification au cisaillement : [Art.A.5.1,1/BAEL 91 modifie 99]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,008 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}$  Vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**j) vérification des contraintes dans l'acier à l'ELS:**

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{ij})^{1/2}] \}$$

$\eta$ : coefficient du fissuration des acier HA > 6

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 400; \text{Max} [0,5 \times 400; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \} = 201,6 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 18} = 0,142 \longrightarrow \beta_1 = 0,938 \longrightarrow k_1 = 65,64$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,938 \times 0,18 \times 2,51 \times 10^2} = 14,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad (\text{vérifiée})$$

**k) vérification des contraintes dans le béton à l'ELS:**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{14.16}{65.64} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

**l) vérification au séisme :**

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale  $F_p$ , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge  $Q$  donnée.

[Art.6.2 ,3/RPA99 version 2003].

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

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à 0,15 (zone IIa, groupe 2).

$C_p$  : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à 0,8

$W_p$  : poids de l'acrotère, égal à 1,2125 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,2125 = 0,822 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

**Conclusion :**

Dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

- Armatures principales  $A = 5HA 8 = 2,51 \text{ cm}^2$ ,  $S_t = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition  $A_r = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ ,  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

m) Ferrailage de l'acrotère :

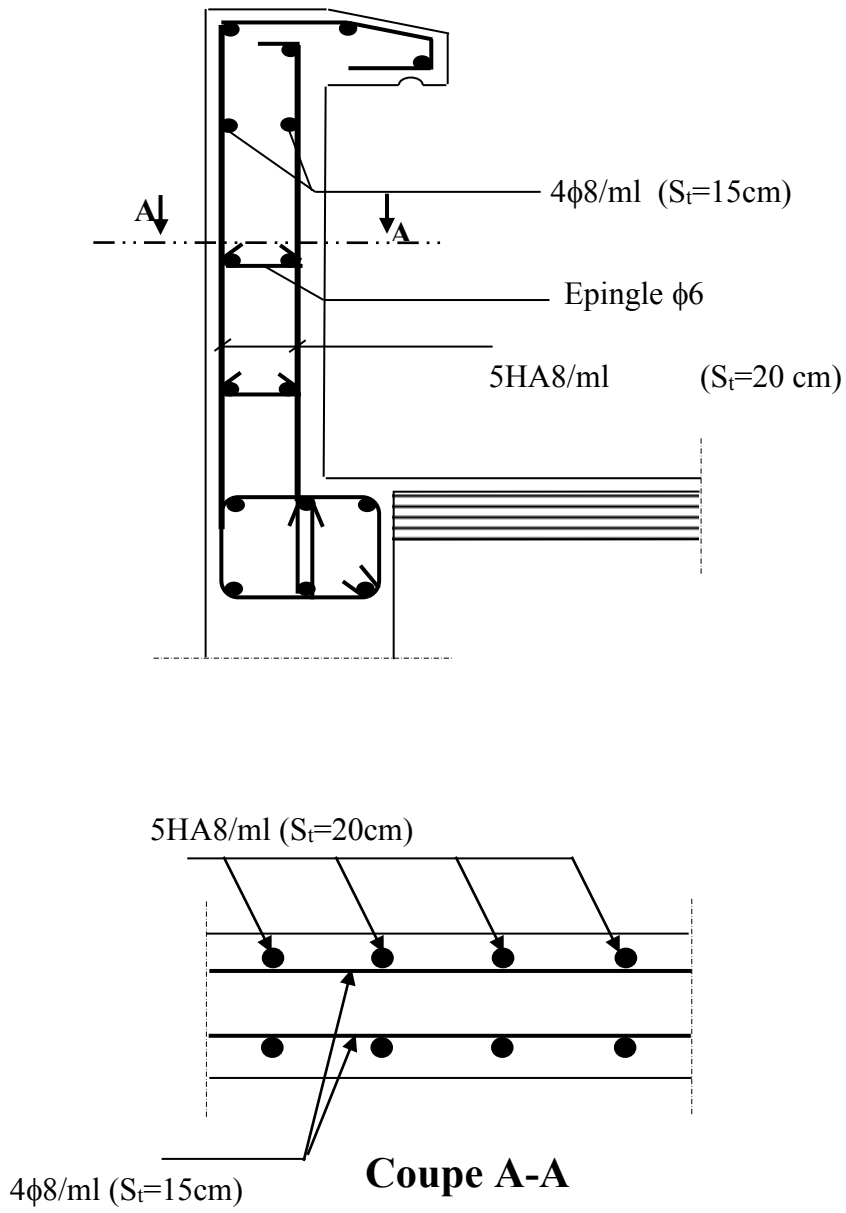
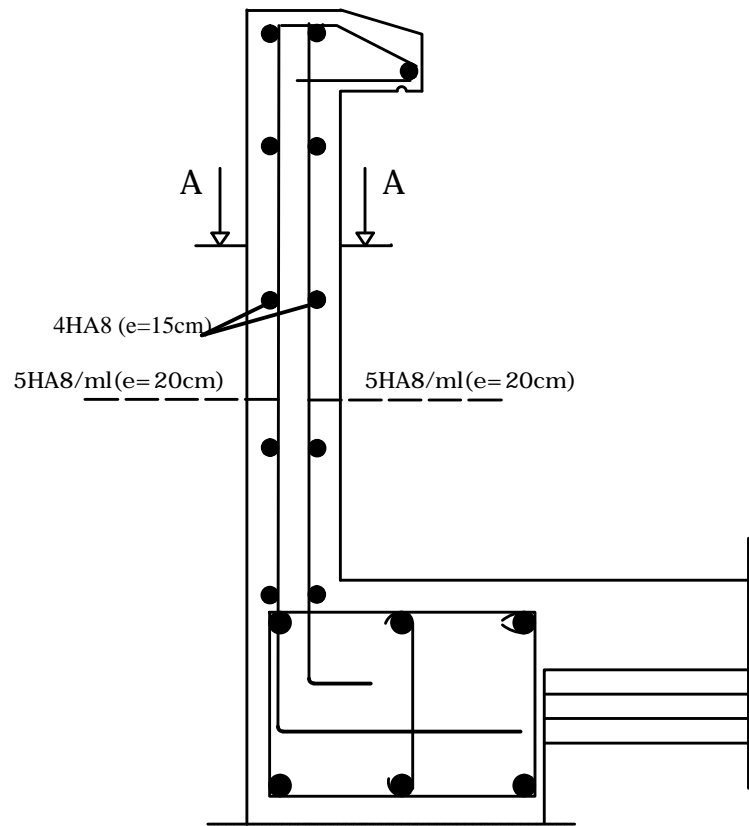
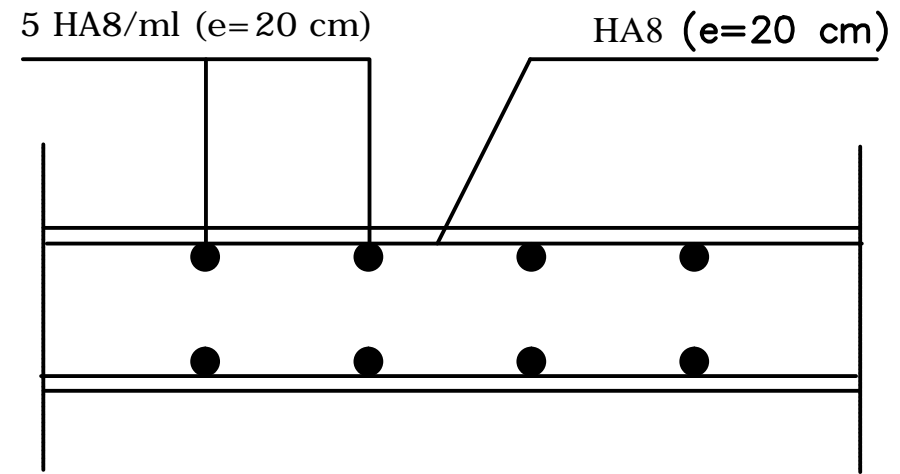


Fig III-3 : Ferrailage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr Zemmouche  
 Mr Laouari

TITRE:  
 COFFRAGE acrotère

DIRIGE PAR :  
 Mme Haddad

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°2

ECHELLE: 1/50

### III.3 CALCUL DE LA SALLE MACHINE

#### III.3.1 INTRODUCTION

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie,
- La cabine ou la benne,
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions : **(1.65× 1.85) m<sup>2</sup>**, appuyée sur ses 4 cotés.

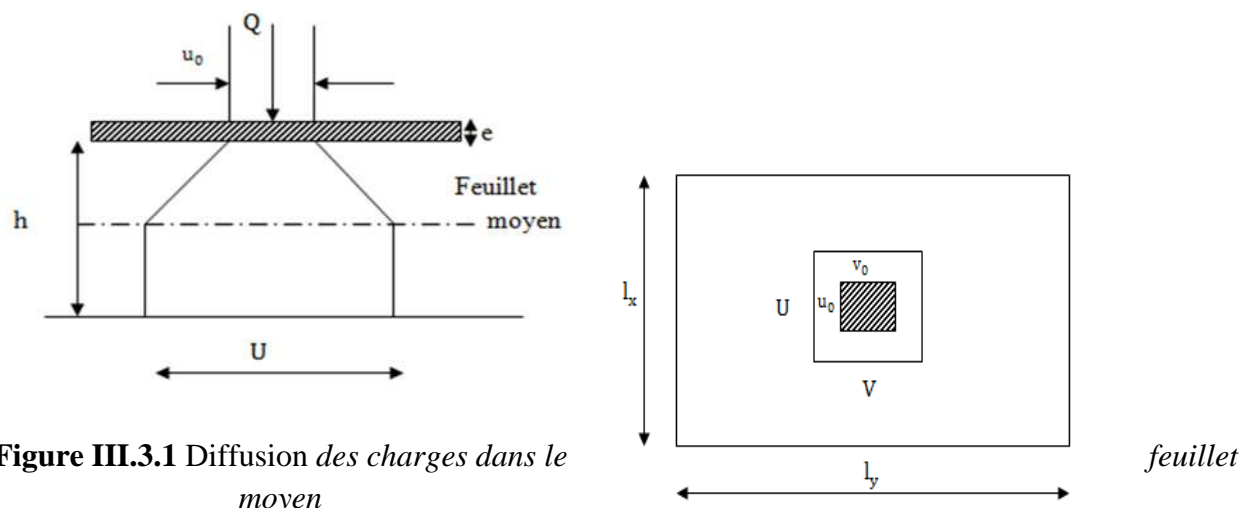
En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à **09 tonnes**, répartie sur une surface de **(1 × 1) m<sup>2</sup>** transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

#### III.3.2 DIMENSIONNEMENT

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm}$$

**h<sub>t</sub>** : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version **2003**) → Soit **h<sub>t</sub> = 16 cm**.



**Figure III.3.1** Diffusion des charges dans le moyen

$$U = u_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 100 + 15 + 2 \times 5 = 125 \text{ cm,}$$

$$V = v_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 100 + 15 + 2 \times 5 = 125 \text{ cm.}$$

Avec :

- $h_0$  : épaisseur de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$ ,

- $e$  : épaisseur de revêtement,  $e = 05$  cm,
- $\xi$  : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton,  $\xi = 1.0$ ,
- $U \times V$  : surface d'impact au niveau du feuillet moyen,
- $u_0 \times v_0$  : coté du rectangle dans le quel la charge est centrée  $u_0 = v_0 = 100$  cm.

### III.3.3 DETERMINATION DES SOLlicitATIONS

#### a. A L'ELU

$q_u = 1,35G + 1,5Q$  (Charge uniformément répartie sur une bonde de 1 m.)

$P_u = 1,35P$  (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle :  $G = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

#### b. A L'ELS

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

### III.3.4 CALCUL DES MOMENTS

#### a. Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x^1 = p_u(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^1 = p_u(M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de  $\left(\frac{U}{l_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{l_y}\right)$  et  $\rho$ .

$\nu$  : Coefficient de Poisson  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{185} = 0,90 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{125}{165} = 0,80 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{125}{185} = 0,7 \end{array} \right. \rightarrow \text{après interpolation} \begin{cases} M_1 = 0,065 \\ M_2 = 0,052 \end{cases}$$

❖ **A L'ELU :  $\nu = 0$**

$$M_{x1} = P_u(M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 135 \times 0,065 = 8,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u(\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 135 \times 0,052 = 7,02 \text{ KN.m}$$

### b. Moment dû au poids propre de la dalle pleine

Dans le sens  $L_x$  :  $M_x^2 = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2$

Dans le sens  $L_y$  :  $M_y^2 = \mu_y \times M_x^2$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

▪ à l'ELU  $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases} \quad \nu = 0$

Donc :  $\rho = 0,83$

▪ à l'ELS  $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases} \quad \nu = 0,2$

$$\begin{cases} M_x^2 = 0,0458 \times 8,05 \times (1,65)^2 = 1,01 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = 0,778 \times 1,01 = 0,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### c. Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x^u = M_x^1 + M_x^2 = 8,78 + 1,01 = 9,79 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_y^1 + M_y^2 = 7,02 + 0,78 = 7,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### d. Correction des moments

▪ En travée  $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,85M_x^u = 0,85 \times 9,79 = 8,32 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,85M_y^u = 0,85 \times 7,80 = 6,63 \text{ KN/m} \end{cases}$

▪ Aux appuis  $\rightarrow \begin{cases} M_x^a = 0,3M_x^u = 0,3 \times 9,79 = 2,94 \text{ KN/m} \\ M_y^a = 0,3M_y^u = 0,3 \times 7,80 = 2,34 \text{ KN/m} \end{cases}$

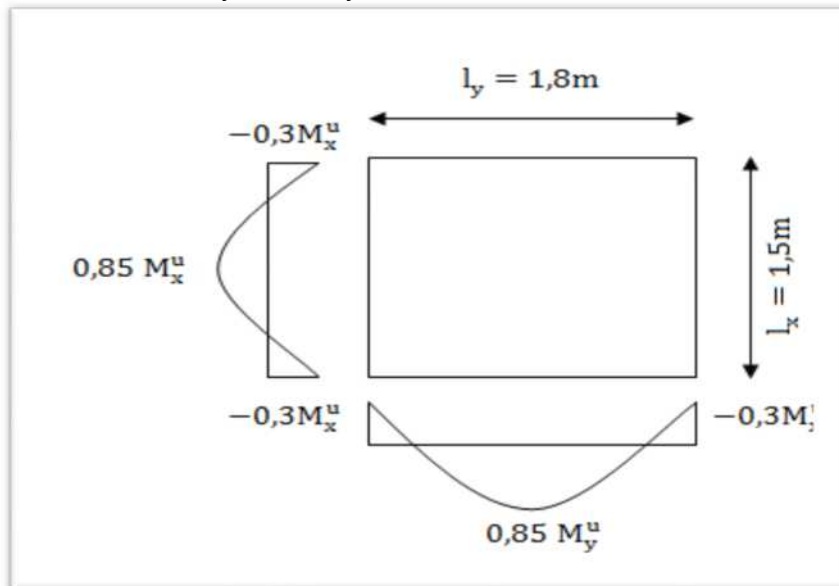


Figure III.7.2 les moment dans les deux sens( $l_x, l_y$ ).

### III.3.5 FERRAILLAGE

#### a. En travée

- Sens de la petite portée (sens xx)

$$d_x = h_t - 2\text{cm} = 13\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{8.32 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392$$

→ La section est simplement armée(SSA).

$$\mu_b = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta \cdot (d_x) \sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot (d_x) (f_e / \gamma_s)} = \frac{8.32 \times 10^5}{0,983 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 20 cm

- Sens de la grande portée (sens yy)

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot (d_y)^2 f_{bc}} = \frac{6,63 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta (d_y) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot (d_y) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,63 \times 10^5}{0,984 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA12= 5,65 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 20 cm.

Avec :

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

#### b. Aux appuis

- Sens de la petite portée (Sens xx)

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{2.94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{2.94 \times 10^5}{0,994 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA12= 5,65 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 20 cm.

- **Sens de la grande portée (Sens yy)**

On adopte le même ferrailage que celui du sens (x-x), soit **5HA12** avec  $S_t = 20$  cm.

### III.3.6 VERIFICATION A L'ELU

#### a. Condition de non fragilité (B.A.E.L91, Art B.7, 4)

- **Armatures parallèles à  $l_x$**

$$w_x = w_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$w_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec :

- $A_{\min}$  : section minimale d'armatures.
- $A_{\min}$  : section minimale d'armatures,
- $S$  : Section totale du béton,
- $W_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction acier (HA FeE400)  $\rightarrow w_0 = 0,8\%$ .

$$w_x = 0,0008 \times \left[ \frac{(3 - 0,90)}{2} \right] = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (100) \times (15) = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures parallèles à  $l_y$**

$$A_{\min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b. Vérification de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.4.2)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

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

Avec :

- $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen
- $h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$p_u = 135 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,25 + 1,25) = 5 \text{ m}$$

$$P_u = 135 \text{ KN} < 0,045 \times 5 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### ▪ Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$T_u = \frac{P}{(2U + V)} = \frac{135}{2 \times 1,25 + 1,25} = 36 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$T_u = \frac{P}{(3U)} = \frac{135}{3 \times 1,25} = 36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

### ▪ La longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0,6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$ .

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm} \quad \text{On adoptera } L_c = 17 \text{ cm.}$$

### c. Diamètre minimal des barres (BAEL91modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{165}{10} = 16,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 16,5 \text{ mm} \Rightarrow$$
 **Condition vérifiée.**

### d. Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié99, Art A.8.2, 42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ ,
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

- **Sens xx**
  - Armatures supérieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .
  - Armatures inférieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ ,
- **Sens yy**
  - Armatures supérieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .
  - Armatures inférieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ ,

### III.3.7 VERIFICATION A L'ELS

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

#### a. Calcul des moments

- **Moment dû au système de levage**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau :

$$M_x^1 = p_s(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^1 = p_s(M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients données par les tables de **PIGEAUD** en fonction de  $\left(\frac{U}{l_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{l_y}\right)$  et  $\rho$ .

$\nu$  : Coefficient de poisson a L'ELS  $\rightarrow \nu = 0.2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{185} = 0,90 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{125}{150} = 0,80 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{125}{185} = 0,70 \end{array} \right. \rightarrow \text{après interpolation} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,065 \\ M_2 = 0,052 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^1 = 90 \times (0,065 + 0,2 \times 0,052) = 6.78 \text{ KN.m} \\ M_y^1 = 90 \times (0,052 + 0,2 \times 0,065) = 5.85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment dû au poids propre de la dalle pleine**

Dans le sens  $L_X$  :  $M_x^2 = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2$

Dans le sens  $L_Y$  :  $M_y^2 = \mu_y \times q_s \times (l_y)^2$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$\text{Donc : } \rho = 0,90 \rightarrow \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{array} \right. \quad \nu = 0,2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^2 = 0,0529 \times 5,85 \times (1,65)^2 = 0,83 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = 0,846 \times 5,85 = 4,93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x^s = M_x^1 + M_x^2 = 6.78 + 0,83 = 7.61 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_y^1 + M_y^2 = 5.85 + 0.70 = 6.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments**

➤ **En travée** →  $\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 7.61 = 6.47 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 6.55 = 5.57 \text{ KN/m} \end{cases}$

➤ **Aux appuis** →  $\begin{cases} M_x^t = 0,3 M_x^s = 0,3 \times 7.61 = 2,28 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,3 M_y^s = 0,3 \times 6.55 = 1.96 \text{ KN/m} \end{cases}$

**b. État limite de résistance à la compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

- **Sens xx :  $A_a = A_t = 5,65 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,978 \\ K_1 = 35,00 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{7,61 \times 10^6}{0,978 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 105,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{105,93}{35,00} = 3,02 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,02 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens yy :  $A_a = A_t = 5,65 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,896 \\ K_1 = 33,08 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{6,55 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 107,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{107,82}{33,08} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,25 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### c. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91, Art. A.5.3,2)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

### d. Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- $M_{tx}$  : Moment entravé de la dalle (sens xx).
- $M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1 m.
- $A_x$ : Section d'armature par bande.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.

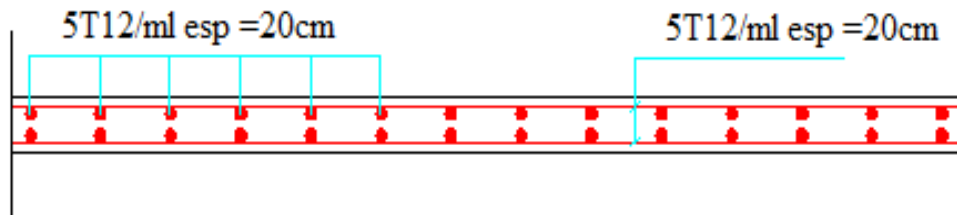
$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{165} = 0,09 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{7,61}{20 \times 9,13} = 0,042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

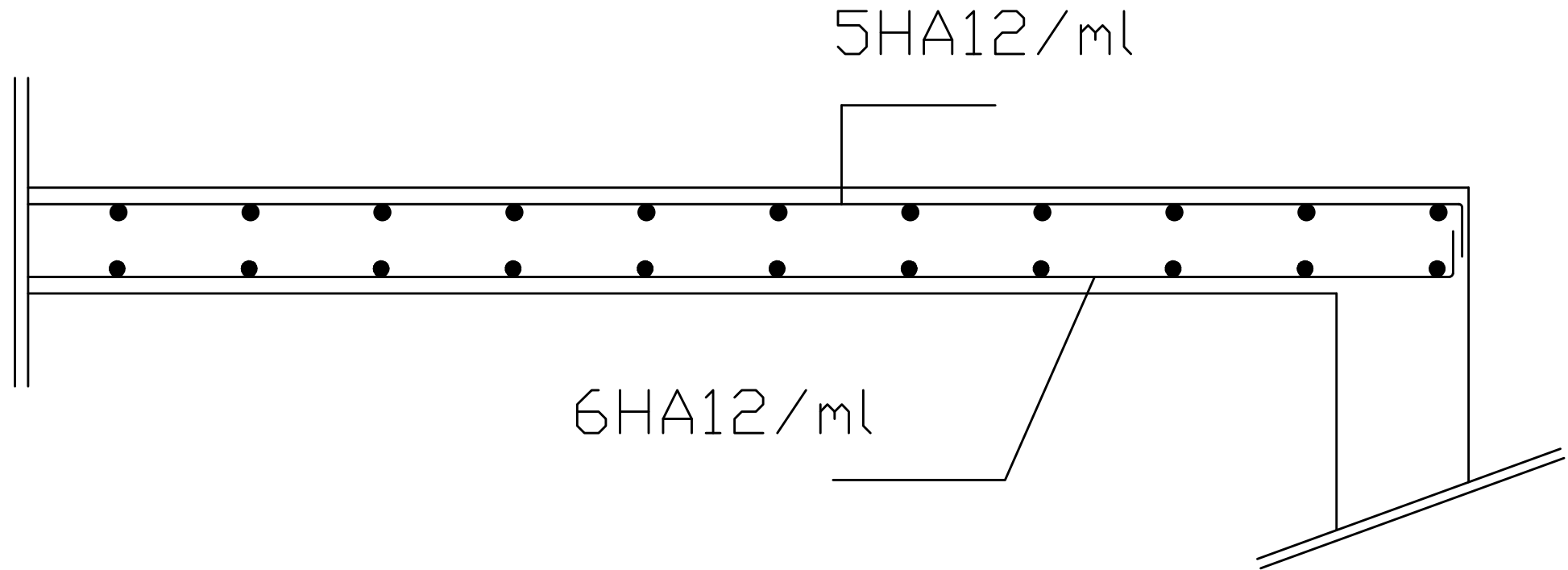
### e. Conclusion

Le ferrailage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées**
  - 5HA12 (sens x-x),  $S_t=20$  cm
  - 5HA12 (sens y-y),  $S_t =20$  cm
- **En appuis**
  - 5HA12 (sens x-x),  $S_t =20$  cm
  - 5HA12 (sens y-y),  $S_t =20$  cm



**Figure III.7.3** *Ferrailage de dalle pleine de la salle machine.*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDIE PAR :**  
 Mr Zemmouche  
 Mr Laouari

**TITRE:**  
 COFFRAGE salle machine

**DIRIGE PAR :**  
 Mme Haddad

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°3

ECHELLE:1/50

**III-3) Les escaliers :****A) Escalier étage courant :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction.

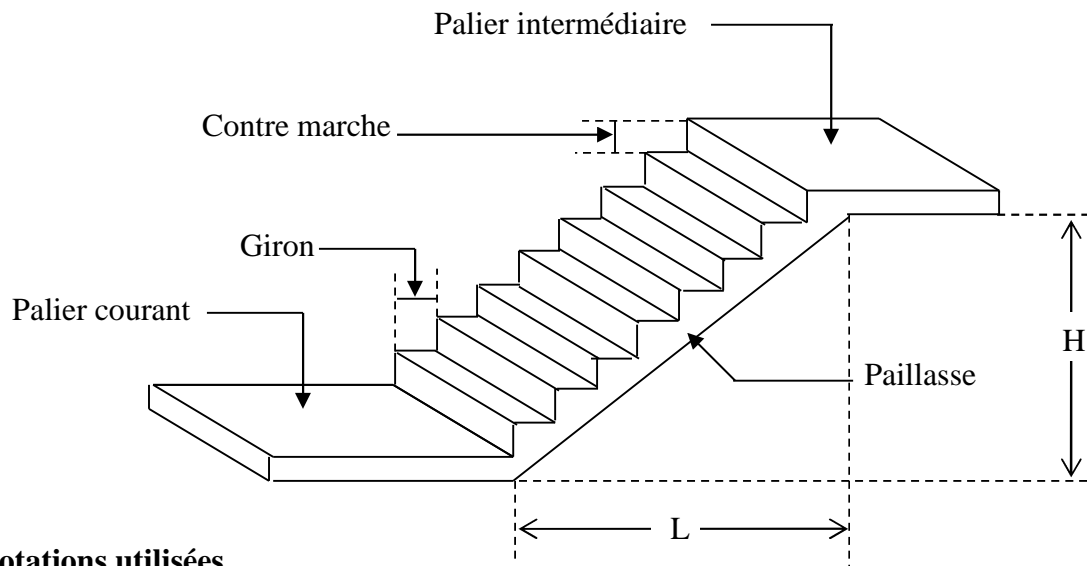
Notre structure est munie de deux cages d'escalier :

- La première desservant la totalité des niveaux (du sous-sol jusqu'au dernier niveau)
- La deuxième reliant le RDC au premier niveau (étage de service)

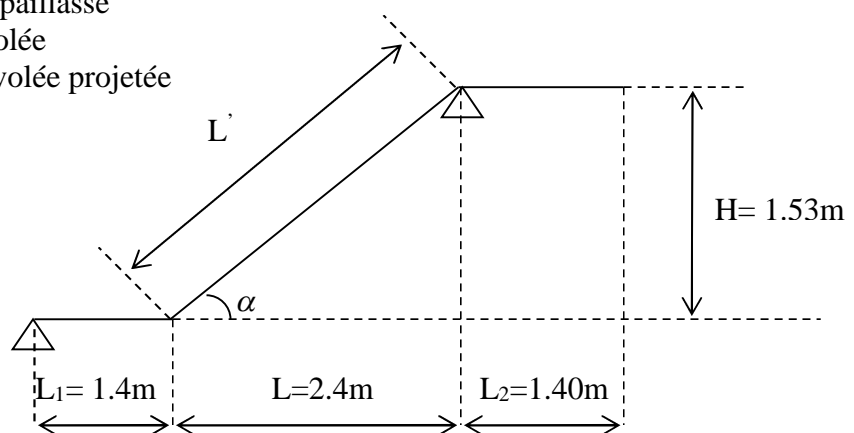
Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

-Escalier du RDC : comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.

-Escaliers d'autres niveaux : sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

**III-3-1) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :****1) Présentation schématique :****Notations utilisées**

- $g$  : giron
- $h$  : hauteur de la contre marche
- $e_p$  : épaisseur de la paillasse
- $H$  : hauteur de la volée
- $L$  : longueur de la volée projetée



**Fig : schéma statique**

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL:  $60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$

Il porte deux paliers et une paillasse.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

$$n = 306 / 17,50 = 17,48 \quad \text{soit} \quad \begin{cases} 17 \text{ contre marche} \\ 18 \text{ contre marche} \end{cases}$$

On opte pour **18** contre marche soit **9** contres marches pour chaque volée

Calcul de la nouvelle hauteur de marche :  $h = 153/9 = 17\text{cm}$

**Nombre de marches:**  $n - 1 = 8$

**Nombre de contres marches:**  $n = 9$

**Hauteur de la marche:**  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{ cm}$

**Le giron:**  $g = L / n-1 = 240 / 8 = 30\text{cm}$

## 2) Vérification de la loi de BLONDEL

$$60 \leq 2h + g \leq 66$$

$$60 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow$$

Condition vérifiée

## 3) Dimensionnement de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Cos} \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\text{cos} \alpha} = \frac{240}{\text{cos} 32,52} = 284,63\text{ cm}$$

- Longueur de la paillasse :

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 140 + 284.63 + 140 = 564,63\text{cm}$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{564.63}{30} \leq e_p \leq \frac{564.63}{20} \Rightarrow 18.82 \leq e_p \leq 28.23$$

On opte pour une épaisseur **ep=20cm**

**III-3-2) Détermination des sollicitations :**

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et 1 M de largeur en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**• **La volée :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids en KN/m
Poids propre des marches	0.17	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids propre de la paillasse	0.20	$\frac{25 \times 0.20}{\cos 32.51} = 5.93$
Revêtement en carrelage	0.02	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	0.02	$22 \times 0.02 = 0.44$
Couche de sable	0.02	$18 \times 0.02 = 0.36$
Garde corps	0.15	$22 \times 0.15 = 0.33$
		$G_v = 9.825$

• **Le palier :**

Eléments	Poids en KN/m
Poids propre de palier	5.00
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Couche de sable	0.36
Enduit ciment	0.33
$G_p = 6,57$	

**Surcharges d'exploitation** ..... **Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>**

**Combinaison des charges :**

**A l'ELU :**  $q_u = (1.35G + 1.5Q)$

- Volée :  $q_u = (1.35 \times 9.825 + 1.5 \times 2.5) = 17.01 \text{ KN/m}$
- Palier :  $q_u = (1.35 \times 6,57 + 1.5 \times 2.5) = 12.62 \text{ KN/m}$

**A E L S** :  $q_s = (G + Q)$

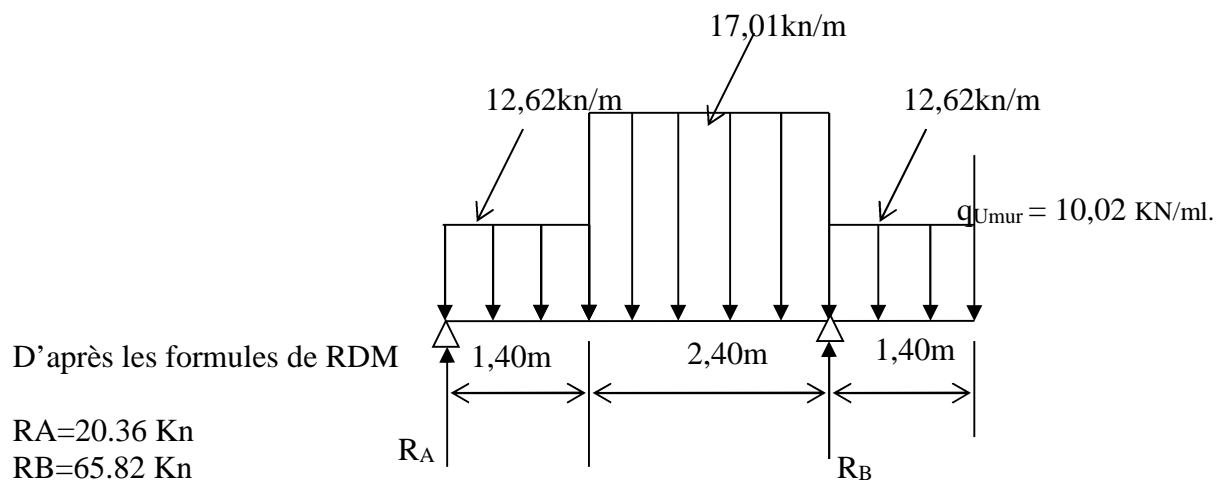
La volée :  $q_s = (9,825 + 2,5) = 12,33 \text{ KN/ml}$

Le palier :  $q_s = (6,57 + 2,5) = 9,07 \text{ KN/m}$

Charge concentrée :  $q_{\text{mur}} = 1,35 \times 2,76 \times (2,89 - 0,20) = 10,02 \text{ KN/ml}$ .

### III-3-3) Calcul des efforts internes :

a) réaction d'appuis :



b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

b-1) Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 1,40$	$20,36 - 12,62x$	0	20,36
		1,40	2,7
$1,40 \leq x \leq 3,8$	$26,51 - 17,01x$	1,40	2,7
		3,8	-38,13
$X=x$ $1,4 \geq X \geq 0$	$12,62X + 10,02$	3,8	27,69
		5,20	10,02

b-2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,4$	$20,36x - 6,31x^2$	0	0
		1,40	16,14
$1,40 \leq x \leq 3,8$	$26,51x - 8,51x^2 - 4,31$	1,40	16,14
		3,8	-26,98
$X=x$ $1,4 \geq X \geq 0$	$-6,61 X^2 - 10,02X$	3,8	-26,98
		5,20	0

Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1.56$  m d'où  $M_z^{\max} = 16.34$  KN.m

**Remarque :**

A fin de tenir compte des semi- encastresments aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

**Aux appuis :**  $M = -0.3 \times M_z^{\max} = -0.3 \times 16.34 = -4.91$  KN.m

**En travée :**  $M = 0.85 \times M_z^{\max} = 0.85 \times 16.34 = 13.89$  Kn.m

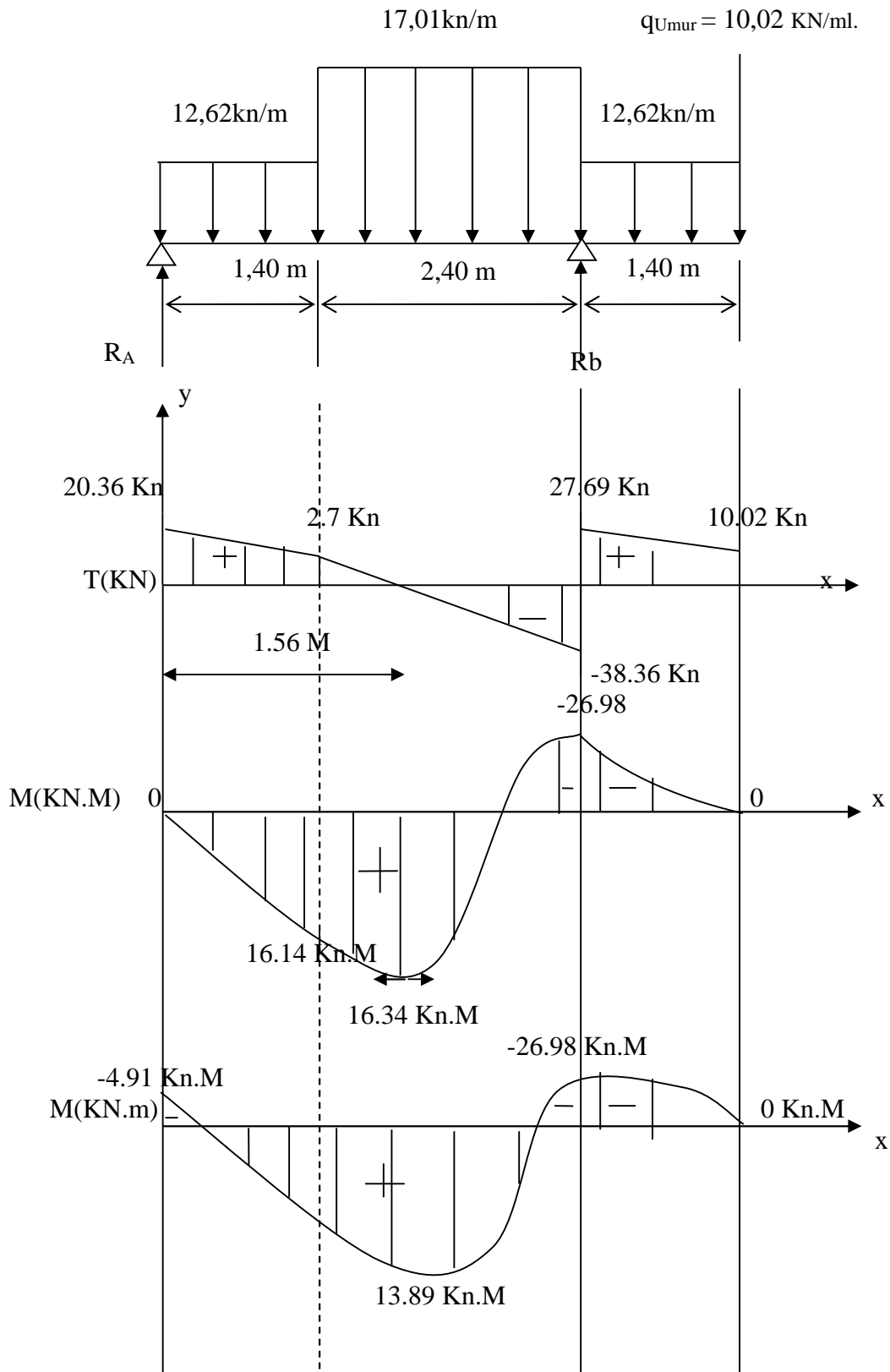
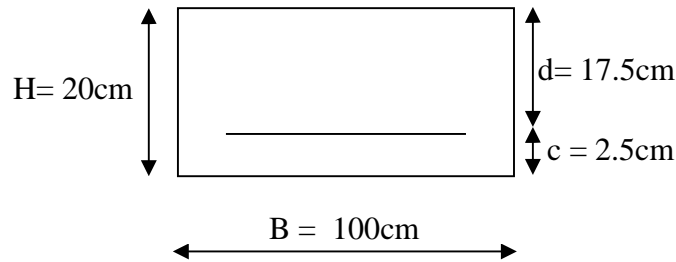


Fig : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU

**III-3-4) Calcul des armatures :**

Calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1m, d = 18cm

$T_y$  (KN)

❖ **Aux appuis :****1. Appuis A :**

$M_a = 4.91$  KN.m

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.91 \times 10^3}{100 \times 17.5^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.91 \times 10^3}{0.995 \times 17.5 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 =  $5.65 \text{ cm}^2$  ( $St = 20 \text{ cm}$ )

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8 =  $2.01 \text{ cm}^2$  ( $St = 25 \text{ cm.}$ )

**2. Appuis B :**

$M_b = 26.98$  KN.m

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_b}{b d^2 f_{bu}} = \frac{26.98 \times 10^3}{100 \times 17.5^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.98 \times 10^3}{0.968 \times 17.5 \times 348} = 4.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 =  $5.65 \text{ cm}^2$  ( $St = 20 \text{ cm}$ )

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8 =  $2.01 \text{ cm}^2$  ( $St = 25 \text{ cm.}$ )

❖ **En travée :**

$M_t = 13.89$  KN.m

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13,89 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,66 \times 10^3}{0,985 \times 17,5 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12=5,65 cm<sup>2</sup> (St=20cm)

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8= 2.01 cm<sup>2</sup> (St =25cm.)

### III-3-5) Vérification à L'ELU :

**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**

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

$$St \leq \min(60; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{travée } St = 20 \text{ cm} \\ \text{appuis } St = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions :**

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

$$St \leq \min(100; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{travée } St = 25 \text{ cm} \\ \text{appuis } St = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :****❖ Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$Vu^{\max} < \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b}$$

$$Vu^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,175}{1,5} = 1050KN$$

$$Vu^{\max} = 38,36KN < 1050KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{Vu^{\max}}{0,9 \times d \times \sum Ui} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15Mpa$$

$$\sum Ui = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4mm$$

$$Vu^{\max} = 38,36KN$$

$$\tau_{se} = \frac{38,36 \cdot 10^3}{0,9 \times 175 \times 188,40} = 1,29Mpa$$

$$\tau_{se} = 1,29Mpa < \overline{\tau_{se}} = 3,15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4Mpa\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,30; 4Mpa) = 3,30Mpa$$

$$\tau_u = \frac{38,36 \cdot 10^3}{1000 \times 175} = 0,22Mpa$$

$$\tau_u = 0,22Mpa < \overline{\tau_u} 3,30Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-3-6) Ancrage des barres :**

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835Mpa$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_s} \phi$$

$$L_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$L_s = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$$

Largeur fixée forfaitairement à 0,4Ls

$$L = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$$

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

**III-3-7) Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :**

➤ **Combinaison des charges :**

A L'ELS :  $q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m}$

▪ Volée :  $q_s = (9,825+2,5) = 12,33 \text{ KN/m}$

▪ Palier :  $q_s = (6,57+2,5) = 9,07 \text{ KN/m}$

Charge concentrée :  $q_{\text{mur}} = 1 \times 2,76 \times (2,89-0,20) = 7,42 \text{ KN/ml.}$

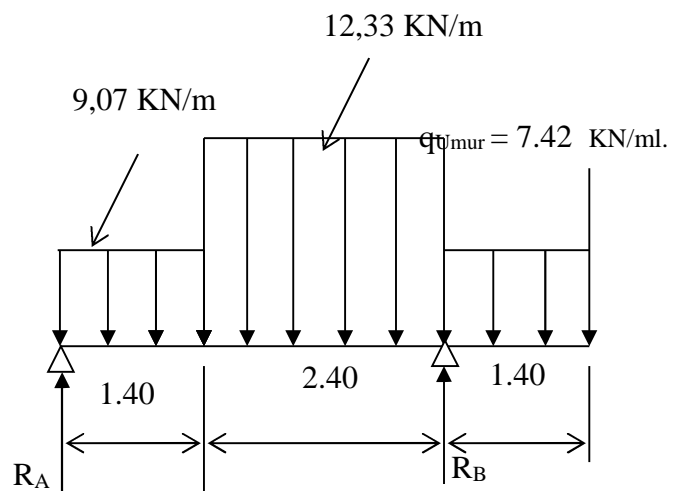
➤ **Calcul des efforts internes :**

**a) Réaction d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$R_A = 14,63 \text{ KN}$$

$$R_B = 47,78 \text{ KN}$$



**b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

**b-1) Effort tranchant :**

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 1,40$	$-9,07x + 14,63$	0	14,63
		1,40	1,93
$1,40 \leq x \leq 3,8$	$-12,33x + 19,19$	1,40	1,93
		3,80	-27,66
$X=x$ $1,4 \geq X \geq 0$	$9,07 X + 7,42$	3,80	20,12
		5,20	7,42

**b-2) Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,10	$14,63x - 9,07 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1,40	11.60
1.10 ≤ x ≤ 3.5	19.19x-6.165x <sup>2</sup> -3.20	1,40	11.60
		3.8	-19.30
1.4 ≥ X ≥ 0	15,511X - 9,07(X - 3,5) <sup>2</sup> / 2 - 67,57	3,80	-19.30
		5,20	0

Le moment M<sub>Z</sub>(x) est maximal pour la valeur de x = 1.56 m d'où M<sub>Z</sub><sup>max</sup> = 11,73 KN.m.

**Remarque :**

A fin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

**Aux appuis :** M = -0.3 × M<sub>Z</sub><sup>max</sup> = - 0.3 × 11,73 = -3,52 KN.m

**En travée :** M = 0.85 × M<sub>Z</sub><sup>max</sup> = 0.85 × 11,73 = 9,97 KN.m

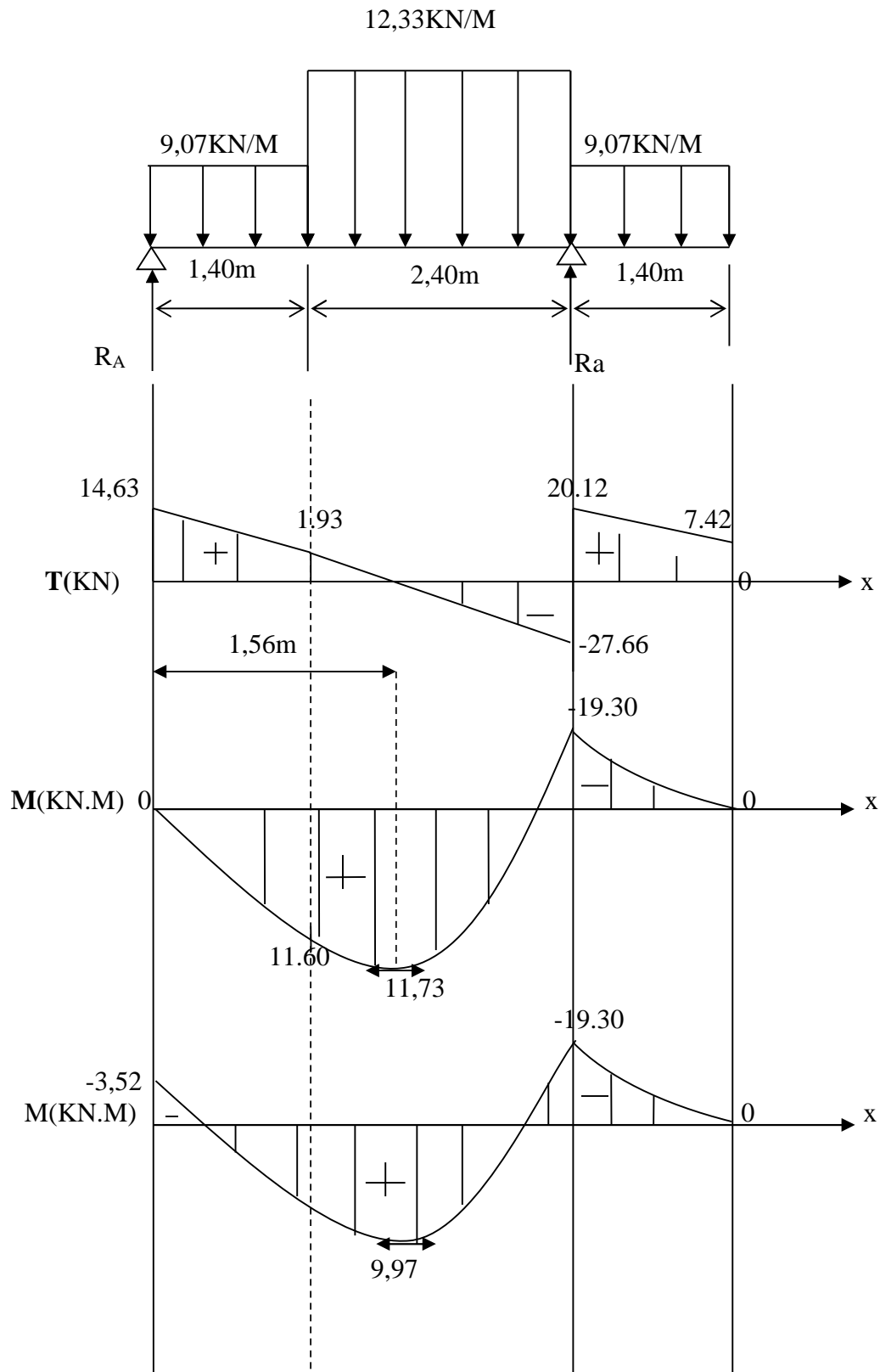


Fig : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS

**III-3-8) Vérification à L'ELS :****1) Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 15Mpa$

**❖ Aux appuis :**

$$A_a = 5,65cm^2$$

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 175} = 0,0322$$

$$\rho = 0,0322 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,969 \\ K = 0,006 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3,52 \cdot 10^3}{5,65 \cdot 0,969 \cdot 17,5} = 36,73Mpa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,006 \times 36,54 = 0,22Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 0,22Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**❖ En travée :**

$$A_t = 5,65cm^2$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17,5} = 0,322$$

$$\rho = 0,322 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,911 \\ K = 0,024 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9,97 \cdot 10^3}{3,14 \times 0,911 \times 17,5} = 199,16Mpa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,024 \times 199,16 = 4,78Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 4,78Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3}((10,30)^3 + (9,70)^3) + 15 \cdot 5,65(9,70 - 2)^2$$

$$I = 66846,66 + 5024,82$$

$$I = 71871,50 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,33 \cdot 10^3 \times (3,50)^4}{10818,86 \cdot 10^6 \times 71871,50 \cdot 10^{-8}} = 0,003 \text{ m} = 0,30 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,70 \text{ cm}$$

$$f = 0,30 \text{ cm} < \bar{f} = 0,70 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.50 m.

#### III.4.1 PRE DIMENSIONNEMENT

##### a. Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$L_{\max}$  : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 3.50 \text{ m} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{3.50}{10} \quad \text{donc : } 23.\text{cm} \leq h_t \leq 35\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 30\text{cm}$

##### b. Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $b = 25 \text{ cm} > 20\text{cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$$

#### III.4.2 DETERMINATION DES CHARGES

##### ➤ Poids propre de la poutre

$$G = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ Poids propre de mur intérieur

$$G_m = 1.3 \times (3.06 - 0.35) = 3.523$$

##### ➤ Effort tranchant à l'appui

$$\text{ELU : } T_u = 65.82 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 20.36 \text{ KN}$$

$$G = G_p + G_m = 1.875 + 3.523 = 5.398 \text{ kN/m}$$

##### ➤ Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 2 (T_u / L) = 1.35 \times (5.398) + 2 \times (65.82 / 3.50) = 44.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + 2 (T_s / L) = 5.398 + 2 \times (20.36 / 3.50) = 17.03 \text{ KN/ml}$$

### III.4.3 CALCUL DES EFFORTS A L'ELU

#### ➤ Moment isostatique

$$M_{o_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{44.89 \times (3.50)^2}{8} = 68.73 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{44.17 \times 3.5}{2} = 77.27 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement des appuis, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis**

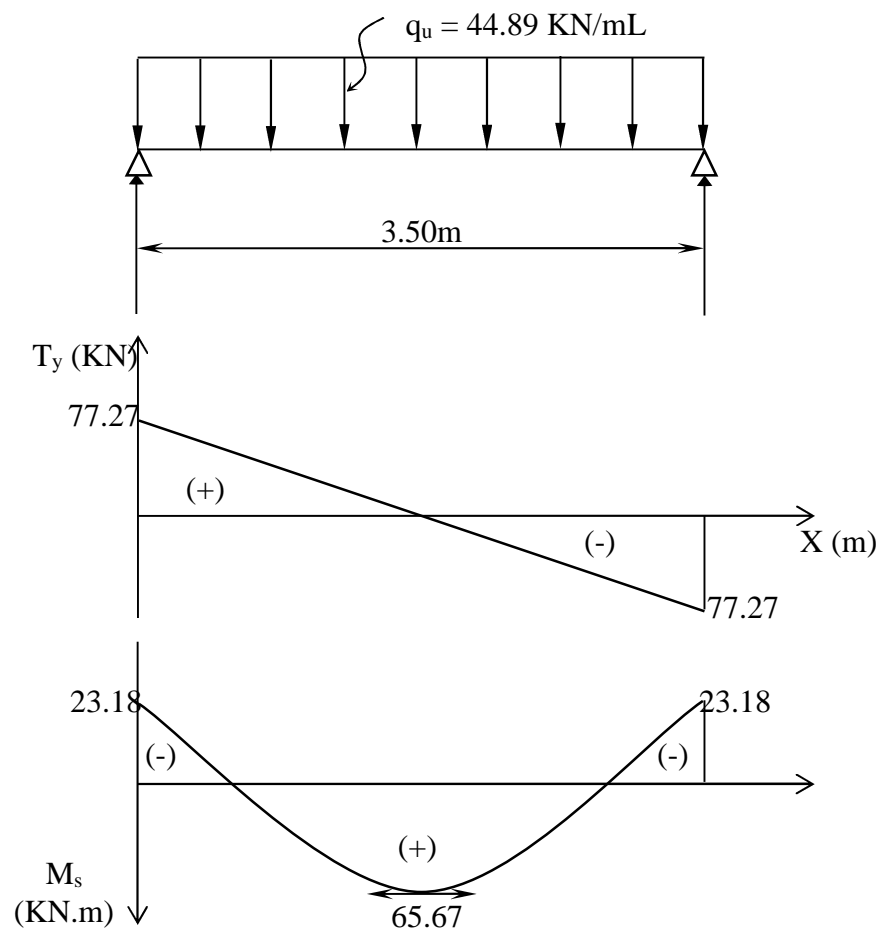
$$M_a = -0.3M_u^{\max} = -0.3 \times 77.27 = -23.18 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$M_t = 0.85M_u^{\max} = 0.85 \times 77.27 = 65.67 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants.

#### Diagrammes des moments



**Figure III.8.1** Diagrammes des efforts internes.

III.4.4 CALCUL DES ARMATURES

a. Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.18 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.083$$

$$\mu_b = 0.083 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.18 \times 10^3}{0.957 \times 28 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>

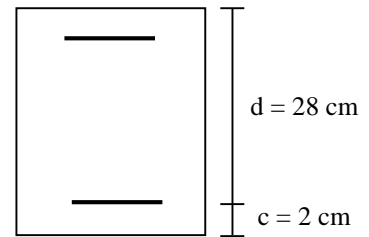


Figure III.8.2 Section droite de la poutre.

b. En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{65.67 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.235$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.235 \Rightarrow \beta = 0.863$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{65.67 \times 10^3}{0.863 \times 28 \times 348} = 5.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA16 = 5.98 cm<sup>2</sup>

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Donc 5.98 + 2.26 = 8.24 cm<sup>2</sup> > (0.5 b. h / 100) = 3.75 cm<sup>2</sup> La condition est vérifiée.

III.4.5 VERIFICATION A L'ELU

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A \geq A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$0.85 < 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travées

$$0.85 < 5.98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2.2, BAEL91)

Fissuration peu nuisible, donc :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{65.82 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}, \text{ Condition vérifiée}$$

3. Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min\left\{ \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min\left\{ 15; 12.5; 30 \right\} = 12 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi 12$

Donc on opte :  $2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow (1\text{cadre}+1\text{étrier}) \phi 8$

$$St \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}$$

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

### 5. Calcul des espacements selon RPA99 version 2003(Art 7.5.2.2)

#### ➤ Dans la zone nodale

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(7.5; 19.5) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit ;  $S_t = 7.5 \text{ cm}$

#### ➤ Dans la zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit ; } S_t = 15 \text{ cm}$$

### 6. Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifié 99)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :  $L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm}$

On adoptera  $L_t = 20 \text{ cm}$

#### Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

### III.4.6 VERIFICATION A L'ELS

$$q_s = 15.85 \text{ KN / mL}$$

#### - Moment isostatique

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{17.03 \times (3.5)^2}{8} = 26.07 \text{ KN.m}$$

#### - Effort tranchant

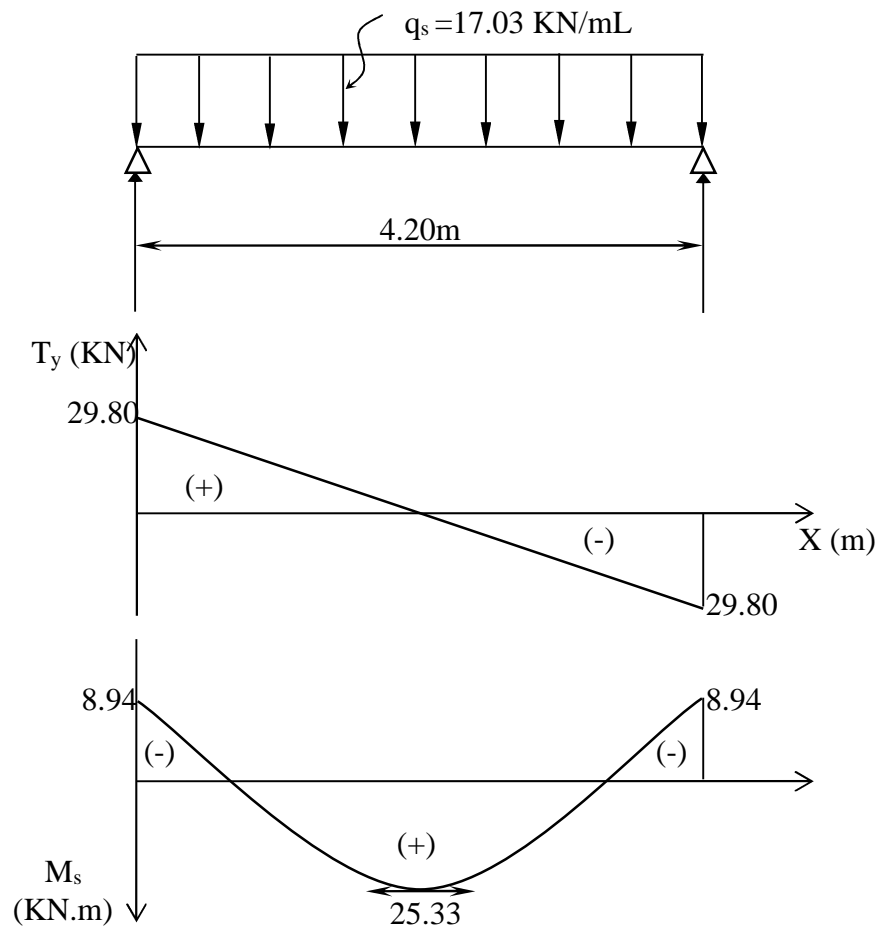
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{17.03 \times 3.50}{2} = 29.80 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0.3 M_s^{\max} = -0.3 \times 29.80 = -8.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 M_s^{\max} = 0.85 \times 29.80 = 25.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagrammes des moments**



**Figure III.8.3** Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

**1. Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$  ;  $\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

**a. Aux appuis**

▪ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.26}{25 \times 28} \times 100 = 0.322$$

$$\rho_1 = 0.322 \Rightarrow K_1 = 41.18 \quad \beta_1 = 0.911$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.94 \times 10^3}{0.934 \times 28 \times 2.26} = 151.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 151.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que :

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

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

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{151.26}{41.18} = 3.673 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.673 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. En travée**

▪ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{5.98}{25 \times 28} \times 100 = 0.854 \quad \rho_1 = 0.854$$

$$K_1 = 22.88 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.868$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{25.33 \times 10^3}{0.868 \times 28 \times 5.98} = 174.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 174.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{174.28}{22.85} = 7.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Vérification de la flèche**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$3) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale.

L : portée entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

$M_0$  : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

Donc :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.2}{400} = 0.0105 > \frac{5.98}{25 \times 28} = 0.0085 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0.107 > \frac{25.33}{10 \times 25.33} = 0.10 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées

### Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS. Le ferrailage de poutre palière sera comme suit.

➤ **Armatures longitudinal**

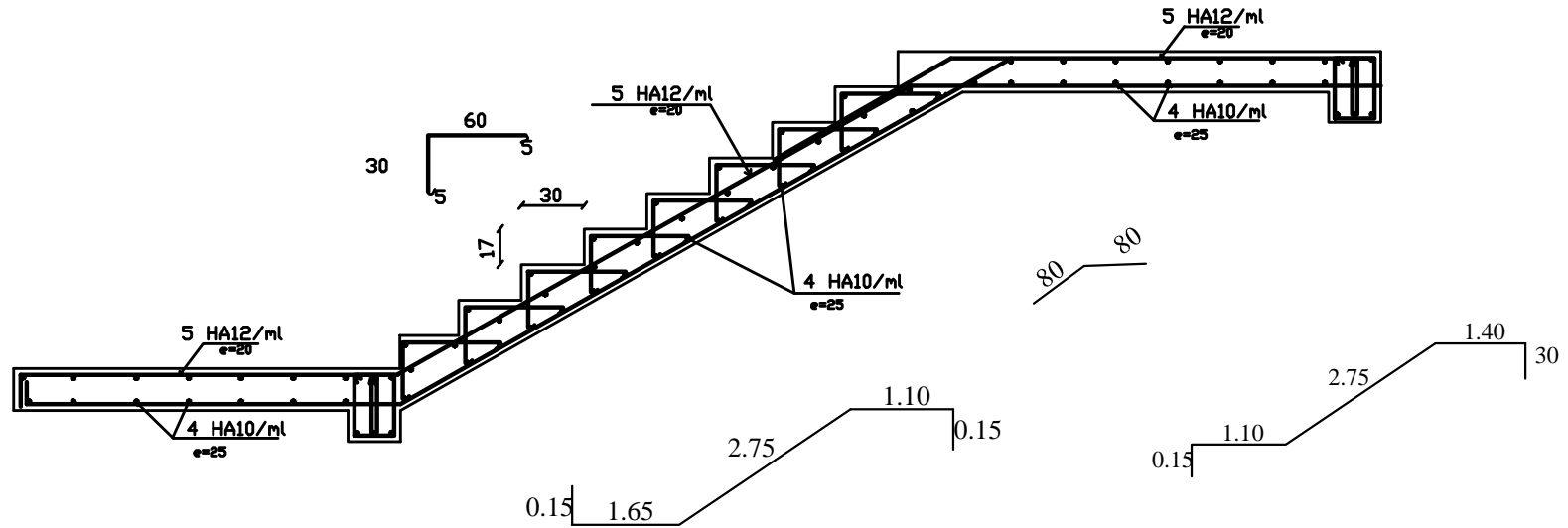
2HA12 aux appuis

3HA16 en travée

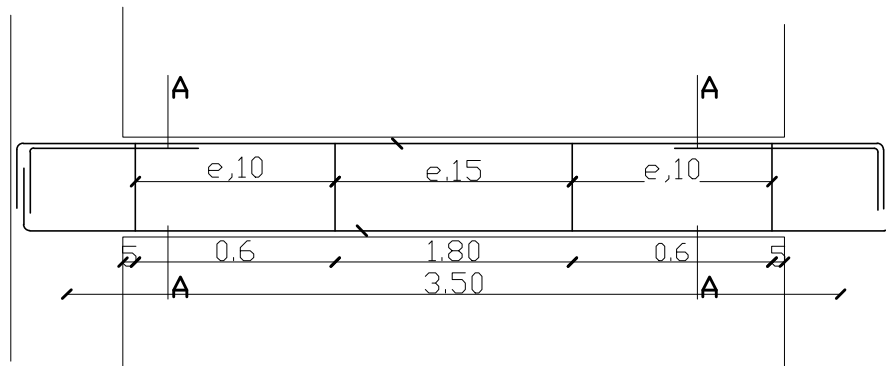
➤ **Armatures transversales**

1 cadre et 1étrier en **HA8**

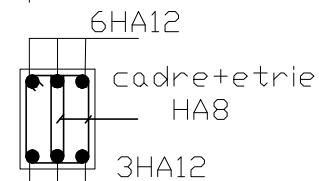
# Ferraillage de l'escalier



## Ferraillage de la Poutre Palière (25x30)



Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
Mr Zemmouche  
Mr Laouari

TITRE:

FERRAILLAGE ESCALIER  
ET POUTRE PALIER

DIRIGE PAR :  
Mme Haddad

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°4

ECHELLE:1/50

### III 2) Etude des balcons

Il s'agit d'une dalle pleine, leur étude est assimilée à une console encastrée sur trois côtés sollicités par différentes charges G.Q.P

Avec :

G : Charge répartie (Poids propre du balcon)

P : Charge permanente (charge concentrée du mur )

Q : Surcharge d'exploitation.

#### 1)- Descente de charge du balcon :

##### 1-1)- Charge permanente « G » :

Dalle pleine 12 cm	—————→	3.0 KN/m <sup>2</sup>
Carrelage 2 cm	—————→	0.44 KN/m <sup>2</sup>
Mortier de ciment 2 cm	—————→	0.40 KN/m <sup>2</sup>
Couche de sable 2 cm	—————→	0.36 KN/m <sup>2</sup>
Enduit de plâtre 2 cm	—————→	0.20 KN/m <sup>2</sup>
		« G » = 4.40 KN/m <sup>2</sup>

##### 1-2)- Surcharge d'exploitation Q :

$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

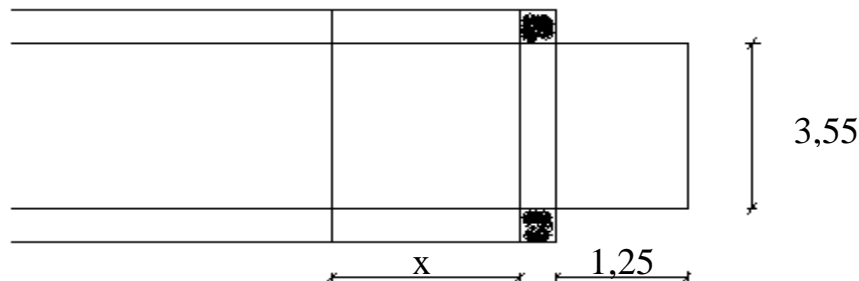
#### 2) Contre balancement :

Le contre balancement est le moyen d'assurer l'équilibre pour la dalle en console, pour cela il faudra que le poids du contre balancement soit égale à celui de la console et a fin d'éviter la torsion.

Ce contre poids peut se faire de la manière suivante :

- créer une bonde pleine à l'amont de la poutre dont le poids sera équivalent à celui du balcon.

#### 3)- Calcul de la largeur :



$$G_{\text{balcon}} = 0,12 \cdot 3,55 \cdot 1,25 \cdot 2500 = 11.16 \text{ KN}$$

$$G_{\text{contre poids}} = 0,16 \cdot 3,55 \cdot 2500 \cdot x = 14.20 \text{ KN}$$

Pour assurer l'équilibre :  $G_{\text{balcon}} = G_{\text{contre poids}}$

$$11.16 = 14.20 x \longrightarrow x = 0,78 \text{ m}$$

$x = 78 \text{ cm}$

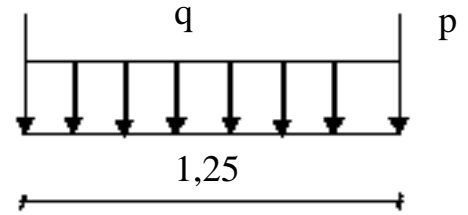
-)- Calcul des sollicitation :

3-1)- EL.U.R :

$$Q_u = 1,35 G_l + 1,5 Q = 11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1400 \cdot 0,1 \cdot 1,25 = 1.75 \text{ KN.}$$

$$M_u = \frac{q\ell^2}{2} + 1,35 p\ell$$



$$= \frac{1119 \cdot 1,25^2}{2} + 1,35 \cdot 175 \cdot 1,25$$

$$M_u = 11.6953 \text{ KN.m}$$

3-2)- E.L.S :

$$Q_{ser} = G + Q = 7.90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = \frac{q\ell^2}{2} + p\ell = \frac{790 \cdot 1,25^2}{2} + 175 \cdot 1,25$$

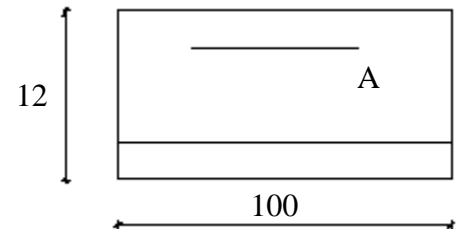
$$M_{ser} = 8.36 \text{ Kn.m}$$

4)- Calcul de ferrailage :

4-1)- ELU

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \bar{G}bc} = \frac{1169,53 \cdot 10}{100 \cdot (10)^2 \cdot 14,20} = 0,082$$

$$0,082 < 0,186$$



Pivots A

$$A' = 0$$

$$\Rightarrow G_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,10$$

$$\beta = 0,96$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1169,53 \cdot 10}{0,96 \cdot 10 \cdot 348} = 3,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 3,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**4-2)- Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{211}{400} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**4-3)- E.L.S**

$$M_{ser} = 8360 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot G_s} = \frac{8360}{201,6 (10)^2 \cdot 100} = 0,0041$$

$$\lambda = 1 + 30 N_1 = 1,124$$

$$\cos p = h^{-3/2} = \longrightarrow p = \text{Arc cos } p = 32,94^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2 \sqrt{\lambda} \cos p = (240) \frac{p}{3} = 0,30$$

$$k = 15 \cdot \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 35$$

$$G_s = \frac{\bar{G}_s}{k_1} = \frac{201,60}{35} = 5,76 \text{ Mpa} < \bar{G}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad A^- = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \alpha/3 = 0,90$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{G}_s} = \frac{8360}{0,9 \cdot 10 \cdot 201,6} = 4,60 \text{ cm}^2$$

**4-4)- Section finale:**

$$A = \max ( A_u ; A_{ser} ; A_{min} ) = 4,60 \text{ cm}^2$$

**4-5)- Section appliqué :**

$$A = 4 T 14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$s_t = 33 \text{ cm} < \min ( 3h , 33 )$$

**4-6)- Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 6\emptyset 6/\text{ml} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

**1-3)- Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{max} = q \cdot \ell + 1,35 p$$

$$= 1119 \cdot 1,25 + 1,35 \cdot 1,75 = 16,35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{B \cdot d} = \frac{1635}{1000 \cdot 100} = 0,163 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c25}}{\alpha b} = 0,02 \cdot \frac{25}{15} = 1,17 \text{ Mpa}$$

- $\tau_u = 0,163 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa}$
- Pas de reprise de bétonnage.
- Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**1) Calcul de la flèche :**

*q*: - Charge répartie

*p*: - Charge concentrer

$$F = F_1 + F_2$$

$$F = \frac{q\ell^4}{8EI} + \frac{p\ell^3}{3EI}$$

$$I = \frac{bh^5}{12} + 15 A \cdot (d - h/2)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 123}{12} + 15 \cdot 6 \cdot 16 (10 - 6)^2 = 15878,40 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{836 \cdot 1,254 \cdot 103}{8 \cdot 32164,2 \cdot 15878,47} + \frac{175 \cdot 1,253 \cdot 103}{3 \cdot 32164,20 \cdot 15878,40} =$$

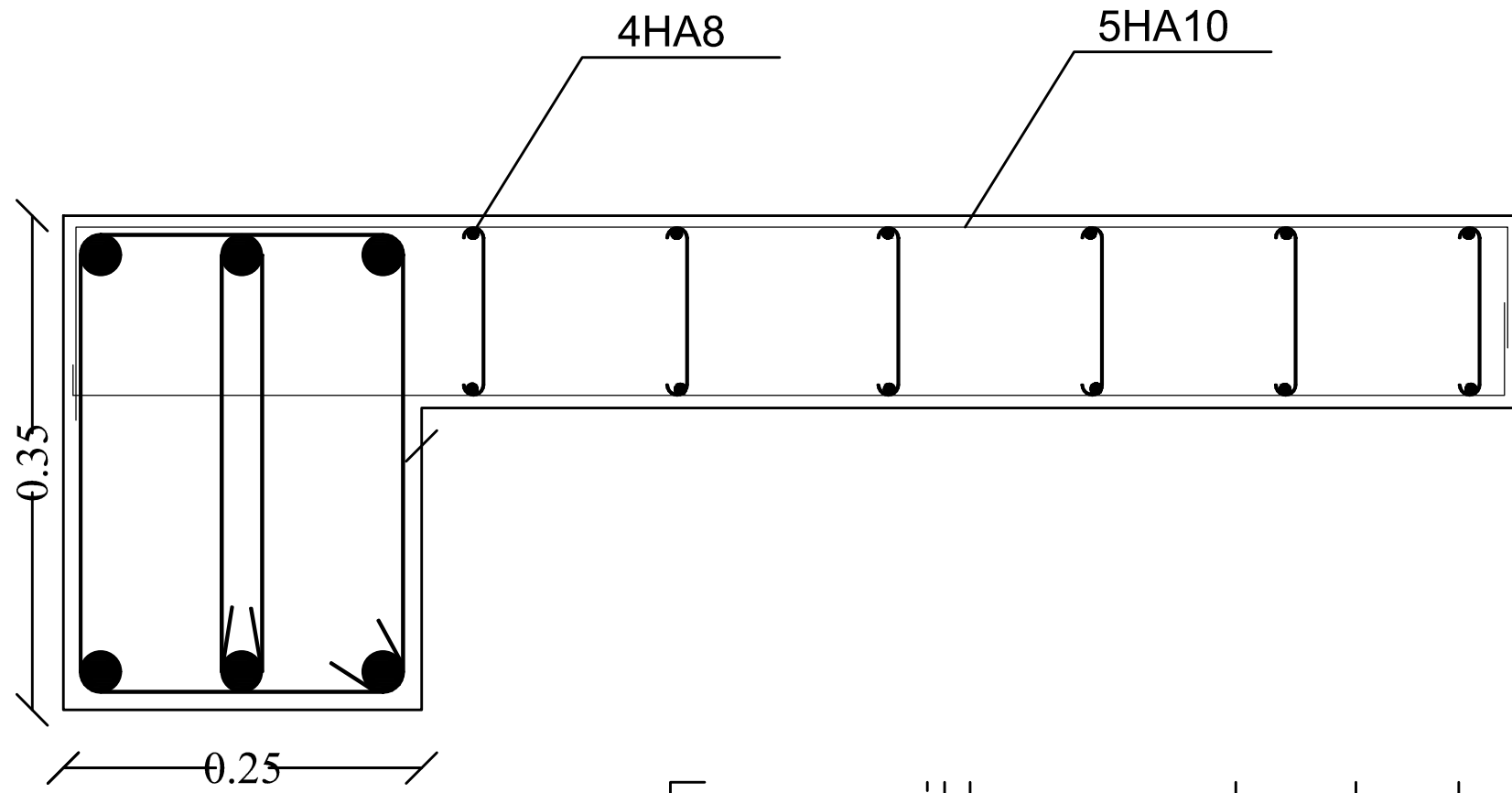
$$\frac{0,00049}{0,00022} + \frac{0,00022}{0,00022} = 0,00071$$

**2) Calcul de Fadn :**

$$F_{adn} = \frac{L}{500} = \frac{1,25}{800} = 0,25$$

$$F = 0,00071 \text{ cm} < F_{adn} = 0,15 \text{ cm}$$

*La flèche est vérifiée*



# Ferraillage du balcon

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>ETUDIE PAR :</b> Mr Zemmouche Mr Laouari		<b>TITRE:</b> Ferraillage du balcon
<b>DIRIGE PAR :</b> Mme Haddad		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°5	ECHELLE:1/50

# CHAPITRE IV :

## *Modélisation*

## IV. Modélisation de la structure

### IV-1) Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

❖ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

❖ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### IV-2) Description de l'ETABS :

L'ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est


un calcul sous charge verticale (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représenté par le séisme (E), avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

#### ❖ Terminologie:

Grid line : ligne de grille.	Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).	Shell : voile.
Element : élément.	Restraints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.	Uniformed loads : point d'application de la charge.
Define : définir.	Material : matériaux.
Concrete : béton.	Steel : acier.
Frame section : coffrage.	Column : poteau.
Beam : poutre.	Response spectrum : spectre de réponse.

### IV-3) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0


Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS  .

#### IV-3-a) Etapes de modélisation :

##### ❖ Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### ➤ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements  .

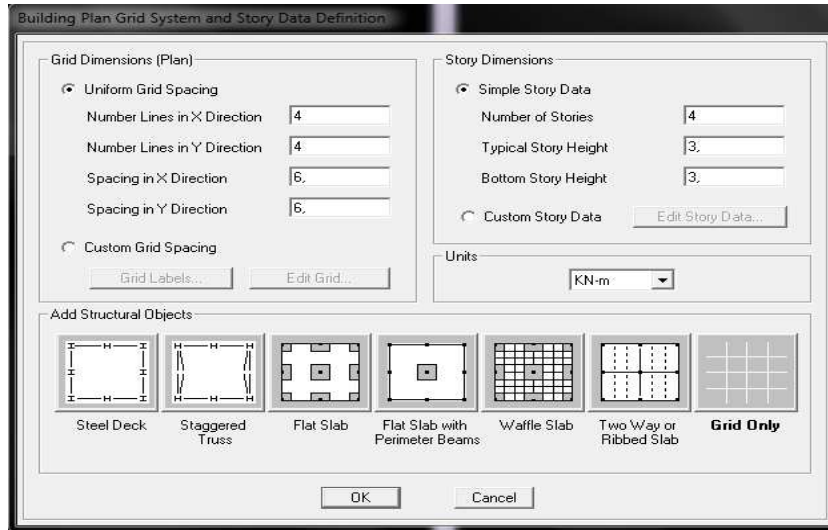
##### ➤ Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file  New model ou bien (ctrl+n).



Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

En cliquant sur la case Default .edb, la fenêtre de dialogue s'apparaîtra :

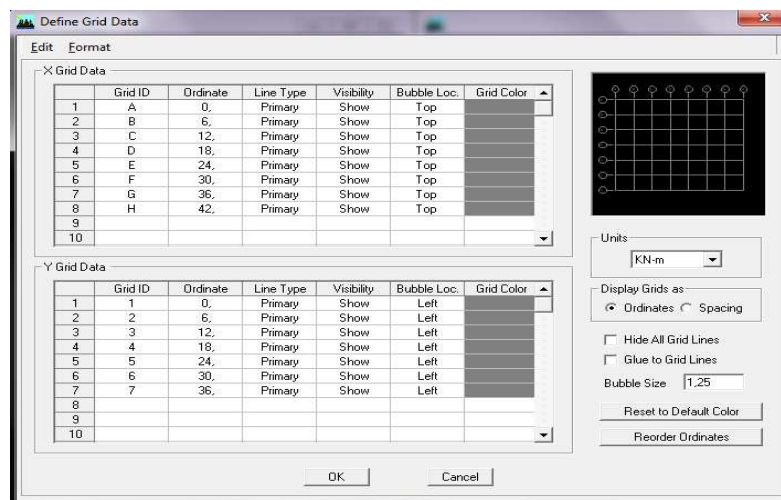


Pour une construction en Auto-Stable on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X  $\implies$  (Number lines in X direction)
- Le nombre des lignes dans la direction Y  $\implies$  (Number lines in Y direction)
- Nombre de travées dans le sens de Y  $\implies$  (Number of bays along Y)
- Hauteur d'étage  $\implies$  (story High)
- Longueur de travée dans le sens de X  $\implies$  (Spacing in X direction) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y  $\implies$  (Spacing in Y direction) (Entre axes)
- Le nombre d'étage  $\implies$  (Number of stories)
- la hauteur d'étage courant  $\implies$  (typical story High)
- La hauteur d'étage en bas (RDC)  $\implies$  (bottom story hight)

➤ **Modification de la géométrie de base :**

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue :



- en coche la case Spacing
- introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- on valide avec OK.

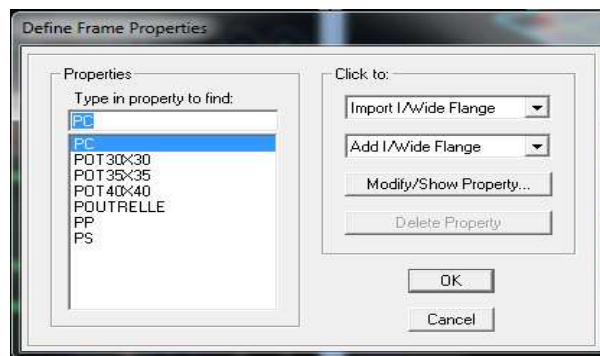
#### ❖ Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

#### ➤ Choix des sections:

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé. Comme les sections ne sont pas

"standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.



#### ➤ Définition des sections :

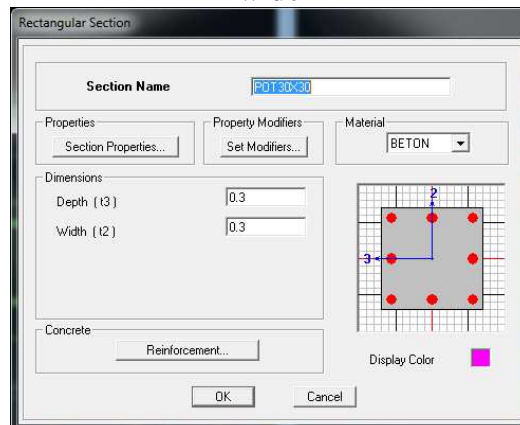
Dans le menu déroulant choisir: **Define** ➡ **Frame sections**

Comme nos sections sont rectangulaires, on choisit dans la liste d'ajout de section:

**Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte)

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section:


- Nom de la section ➡ **Section Name**
- Choisir dans la liste des matériaux ➡ **Concrete**
- Hauteur ➡ **Depth**
- Largeur ➡ **width**




Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

➤ **Affectation des sections aux éléments des portiques :**



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :


-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris



-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titre par **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clic suffira pour le tracer). 

-Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

**NB** : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.  

✓ **Voiles:**

**Define –Wall/slab/deck section**


Clique sur **Add New wall**, une nouvelle

fenêtre va apparaître ; là où il faut

introduire un nom pour la section du voile et

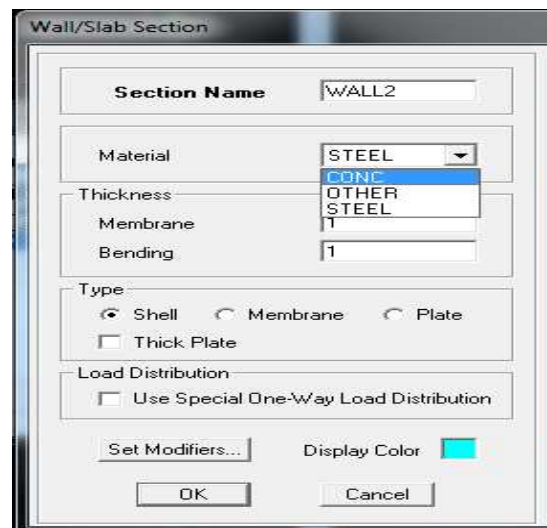
son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

-cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit 

-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.




❖ **Troisième étape:**

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, ect..) pour la structure à modéliser.

**a) Appuis: (restraints)**

-Sélectionner les noeuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

-On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

-cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

-ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque

- pour les autres nœuds :

Translation dans le sens de X (libérer translation 1)

Translation dans le sens de Y (libérer translation 2)

Rotation autour de Z (libérer rotation about 3)

Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X

(Bloquer translation 3.rotation about 1 et rotation about 2)

**b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)**

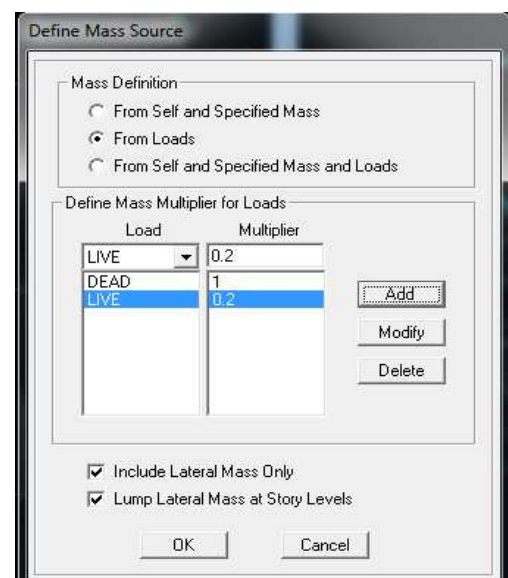
La masse des planchers est supposée en leurs centre de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par define masse source une fenêtre sera apparaître
- on donne la valeur 1 pour la charge permanente

**Remarque :**

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties

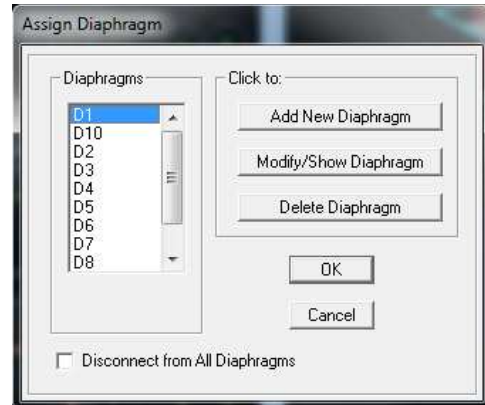
on couchant la case **from load**




### c- diaphragmes (constraints) :

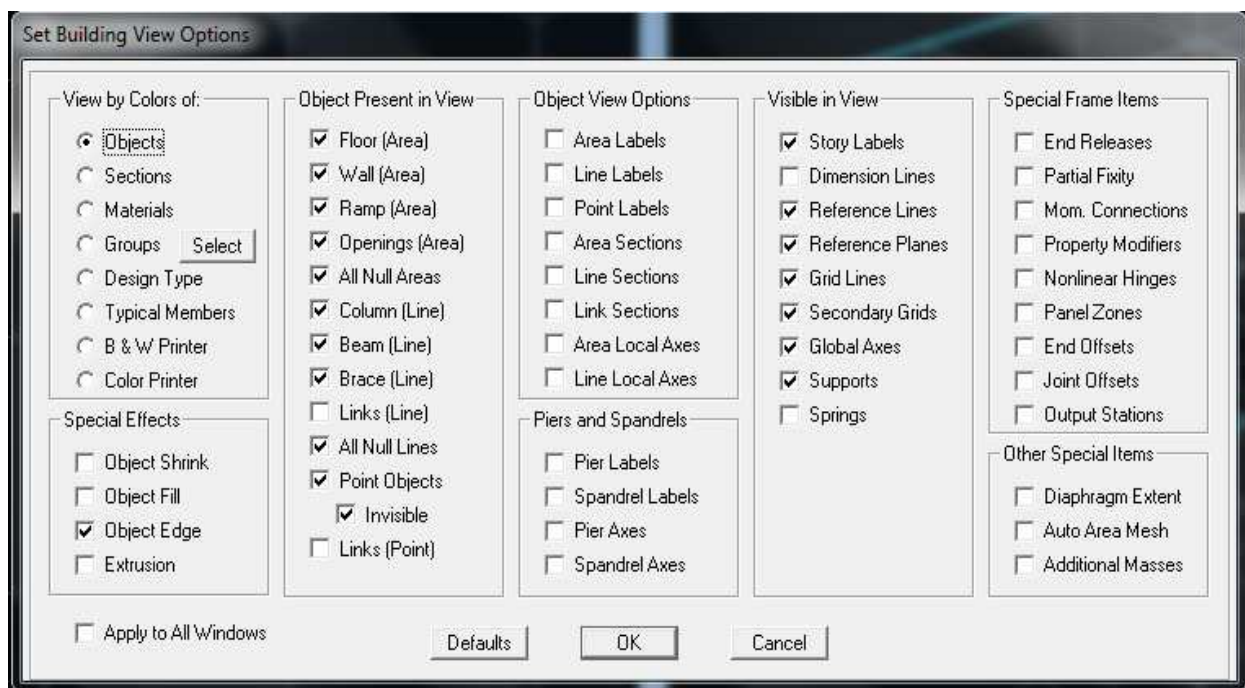
Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant : **Assigne/point – rigide diaphragm**



- on choisit **Add diaphragm** →
- on va appeler ce diaphragme : **D1** pour ETAGE 1
- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher

Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments. etc) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant sur l'icône **Set elements** 



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom de poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d 1
- constraints : diaphragme...etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément
- ...etc.

❖ **Quatrième étape :**

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

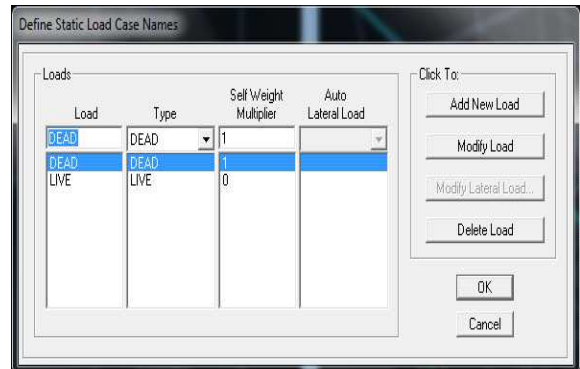
➤ **charge statique**• **définition de charge statique :**

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases**

- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load**.

- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**)

- **OK**

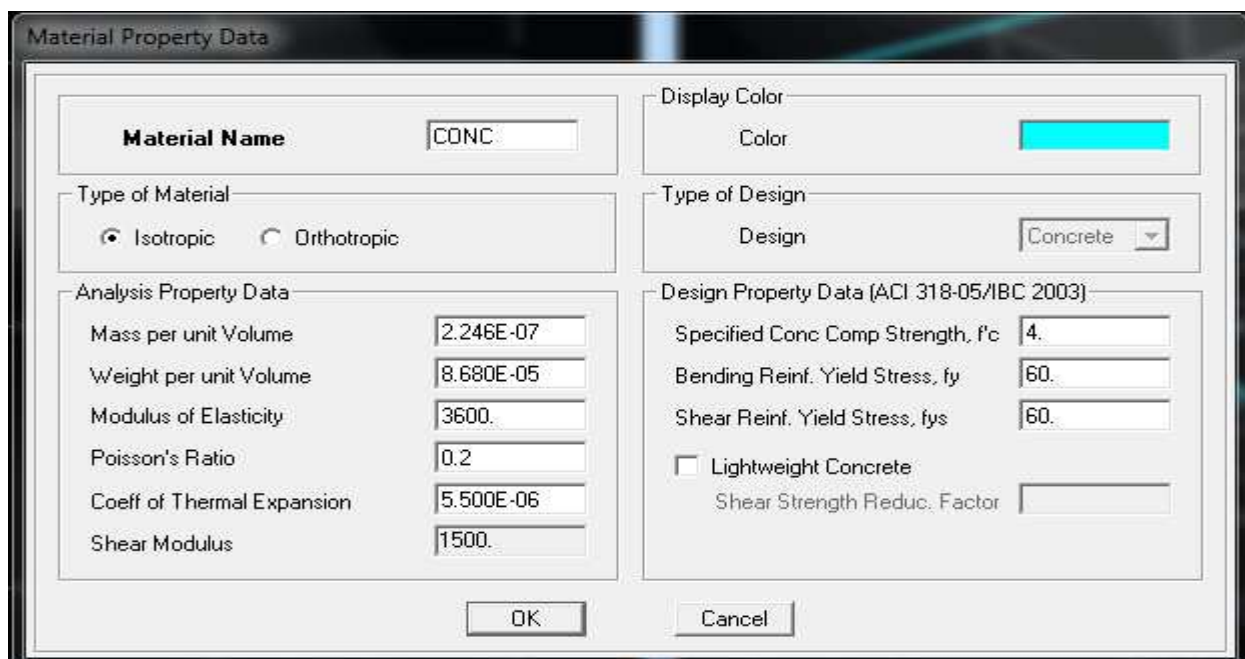
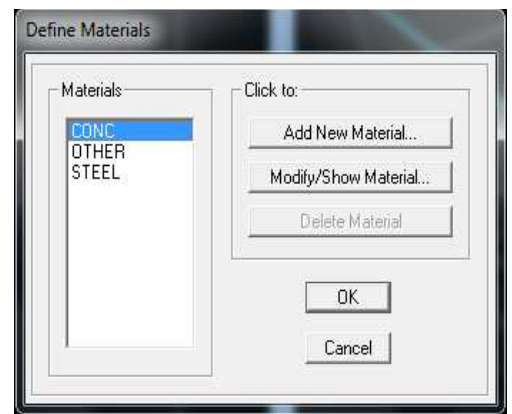


**Define – Materials** →


- pour l'ajout d'un nouveau matériau : cliquer sur **Add new material**

pour modifier les caractéristiques du béton :

Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ Show Material**



• **chargement:**

Après la sélection de l'élément à charge, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outils Dans la boîte de dialogue qui apparaît

On aura a spécifier :

Le nom de la charge

Son type (force ou moment)

Sa direction –


La valeur et le point d'application

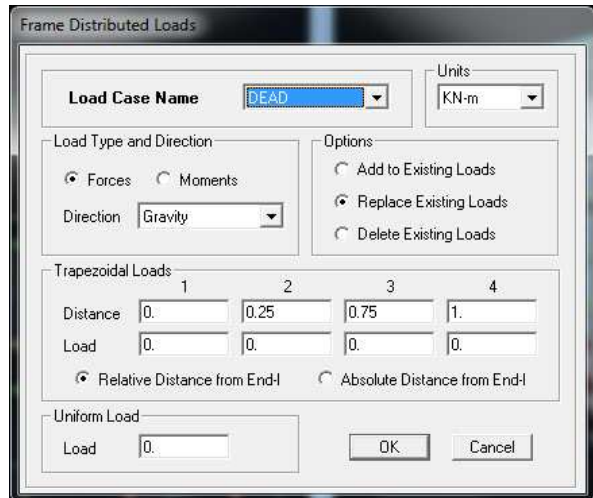
pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie.

L'opération a faire (ajouter, remplacer ou supprimer) .en fin on valide avec OK

(pour annuler on appuie sur cancel).

Pour charger un voile on clique sur 



➤ **charge sismique**

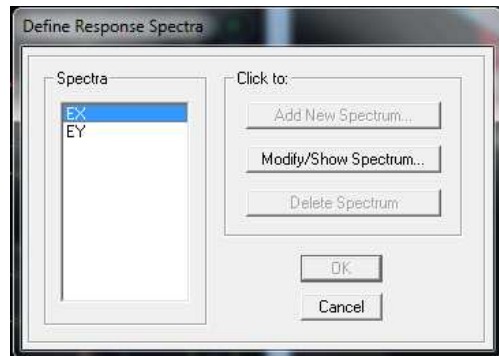
• **Spectre de réponse :**

Define

**Réponse spectrum functions :**

Cliquer sur **Add spectrum from file** →

On introduit le nom de la fonction



**Remarque :**

On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte

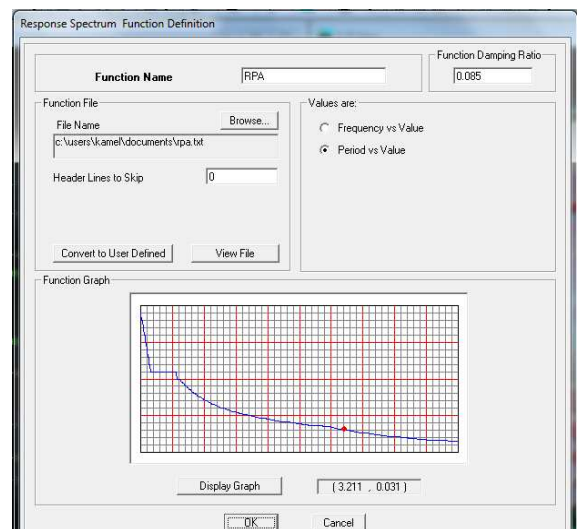
c'est-à-dire avec une extension .txt :

- Cliquer sur **Add spectrum from file**
- Cliquer sur **browse** et chercher le fichier texte qui

contient le spectre qu'on préparé bien avant avec les programmes appropriés comme ce-lui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99 , ce fichier doit seulement

comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de textes.

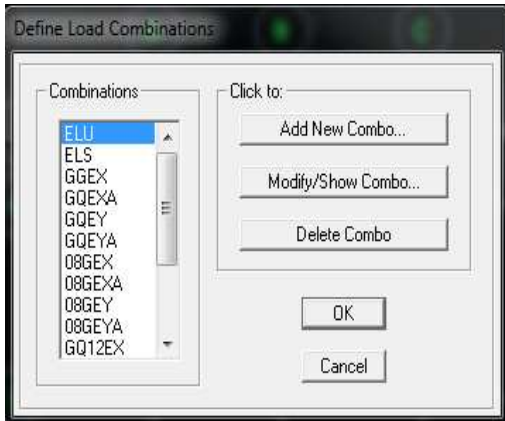
Cocher **period and values, OK.**



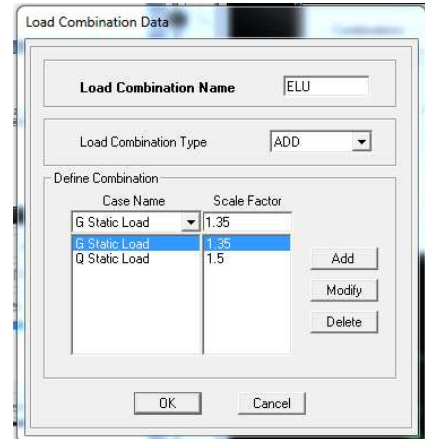
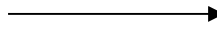
ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américaine (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT)

❖ cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

**Define → Load combination**

**Add new Combo**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir

Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients par exemple  
l'**ELU (1.35G + 1.5Q)**.

- choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add
- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define → Load combination**.

Pour définir le coefficient d'une autre combinaison on refait le même travail

Pour modifier le coefficient d'une charge, on procéde avec **modify**

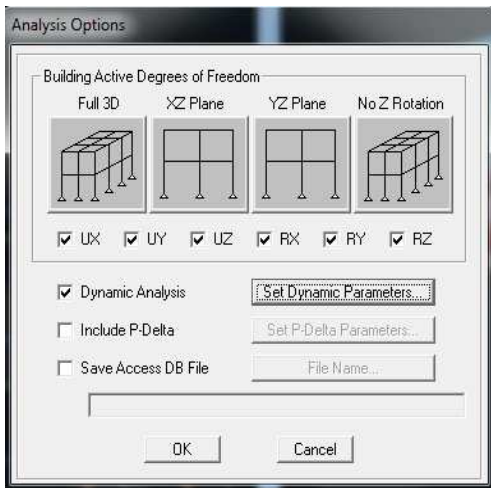
Pour modifier une combinaison: sélectionner la combinaison et clique sur **Modify /Show combo**.

❖ sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème du mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

➤ **Modes de vibration :**

Analyze → Set analysis Options

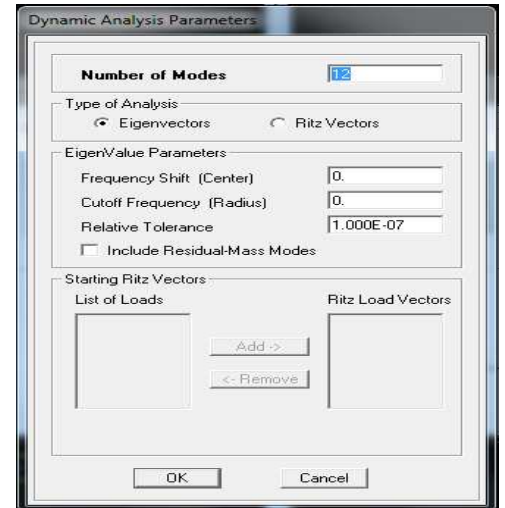


Cocher

**Dynamic Analysis**


Et cliquer sur

**Set Dynamic parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la où s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

**Exécution :**

Analyze → Run (F5), ou cliquer sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec :

File → Save as.

❖ **Septième étape:**

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

➤ **Résultat sur fichier :**

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu **analyze** se retrouve dans un fichier **.OUT**, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word.Word par** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

- fermer l'ETAPS sans arrêter l'analyse.
- chercher le fichier **.Out** avec recherche de Windows.

➤ **visualisation des résultats a l'écran :**

L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

• **Déplacements:**

Avec le menu Display il est possible de choisir **Show Deformed shape**

Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit à la fenêtre suivante :

Il faut spécifier le cas de chargement, **G**

Dans cet exemple. L'option **Load** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le

déplacement ou laisser ETABS en choisissant un

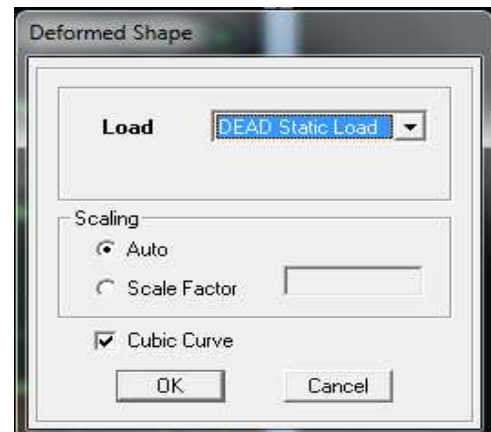
(**Auto**) L'option **Cubic Curve** permet

d'illustrer la déformée avec une interpolation

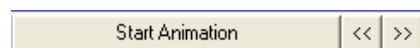
cubique tenant compte non seulement des

translations mais également des rotations et

donc représentation de la flexion dans les membrures.



Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation**



au bas de l'écran pour voir et même entendre si on a une carte de son de la structure danser. («et»

c'est pour aller d'un mode à un autre). De plus ; il est même possible de créer un fichier vidéo **avi**

de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View** on peut également imprimer la structure

déformée avec le menu **File** et **Print Graphics**

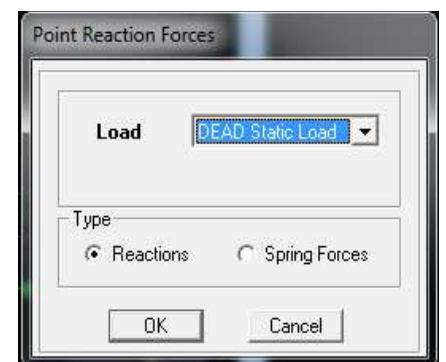
### Réaction :

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec :

**Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Spring reaction.**

On aura la boîte de dialogue suivante :

- sélectionner le cas de chargement
- Cocher **Reactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.
- 



### Les efforts internes :

Le menu Display permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses**

**Diagram/ support/spring reaction.** Et On aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- L'option **Shear 3-3** permet d'afficher les efforts tranchants hors plan.

- L'option **Moment 3-3** affiche le diagramme des moments fléchissent tranc (DMF)
- L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- L'option **Seal factor** permet d'ajuster
- la taille des diagrammes.
- Por voir les valeurs dans les diagrammes on décocher **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**

**Remarque :**

**2-2, 3-3** et **1-1** sont les axes locaux des sections.

Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec

1-1 sortant :

**1-1** est sortant (z dans les rotations habituelles).

**2-2** (y dans les notations habituelles).

**3-3** (x dans les notations habituelles).



- ✓ Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus) .
- ✓ Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle .ainsi. pendant toute l'étape de visualisation des résultats. Il est impossible de modèle (géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.) L'icône de verrouillage. Dans la barre d'outils. En haut de L'écran, est enfoncé : ..... , pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle deviendra comme suit ...
- ✓ Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions
- ✓ Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB**
- ✓ On peut même ferrailer avec ETABS, mais suivant les règlements Américains, Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le B A E L.

# CHAPITRE V :

## *Vérification du RPA*

## V.1 Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

## V.2 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

### 1) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### 2) Conditions d'application : (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :  
 $H \leq 65$  m pour les zones I ; IIa ; IIb.  
 $H \leq 30$  m pour la zone III.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

### ✚ Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc :  
La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

## V.3 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)

### 1) Principe :

Par 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.

### 2) Les hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

#### V.4 Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux.

##### 1) Description de l'ETABS :

**E** :extended.

**T** :three dimensions.

**A** : analyses.

**B** : building.

**S** : système.

L'etabs est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté au bâtiment et ouvrage de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structure.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques. Il facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformé du système, les diagrammes des efforts, courbe enveloppes et mode de vibration....

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) sont modélisés par des éléments finis de type <<frame>>.
- Les voiles et dalles pleines sont modélisés par des éléments de type <<Shell>>.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

##### 2) Rappel :

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : nœud.
- Frame : portique
- Elément : élément
- Restraints : degré de liberté
- Loads : charges
- Uniformed loads: charge uniformement répartie.
- Matériels: matériaux
- Concrète: béton
- Steel: fer
- Frame section: coffrage
- Column: poteaux
- Beam: poutres

**3) Etapes de modélisation :**

- a) Introduction de la géométrie du modèle.
- b) Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
- c) Introduction des sections géométriques des éléments.
- d) Définition des charges (G,Q).
- e) Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/2003.
- f) Définition des charges sismiques.
- g) Introduction des combinaisons d'actions.
- h) Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- i) Spécification des conditions aux limites (appuis diaphragmes).
- j) Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

**4) Spectre de réponse :**

Le spectre de repense est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

**Remarque :**

- Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrages étant un bâtiment d'habitation situé à Tizi ouzou (zone IIa) il est classé dans le groupe d'usage 2.

- Classification du site :

La structure est implantée dans un site de catégorie S2

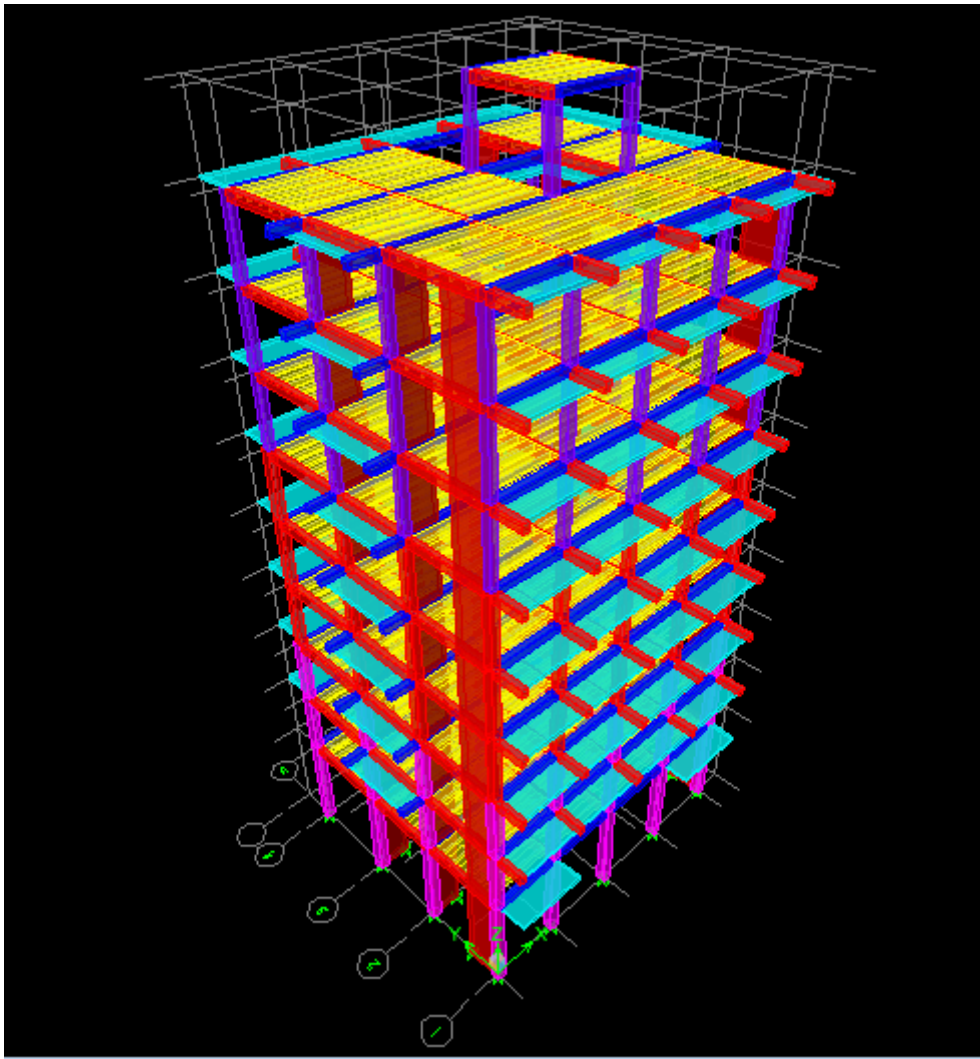


Figure V.1 : model tridimensionnel

## V.5 Vérification de la structure

### V.5.1 Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- $\Delta$ )

**V.5.2 Système de contreventement :**

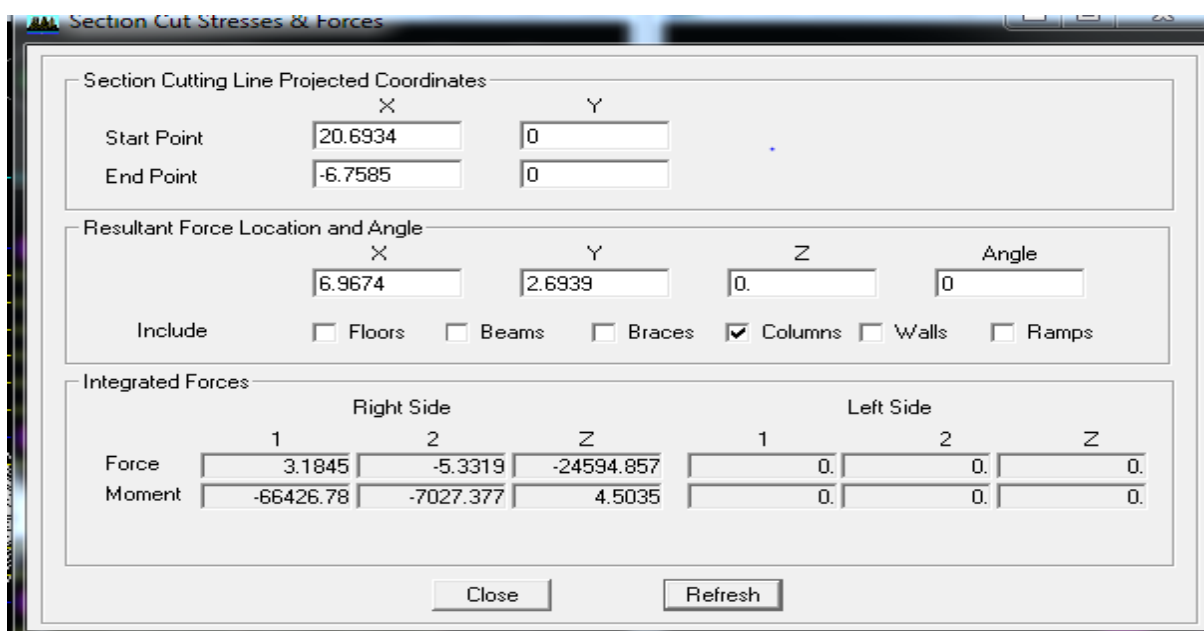
L'objet du choix du système de contreventement dans les règles et les méthodes de calcul, se traduit par l'attribution pour chaque un des systèmes de contreventement d'un coefficient de comportement R.

Les efforts normaux et horizontaux repris par le système de contreventement sont tirés à partir de l'ETABS à l'aide de l'option «**section cut**».

❖ **Charge verticale :**

Les charges verticales reprises par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (G+0.2Q):

- 1) Charge verticale reprise par toute la structure : **35902.35 KN**
- 2) Charge verticale reprise par les portiques :



**Figure V.2 : Efforts verticaux repris par les portiques**

Charge verticale reprise par les portiques : **24594.857Kn** soit **68.50%**

- 3) Charge verticale reprise par les voiles :

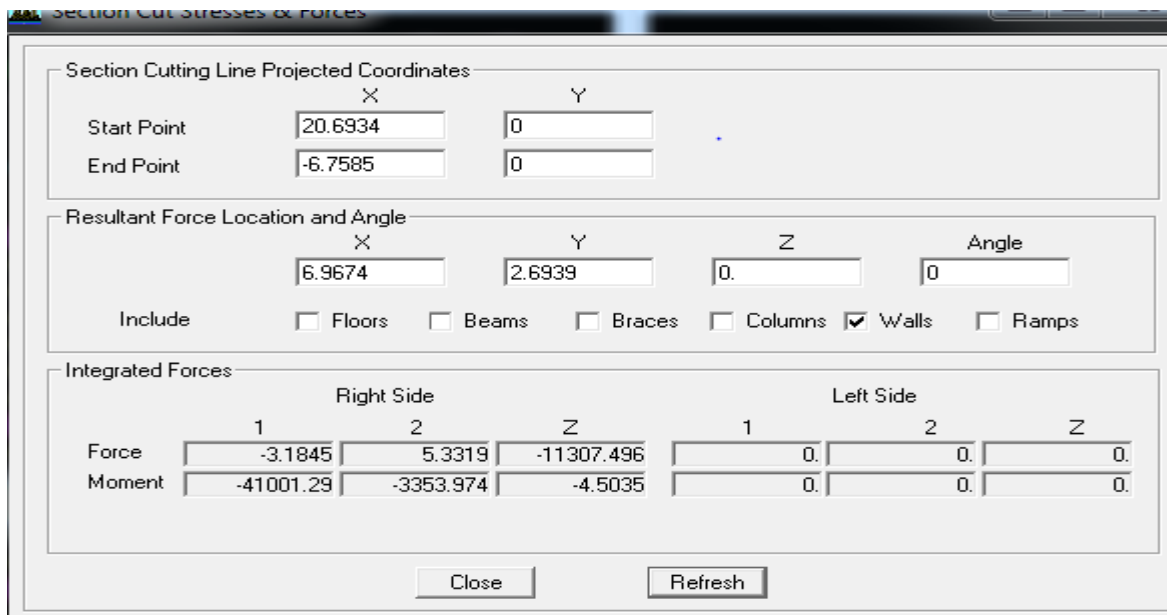


Figure V.3 : Efforts verticaux repris par les voiles

Charge verticale reprise par les voiles : **11307.496Kn** soit **31.50%**

❖ **Charge horizontale :**

**Sens xx :**

- 1) Charge horizontale reprise par toute la structure: **1544.78Kn.**
- 2) Charge sismique reprise par les portiques :

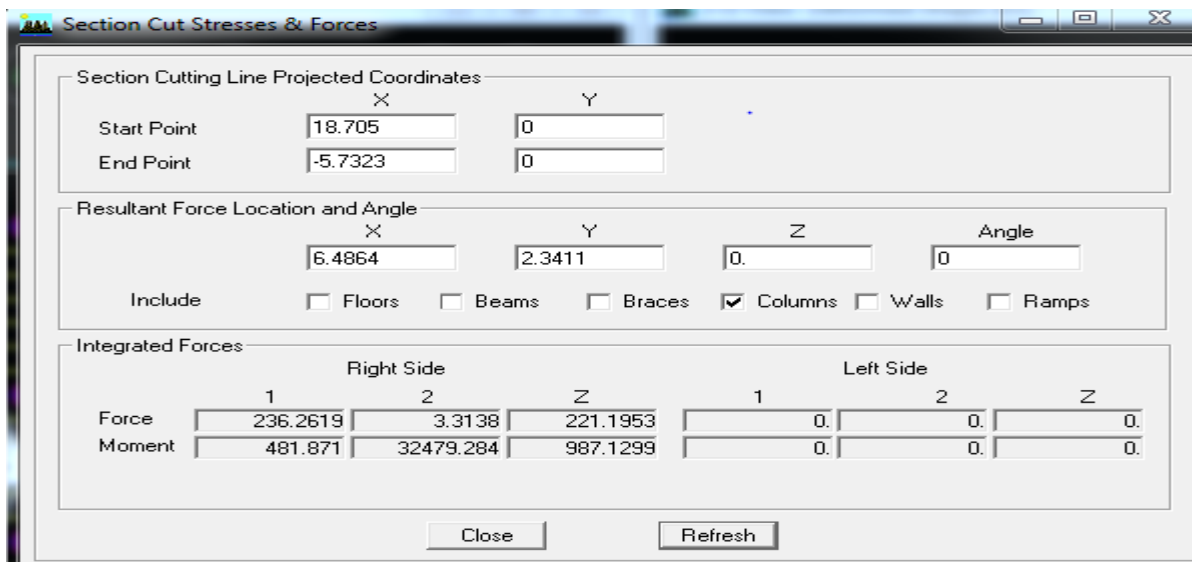


Figure V.4 : charge horizontale reprise par les portiques sens x

La charge sismique reprise par les portiques dans le sens xx: **236.26 kn** soit **15.29%**

- 1) Charge sismique reprise par les voiles :

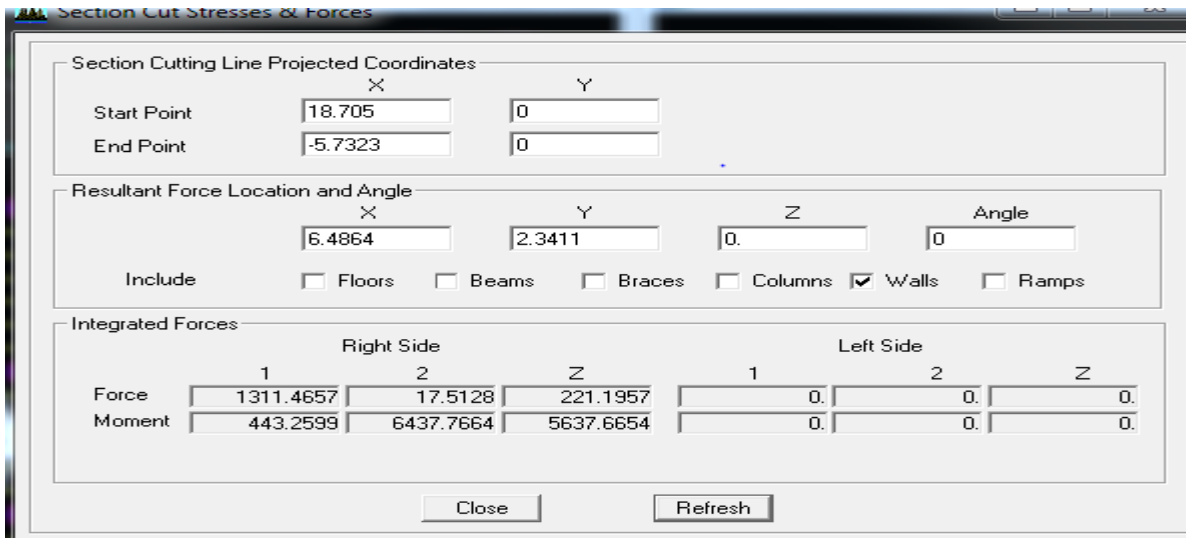


Figure V.5 : charge horizontale reprise par les voiles sens x

La charge sismique reprise par les voiles dans le sens xx: **1311.46** soit **84.89%**

Sens yy:

- 1) Charge horizontale reprise par toute la structure: **1658.238KN**
- 2) Charge sismique reprise par les portiques :

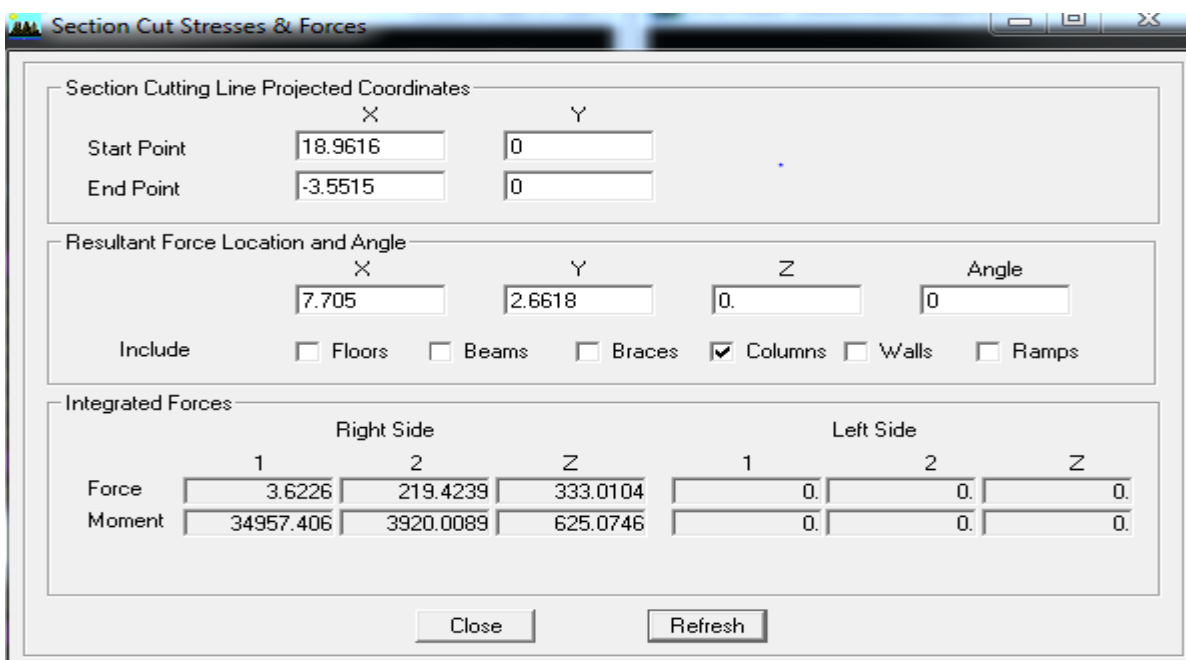


Figure V.6 : charge horizontale reprise par les portiques sens y

La charge sismique reprise par les portiques dans le sens yy: **219.42** soit **13.23%**

3) Charge sismique reprise par les voiles :

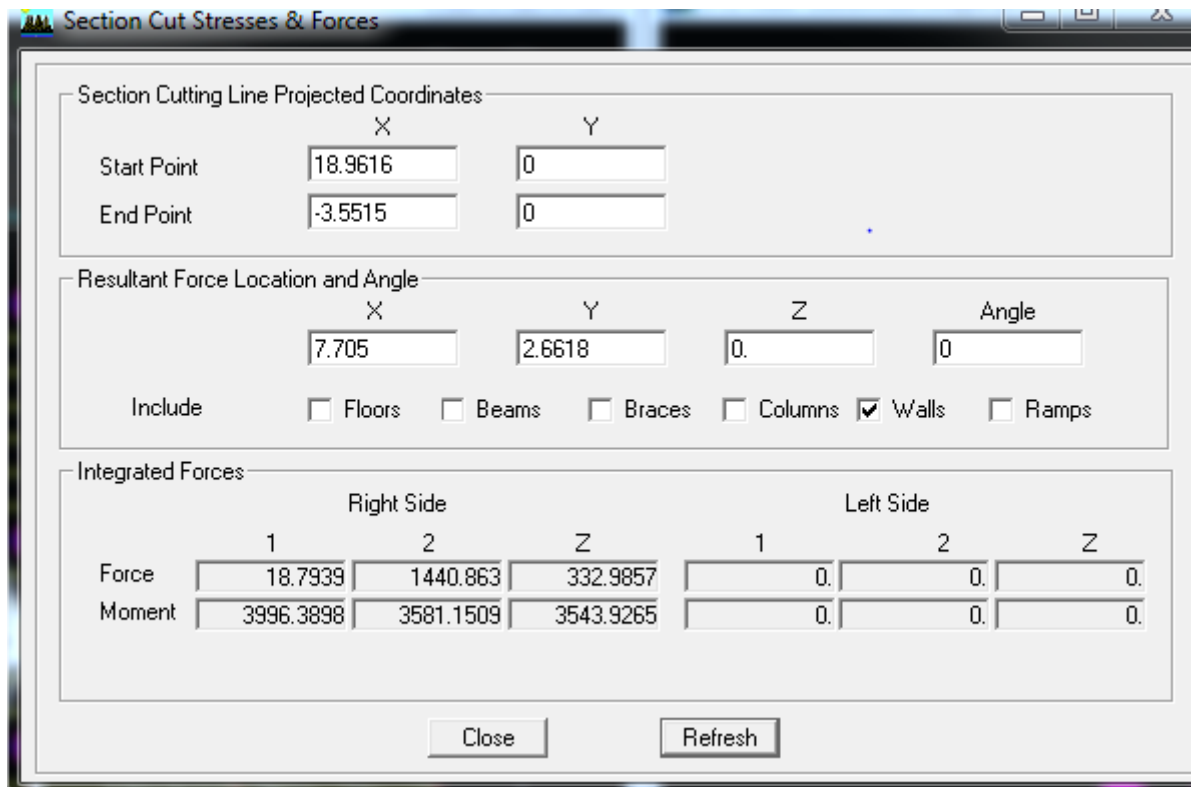


Figure V.7 : charge horizontale reprise par les voiles sens y

La charge sismique reprise par les voiles dans le sens yy: **1440.863kn** soit **86.76%**

**Conclusion:**

D’après les résultats ci-dessus, (Mixte portiques/voiles avec interaction) :

=> **R = 5**

**V.5.3 Nombre de mode à considérer et participation massique :** (art 4.3.4RPA99/2003)

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d’excitations doit être tel que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

Remarque :

Le nombre minimal de modes (K) retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} = \text{avec } N = 9 \text{ niveaux et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

N :est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

$$K \geq 3 \sqrt{N} = 9 \Rightarrow K \geq 9$$

On prend  $K = \text{modes}$  ; avec  $T_K = T_8 = 0.1535 \text{ s}$

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.036804	76.1724	0.0033	76.1724	0.0033
2	0.813282	0.0103	72.7621	76.1827	72.7654
3	0.66187	0.5428	3.6076	76.7255	76.373
4	0.347203	13.0933	0	89.8188	76.373
5	0.299167	0.0243	7.9945	89.8431	84.3675
6	0.16835	0.0335	5.2677	89.8767	89.6352
7	0.157125	2.6429	0.0001	92.5196	89.6353
8	0.153507	0.0006	1.5283	92.5202	91.1636
9	0.090507	0.0966	0.0873	92.6168	91.2509
10	0.798909	2.307	0.0014	94.9238	91.2523
11	0.057523	0.0003	0.0541	94.9241	91.3065
12	0.055423	0	3.5792	94.9241	94.8857
13	0.050248	2.2611	0	97.1852	94.8857
14	0.125262	0	0.0042	97.1852	94.8899

Tableau V .1 : participation massique

Constatation :

- ❖ Le premier mode est un mode de translation suivant x.
- ❖ Le deuxième mode est un mode de translation suivant y.
- ❖ Le troisième mode est un mode de rotation.
- ❖ Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode suivant le sens (x-x) et à partir du 8<sup>ème</sup> mode suivant le sens (y-y).
- ❖ La période fondamentale de la structure est  $T = 1.03\text{s}$ .

#### IV.5.4 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale  $V$  doit être calculée dans deux directions orthogonales selon la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

le RPA nous exige de vérifier que 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 déterminées par la méthode statique équivalente  $V_{\text{statique}}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Coefficient d'accélération de zone A :**  
 $A = 0.15$  (groupe d'usage 2 ; zone IIa)
- **Coefficient de comportement R :**  
(Mixte portiques/voiles avec interaction  $R = 5$ )

• **Poids de la structure W :**

Poids total de la structure donné par le logiciel ETABS

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération avec :  $\beta = 0.2$  donné par le tableau (4. 5) du RPA

$$W = 23091.4kn$$

STORY	POINT	LOAD	FX	FY	FZ
Summation	0, 0, Base	G+0.2Q	0.00	0.00	23091.4

• **facteur de qualité Q :**

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$  (formule 4 – 4 RPA)

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

• **Coefficient d’amplification dynamique D :**

Il est fonction de la catégorie de site, facteur de correction d’amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure (T).

Critère « q »	Sens Transversal (x)		Sens Longitudinal (y)	
	Observé ou non	$P_q$	Observé ou non	$P_q$
1)-Condition minimale sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2)-Redondance en plan	oui	0	oui	0
3)-Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4)-Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5)-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6)-Contrôle de la qualité l’exécution	oui	0	oui	0
$\sum P_q$		1.1		1.1

Tableau V.2 : Les critères de facteur de qualité

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}T > 3 \end{cases}$$

❖  $T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab .4.7) de RPA 99.

Site meuble  $\Rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0,4s$

❖  $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

❖  $\xi(\%)$ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction: Tab (4-2)

Du matériau constitutif : béton armé

De type de structure : portique + voile

De l'importance des remplissages : dense

$$\xi(\%) = 8,5\%$$

**D'où**  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.82 > 0.7; (\xi = 8,5\%) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

❖ **T : période de la structure :**

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \quad (\text{Formule 4-6 RPA})$$

$$T = 0.09 \times h_n / \sqrt{D} \quad (\text{Formule 4-7 RPA})$$

**Avec :**

$h_n$  : Hauteur mesurée en [m] à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

$C_t$  : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée

$$D_x = 15.74m \quad \text{et} \quad D_y = 14.30m$$

$$C_t = 0.05 \text{ Donné par le tableau (4.6)}$$

$$h_n = 25.27.m$$

$$T = 0.56 s$$

$$T_x = 0.573 s$$

$$T_y = 0.601$$

► Nous avons :  $0.5s \leq T_{(x,y)} \leq 3s$  donc :  $D_{(x,y)} = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x,y)}}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.56}\right)^{2/3} = 1.638$$

$$D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.56}\right)^{2/3} = 1.638$$

### Application numérique :

$$V_x^{statique} = 1560.22kn \Rightarrow 0.8V_x^{statique} = 1248.18 kn$$

$$V_y^{statique} = 1560.22 kn \Rightarrow 0.8V_y^{statique} = 1248.18 kn$$

$$\left. \begin{aligned} V_x^{dynamique} &= 1544.78kn > 0.8V_x^{statique} = 1248.18 kn \\ V_y^{dynamique} &= 1658.24kn > 0.8V_y^{statique} = 1248.18 kn \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

### V.5.5 Vérification des déplacements inter étage : (art 4.43 RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l' effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5 ).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Story	Diaphragm	d kx	d kY	$\Delta K_x$	$\Delta K_y$	1% He	observation
ETG08	D10	0.0616	0.0577	0.0016	0.0047	0.0459	OK
ETG07	D9	0.06	0.053	0.0053	0.0047	0.0306	OK
ETG06	D8	0.0547	0.0483	0.0059	0.0053	0.0306	OK
ETG05	D7	0.0488	0.043	0.0068	0.006	0.0306	OK
ETG04	D6	0.042	0.037	0.0072	0.0065	0.0306	OK
ETG03	D5	0.0348	0.0305	0.0078	0.0068	0.0306	OK
ETG02	D4	0.027	0.0237	0.0078	0.007	0.0306	OK
ETG01	D3	0.0192	0.0167	0.0076	0.0067	0.0306	OK
RDC	D2	0.0116	0.01	0.0067	0.0058	0.0306	OK
SS	D1	0.0049	0.0042	0.0049	0.0042	0.0306	OK

Tableau V.3 déplacements inter étage

### V.5.6) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :(Art5.9/RPA99)

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés 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».

Sens xx :

niveau	pk	HK	$\Delta K$	Vx	$P_k \times \Delta K_x$	$v_{kx} \times h_k$	$\theta$
ETG08	266.92	3.06	0.0016	81.82	0.427072	375.5538	0.0011372
ETG07	2805.16	3.06	0.0053	425.24	14.867348	1301.2344	0.0114256
ETG06	5285.21	3.06	0.0059	675.79	31.182739	2067.9174	0.0150793
ETG05	7765.27	3.06	0.0068	866.5	52.803836	2651.49	0.0199148
ETG04	10295.05	3.06	0.0072	1011.55	74.12436	3095.343	0.0239471
ETG03	12824.83	3.06	0.0078	1144.61	100.03367	3502.5066	0.0285606
ETG02	15354.61	3.06	0.0078	1268.97	119.76596	3883.0482	0.0308433
ETG01	17941.76	3.06	0.0076	1388.94	136.35738	4250.1564	0.0320829
RDC	20571.76	3.06	0.0067	1485.83	137.83079	4546.6398	0.0303149
SS	23091.4	4.59	0.0049	1544.78	113.14786	4727.0268	0.0239364

Tableau V.4 : vérification de l'effet P- $\Delta$  sens x

Sens yy:

niveau	pk	HK	$\Delta K\psi$	Vy	Pk* $\Delta Ky$	vky* hk	g
ETG08	266.92	3.06	0.0047	79.23	1.254524	363.6657	0.0034497
ETG07	2805.16	3.06	0.0047	457.83	13.184252	1400.9598	0.0094109
ETG06	5285.21	3.06	0.0053	727.97	28.011613	2227.5882	0.0125749
ETG05	7765.27	3.06	0.006	931.87	46.59162	2851.5222	0.0163392
ETG04	10295.05	3.06	0.0065	1086.47	66.917825	3324.5982	0.0201281
ETG03	12824.83	3.06	0.0068	1228.3	87.208844	3758.598	0.0232025
ETG02	15354.61	3.06	0.007	1364.08	107.48227	4174.0848	0.0257499
ETG01	17941.76	3.06	0.0067	1492.22	120.20979	4566.1932	0.026326
RDC	20571.76	3.06	0.0058	1594.79	119.31621	4880.0574	0.0244498
SS	23091.4	4.59	0.0042	1658.24	96.98388	5074.2144	0.0191131

Tableau V.5 : vérification de l'effet P- $\Delta$  sens yy

**Conclusion :** les effets du 2eme ordre peuvent être négligés.

#### V.5.7 Vérification de l'excentricité :

Story	Diaphragme	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique			Excentricité accidentelle	
		XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05 Ly	0.05 Lx	observe
SS	D1	6.503	5.629	6.599	5.694	-0.096	0.065	0.715	0.787	OK
RDC	D2	6.675	5.696	6.601	5.714	0.074	0.018	0.715	0.787	OK
ETG01	D3	6.677	5.696	6.606	5.731	0.071	0.035	0.715	0.787	OK
ETG02	D4	6.678	5.697	6.609	5.752	0.069	0.055	0.715	0.787	OK
ETG03	D5	6.678	5.697	6.611	5.778	0.067	0.081	0.715	0.787	OK
ETG04	D6	6.68	5.697	6.612	5.808	0.068	0.111	0.715	0.787	OK
ETG05	D7	6.682	5.697	6.612	5.846	0.07	0.149	0.715	0.787	OK
ETG06	D8	6.682	5.697	6.611	5.888	0.071	0.191	0.715	0.787	OK
ETG07	D9	6.699	5.696	6.61	5.933	0.089	0.237	0.715	0.787	OK
ETG08	D10	8.2	5.65	7.942	5.698	0.258	0.048	0.715	0.787	OK

Tableau V.6 : vérification de l'excentricité

**Conclusion :** L'excentricité est vérifiée sur tous les niveaux dans le sens x et y.

**V.5.8 Vérification du déplacement maximale :**

On doit s’assurer que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

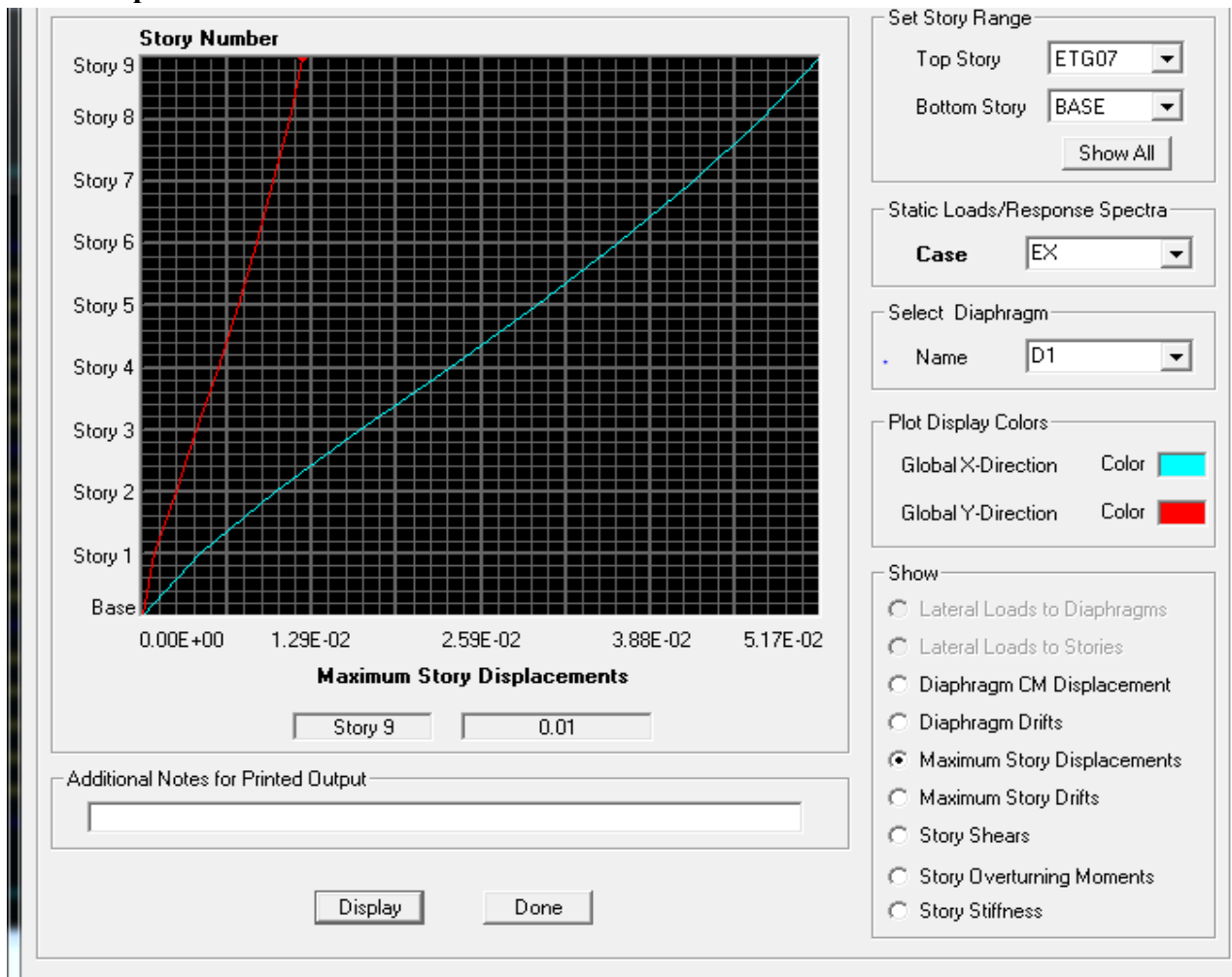
$f$  : Flèche admissible.

$h_t$  : Hauteur total du bâtiment.

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

Display⇒ show story response plots

• **Déplacement maximal selon x**



**Figure V.8 : Déplacement maximal selon x**

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage donné par L’Etabs égale à :

0.01m sous  $E_x$ .

$$\delta_{max} = 0.01 < f = \frac{25.27}{500} = 0.0505m \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• Déplacement maximal selon y

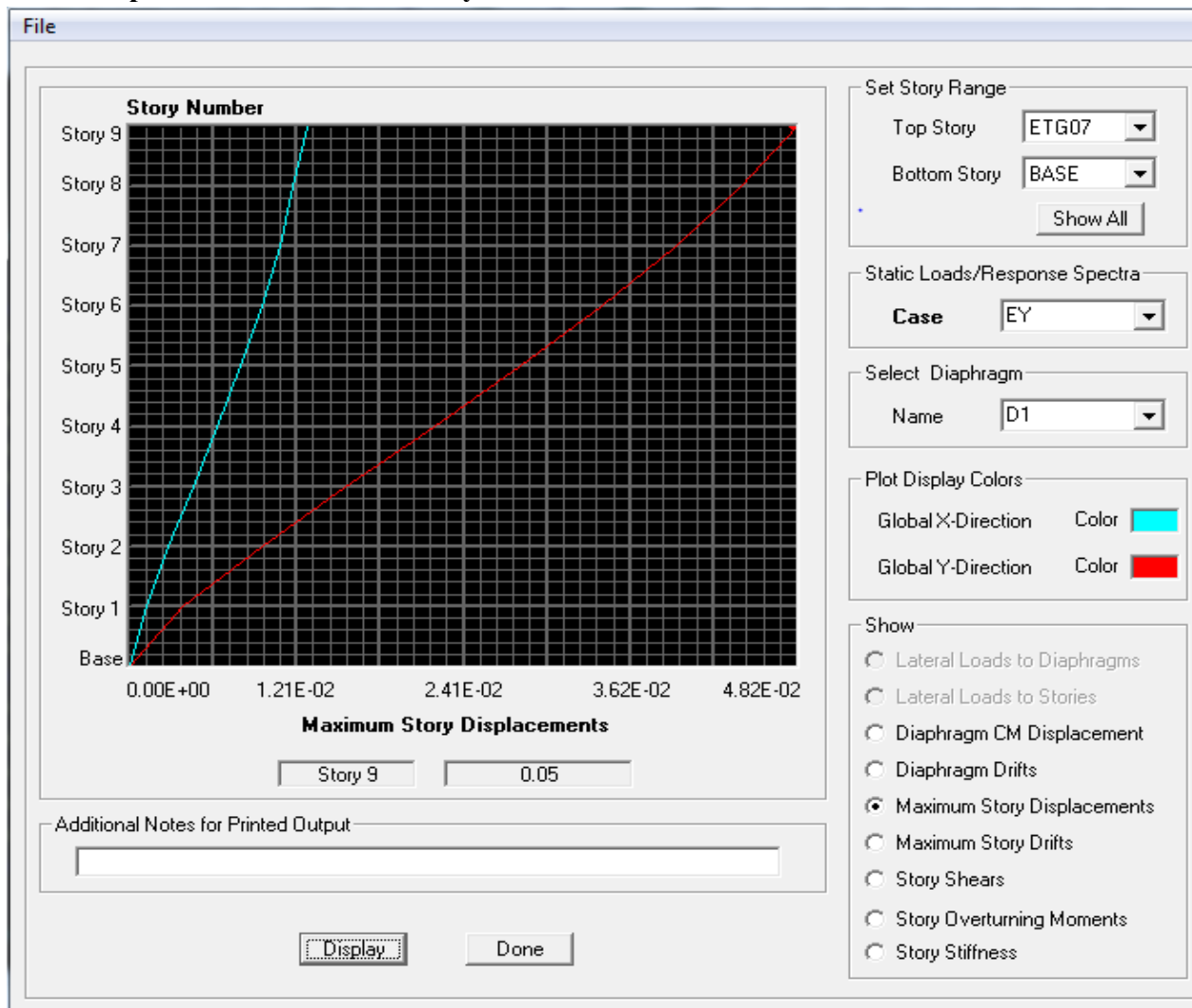


Figure V.9 : Déplacement maximal selon y

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage donné par L'Etabs égale à :

0.05m sous  $E_y$ .

$$\delta_{max} = 0.02 < f = \frac{25.27}{500} = 0.0505m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion générale des vérifications:**

- ✚ Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

# CHAPITRE VI :

*Ferraillages des éléments*

## VI. Efforts et ferrailage des éléments

### VI.1) Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

### VI.2) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les

Sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.
- $G + Q$  : à L'ELS.
- $G + Q \pm E$  : RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$  : RPA99 révisé 2003.

#### VI-2-1) Les recommandations du RPA :

##### a) Les armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 25 = 4.375 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2$ .

En zone de recouvrement :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 25 = 52.5 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$ .

La longueur du recouvrement est de **40 $\phi$**  (Zone **IIa**).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

### b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI-2-2) Etapes De Calcul a L'ELU:

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa.}$$

Si :  $\mu \leq 0.392$  = la section est simplement armée(SSA).

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si :  $\mu \geq 0.392$  = la section est doublement armée (SDA).

On calcule  $M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

### VI-2-3) Ferrailage :

Le ferrailage des poutres est résumé dans les tableaux suivants :

#### ➤ Poutres principales :

Zone	appui et travée	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
III	Appui	Cou	59.78	250	330	0.1546	0.916	4.95	7.63	3HA16	2HA12
		Acc	92.107	250	330	0.1556	0.915	7.63			
	Travée	Cou	28.44	250	330	0.0736	0.962	2.24	4.58	3HA16	
		Acc	57.42	250	330	0.0970	0.949	4.58			
II	Appui	Cou	52.98	250	330	0.1370	0.926	4.33	7.63	3HA16	2HA12
		Acc	92.107	250	330	0.1556	0.915	7.63			
	Travée	Cou	22.44	250	330	0.580	0.970	1.75	5.32	3HA16	
		Acc	66.017	250	330	0.1115	0.941	5.32			
I	Appui	Cou	43.33	250	330	0.1121	0.940	3.49	7.91	3HA16	2HA12
		Acc	103.75	250	330	0.1854	0.897	7.91			
	Travée	Cou	23.995	250	330	0.0621	0.968	1.88	7.02	3HA16	
		Acc	85.4	250	330	0.1443	0.922	7.02			

## ➤ Poutres secondaires :

Zone	appui et travée	Comb	M	b	d	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée filantes
			(kNm)	(mm)	(mm)			(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
III	Appui	Cou	41.133	250	280	0.1589	0.913	4.17	7.22	3HA16
		Acc	73.20	250	280	0.1721	0.905	7.22		
	Travée	Cou	31.147	250	280	0.1204	0.936	3.08	4.89	
		Acc	49.29	250	280	0.1246	0.933	4.89		
II	Appui	Cou	34.206	250	280	0.1722	0.929	3.41	6.97	
		Acc	70.88	250	280	0.1667	0.908	6.97		
	Travée	Cou	25.492	250	280	0.0985	0.948	2.49	5.52	
		Acc	55.105	250	280	0.1393	0.925	5.52		
I	Appui	Cou	20.904	250	280	0.0808	0.958	2.02	6.41	
		Acc	65.75	250	280	0.1546	0.916	6.41		
	Travée	Cou	15.198	250	280	0.0808	0.958	1.45	5.53	
		Acc	55.241	250	280	0.1397	0.924	5.53		

## VI-2-4) Vérification à L'ELU :

## a) La condition de non fragilité :

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 250 \times 330 \times \frac{2,1}{400} = 1,04 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires:  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 250 \times 280 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

## b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u, \text{ Avec :}$$

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

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

- Poutres principales  $\tau_u = \frac{74,42 \times 10^3}{250 \times 330} < \bar{\tau}_u = 0,91\text{MPa}$ .
  - Poutres secondaires  $\tau_u = \frac{34,33 \times 10^3}{250 \times 280} < \bar{\tau}_u = 0,50\text{MPa}$ .
- ⇒ Condition vérifiée

**c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_U \leq \bar{T}_U = 0.4 \times \left( \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

• **Poutre principale :**

$$T_{\max} = 75.42 \text{ KN} < 0.4 \times 0.9 \times 0.330 \times 0.25 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 494 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$T_{\max} = 34.33 \text{ KN} < 0.4 \times 0.9 \times 0.280 \times 0.25 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés99, CBA93) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Avec :  $U_i$  : le périmètre des barres

- Poutres principales :  $\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3.14 \times (16+12) = 263.76 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{74.42 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.76} = 0.96 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

- Poutres secondaires :  $\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{34.33 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} = 1.03 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

**e) Calcul de la longueur d'encrage : (art A.6.1.23/BAEL 91)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPA.}$$

Pour les AH16 ;  $l_s = 56.43 \text{ cm}$

Pour les AH14 ;  $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les AH12 ;  $l_s = 42.32 \text{ cm}$

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 HA16 ;  $L_a = 0.4 \times 56.431 = 22.57 \text{ cm}$

Pour les HA14 :  $L_a = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$ .

Pour les HA12 :  $L_a = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$ .

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est de  $(40 \phi)$  en Zone II a)

Pour les HA16 ;  $L_r = 40 \times 1.6 = 60 \text{ cm}$

Pour les HA14 :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 :  $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

### VI-2-5) Vérifications à l'ELS :

#### a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

#### b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

La contrainte dans l'acier est :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

➤ **Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS (en travées) :**

Zone	$M_{s_{max}}$	As	$\rho_1$	$\beta_1$	k1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
III	20.73	6.03	0.580	0.887	29.25	16.85	0.576	15	ok
II	16.257	6.03	0.580	0.887	29.25	13.85	0.471	15	ok
I	17.365	6.03	0.580	0.887	29.25	14.11	0.482	15	ok

➤ **Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :(aux appuis)**

Zone	$M_{s_{max}}$	As	$\rho_1$	$\beta_1$	k1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
III	43.376	8.28	0.883	0.865	22.59	26.33	1.165	15	ok
II	38.351	8.28	0.883	0.865	22.59	23.36	1.03	15	ok
I	31.339	8.28	0.883	0.865	22.59	19.024	0.842	15	ok

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS (en travées) :**

Zone	$M_{s_{max}}$	As	$\rho_1$	$\beta_1$	k1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
III	22.625	4.62	0.633	0.883	27.73	25.56	0.921	15	ok
II	18.514	4.62	0.633	0.883	27.73	20.95	0.75	15	ok
I	11.038	4.62	0.633	0.883	27.73	12.470	0.449	15	ok

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :(aux appuis)**

Zone	$M_{s_{max}}$	As	$\rho_1$	$\beta_1$	k1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
III	29.925	4.62	0.633	0.883	27.73	31.89	1.150	15	ok
II	24.883	4.62	0.633	0.883	27.73	26.51	0.96	15	ok
I	15.207	4.62	0.633	0.883	27.73	16.207	0.59	15	ok

**c) Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

❖ **Calcul de la flèche :**

• **Poutres principales :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS  $\implies f = 0.001 \text{ cm}$

$$f = 0.001 < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

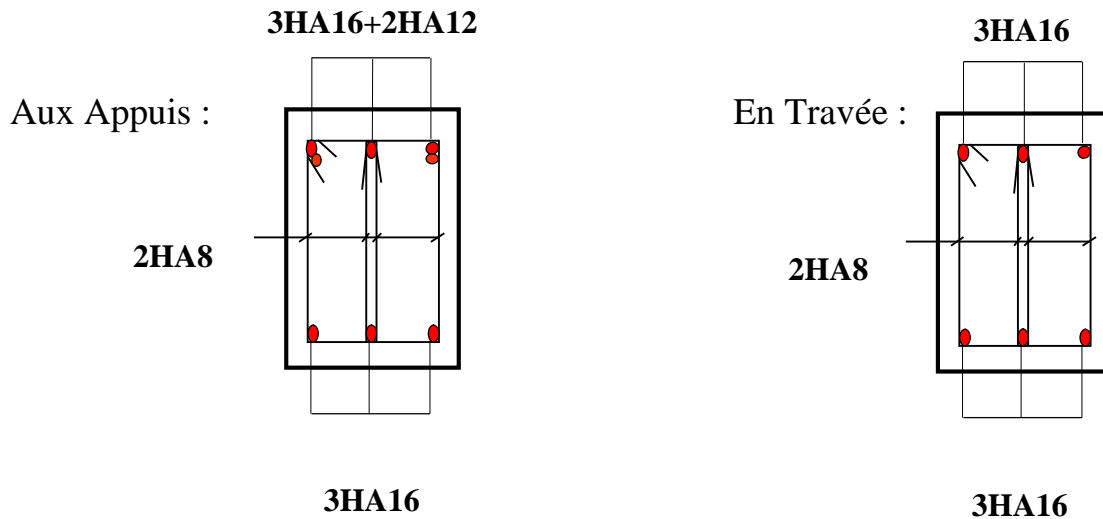
• **Poutres secondaires :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS  $\implies f = 0.0002 \text{ cm}$

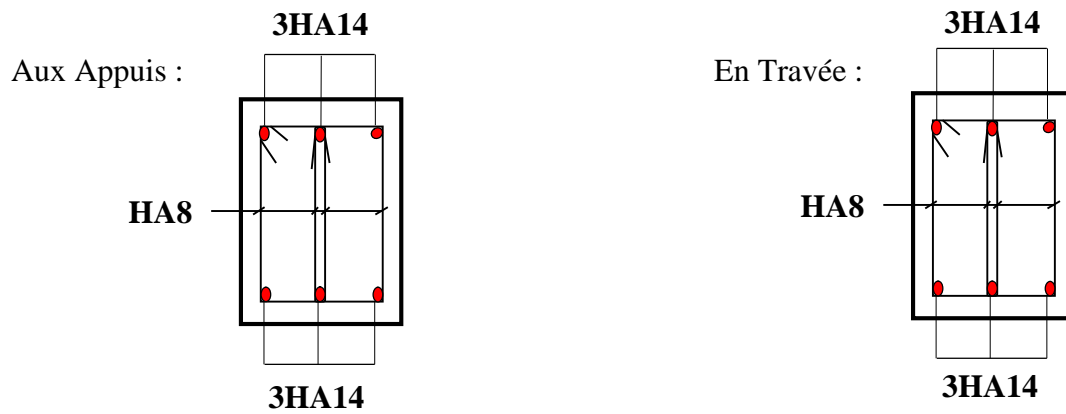
$$f = 0.0002 \cdot \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

**Conclusion:** La flèche est vérifiée.

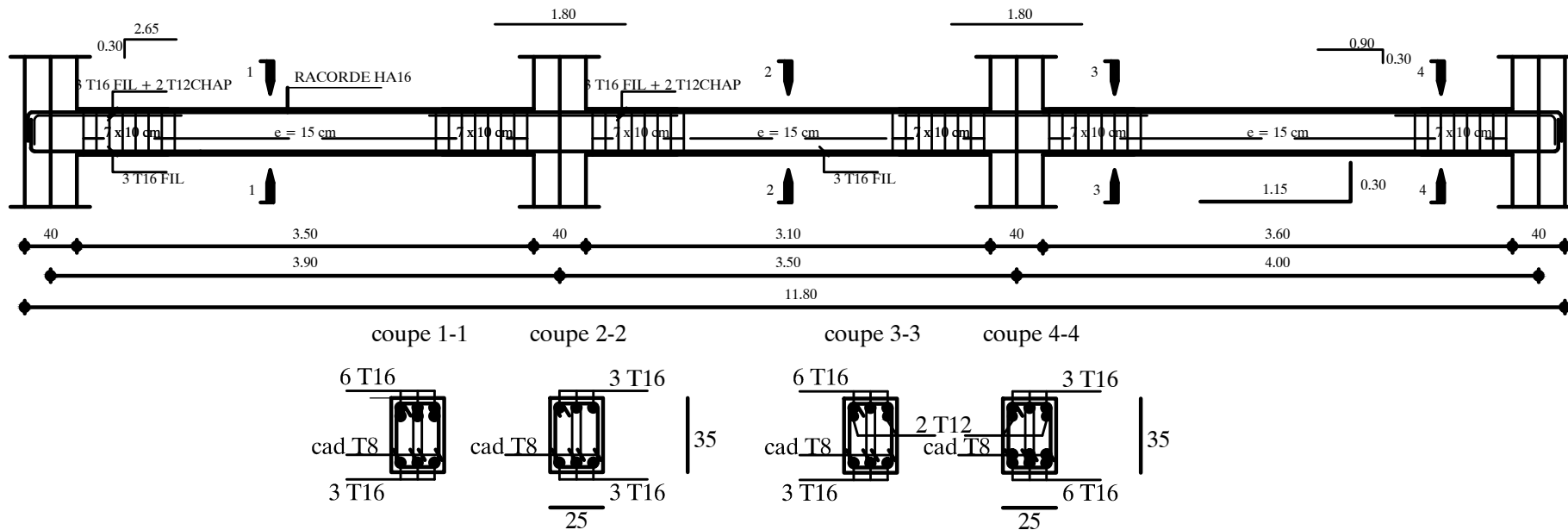
- **Exemple De Ferrailage d'une poutre principale :**



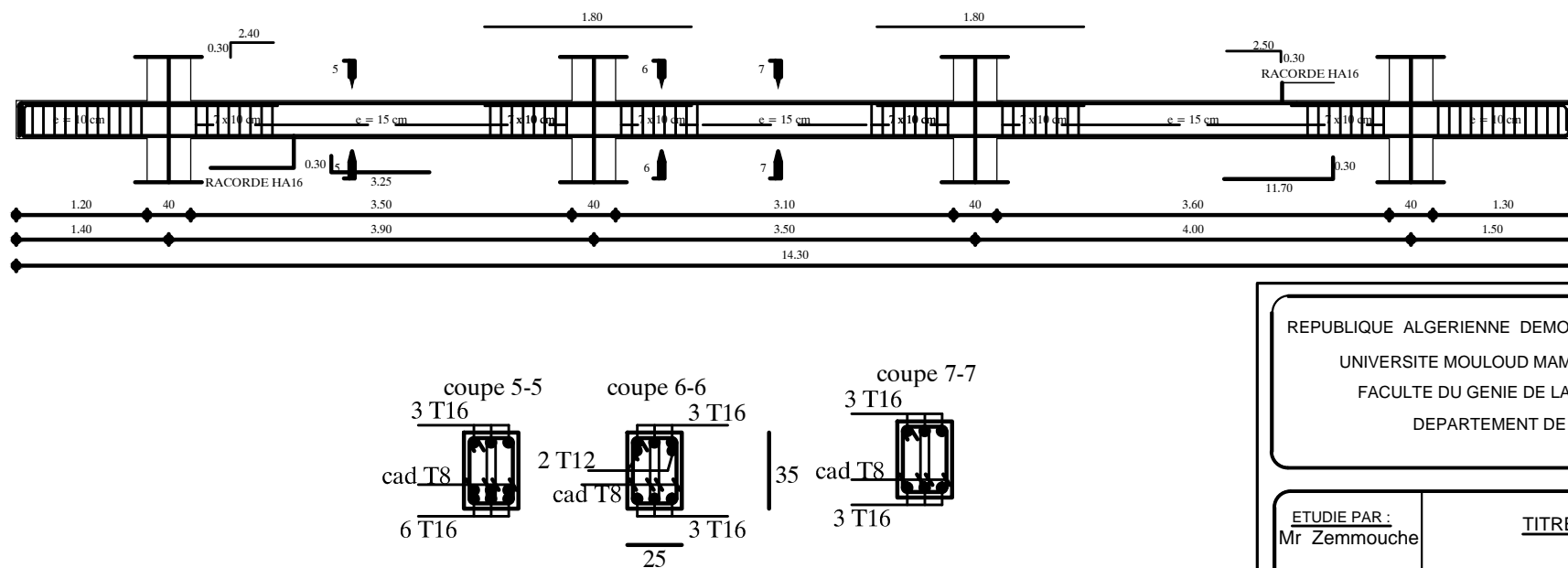
- **Exemple De Ferrailage d'une poutre secondaire :**



# POUTRE PRINCIPALE AXES 1 à 4 Niv -3.57 à +1.02

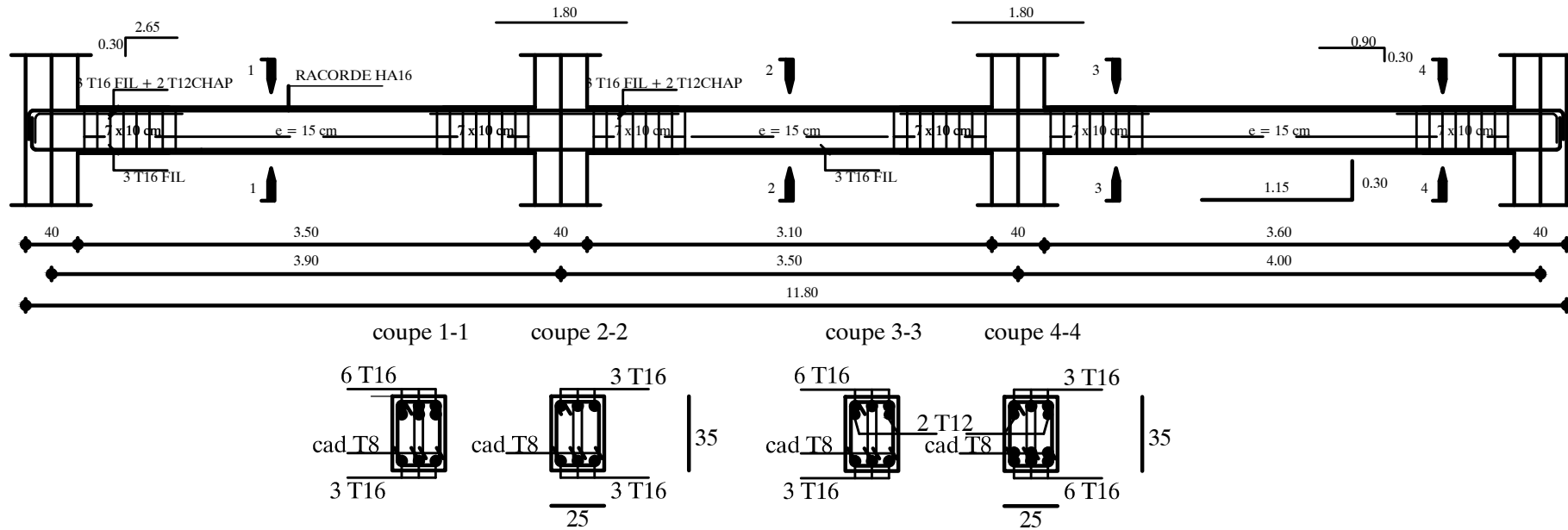


# POUTRE PRINCIPALE AXES 1 à 4 Niv +1.02 à 22.44

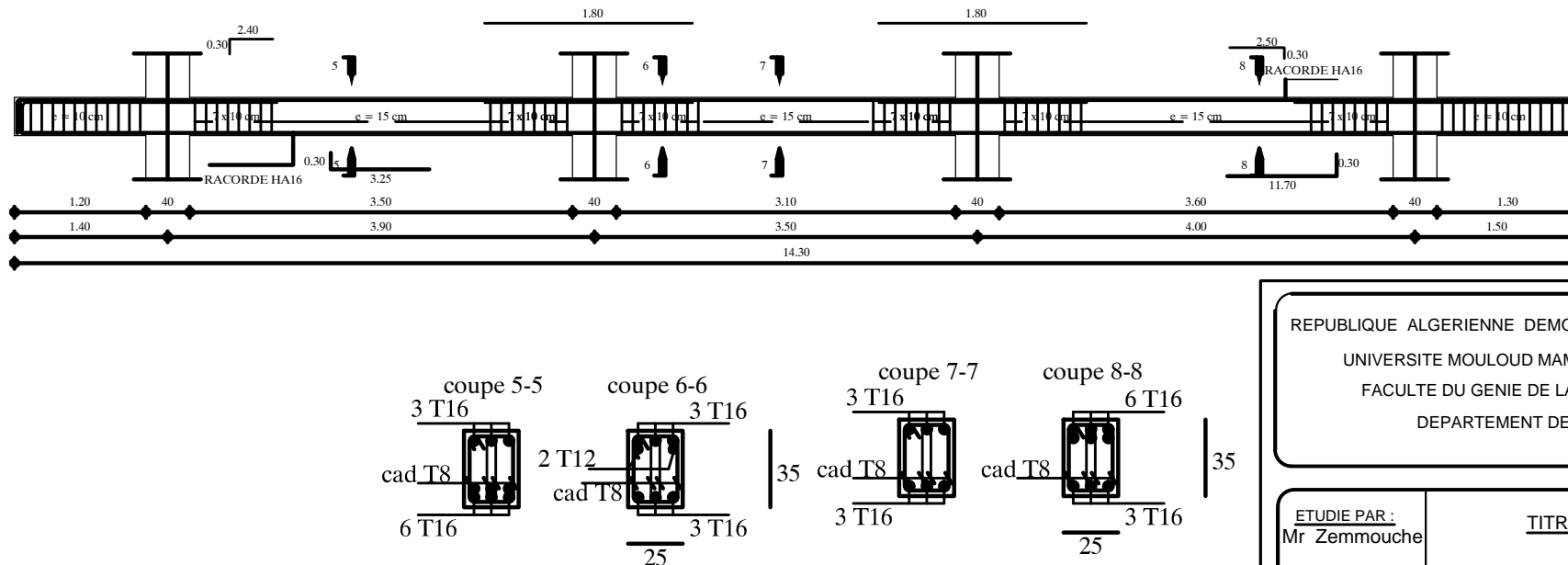


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr Zemmouche Mr Laouari	TITRE: FERRAILLAGE DE POUTRE PRINCIPALE	
DIRIGE PAR : Mme Haddad		
PROMOTION 2016-2017	PLAN N°:6	ECHELLE:1/50

# POUTRE PRINCIPALE AXES 1 à 4 Niv -3.57 à +1.02



# POUTRE PRINCIPALE AXES 1 à 4 Niv +1.02 à 22.44



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr Zemmouche	TITRE:
Mr Laouari	FERRAILLAGE DE POUTRE PRINCIPALE
DIRIGE PAR : Mme Haddad	

PROMOTION 2016-2017      PLAN N°:6      ECHELLE:1/50

## VI-1-FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$  à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

**Tableau VI-1-1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas:

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

### **VI-1-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :**

#### **-Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteaux (40×40) :  $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) :  $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) :  $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteaux (40×40) :  $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) :  $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) :  $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteaux (40×40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement  $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$  en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

### VI.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

#### ➤ Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

#### ➤ Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

##### Calcul du centre de pression :

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

Deux cas peuvent se présenter :

##### a) Section partiellement comprimée (SPC) :

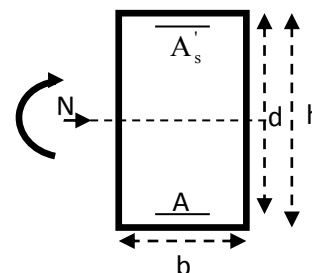
Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec :  $N_u$  : effort de compression.

$$M_f : \text{moment fictif} \quad M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives:  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

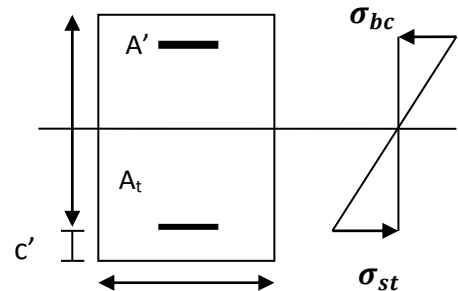
$$\text{On calcul :} \quad M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$



La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

**b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

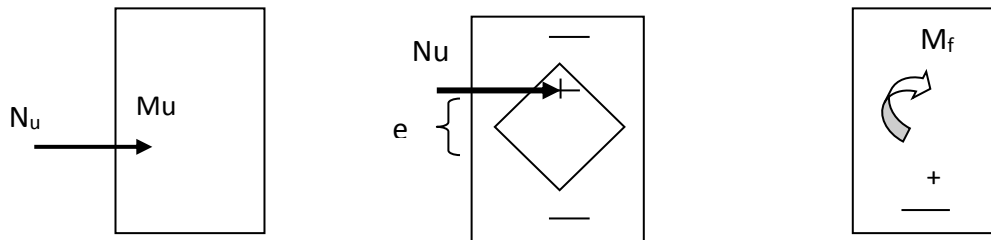
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

# CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Deux cas peuvent se présenter :



## ➤ 1er cas :

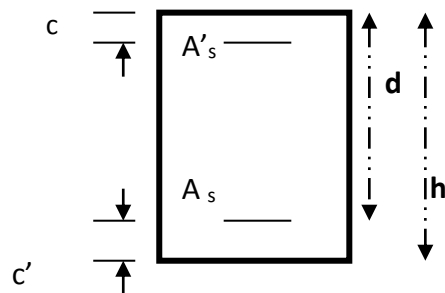
Si  $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est doublement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$



## ➤ 2<sup>eme</sup> cas :

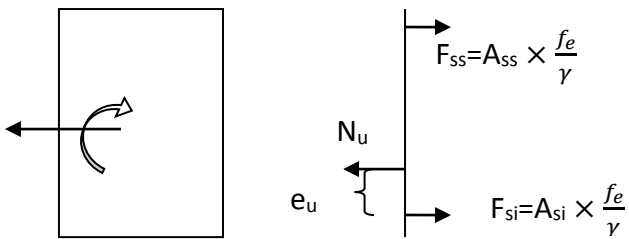
Si  $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est simplement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left( \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si} \right) \end{array} \right.$$


Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul à l'ELU :

**Poteaux du sous-sol et RDC et 1<sup>ère</sup> étage :**

$$\begin{array}{ll} b = 40 \text{ cm} & h = 40 \text{ cm} \\ d = 38 \text{ cm} & c = c' = 2 \text{ cm} \end{array}$$

**Poteaux du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> étage :**

$$\begin{array}{ll} b = 35 \text{ cm} & h = 35 \text{ cm} \\ d = 33 \text{ cm} & c = c' = 2 \text{ cm} \end{array}$$

**Poteaux du 5<sup>ème</sup> au dernier étage :**

$$\begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} & h = 30 \text{ cm} \\ d = 28 \text{ cm} & c = c' = 2 \text{ cm} \end{array}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

**Tableau VI-1-2 : ferrailage des poteaux dans les deux sens (x-x) et (y-y).**

SENS	section	Sollicitation	N	M	E	Obs	$\mu$	Obs2	A <sub>1</sub>	A'	As	As'	A <sub>min</sub>	Choix armatures	A(adoptée)
			(Kn)	(Kn.m)	(m)				(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		
<b>X-X</b>	40x40	ELU	1315.95	3.90	0,0030	SPC	0,2936	SSA	22,169	/	(0)	/	12,8	8HA16	16.08
		ELU	631.21	10.783	0,0171	SPC	0,1517	SSA'	10,255	/	(0)	/	12,8		
		ELU	117.43	127.21	1,0833	SPC	0,0092	SSA	0,914	/	(0)	/	12,8		
	35x35	GEY	741.58	2.052	0,0028	SPC	0,2162	SSA	11,620	/	(0)	/	9,8	4HA16+4AH14	14.23
		ELU	207	13.36	0,0645	SPC	0,0840	SSA'	4,139	/	(0)	/	9,8		
		GEY	74.26	75.45	1,0160	SPC	0,1607	SSA	8,304	/	6,17	/	9,8		
	30x30	GEY	346.36	3.24	0,0094	SPC	0,1445	SSA	5,375	/	(0)	/	7,2	4HA14+4HA12	10.67
		ELU	46.26	0.674	0,0146	SPC	0,0200	SSA'	0,693	/	(0)	/	7,2		
		ELU	59.85	33.33	0,5569	SPC	0,1231	SSA	4,517	/	2,80	/	7,2		
<b>Y-Y</b>	40x40	ELU	1315.95	19.95	0,0152	SPC	0,3131	SSA	24,105	/	(0)	/	12,8	8HA16	16.08
		ELU	631.21	1.735	0,0027	SEC	0,1406	SSA'	9,442	/	(0)	/	12,8		
		GQEX	117.43	109.51	0,9326	SPC	0,0092	SSA	0,914	/	(0)	/	12,8		
	35x35	GEY	741.58	3.204	0,0043	SPC	0,2183	SSA	11,754	/	(0)	/	9,8	4HA16+4HA14	14.23
		ELU	207	24.85	0,1200	SEC	0,1052	SSA'	5,250	/	(0)	/	9,8		
		GEY	74.26	72.78	0,9801	SPC	0,1557	SSA	8,023	/	5,89	/	9,8		
	30x30	GEY	346.36	2.44	0,0070	SPC	0,1421	SSA	5,278	/	(0)	/	7,2	4HA14+4HA12	10.67
		ELU	46.26	4.70	0,1016	SPC	0,0321	SSA'	1,118	/	(0)	/	7,2		
		GQEX	59.85	39.45	0,6591	SPC	0,1414	SSA	5,249	/	3,53	/	7,2		

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

- **Zone I :**( sous\_sols et RDC et 1<sup>eme</sup> etages )

On a des sections trop faibles, donc on prend la section minimale du RPA :  $A_s \text{ min} = 12.8 \text{ cm}^2$ .

On adopte  $4HA16 + 4HA16 = 16.08 \text{ cm}^2$

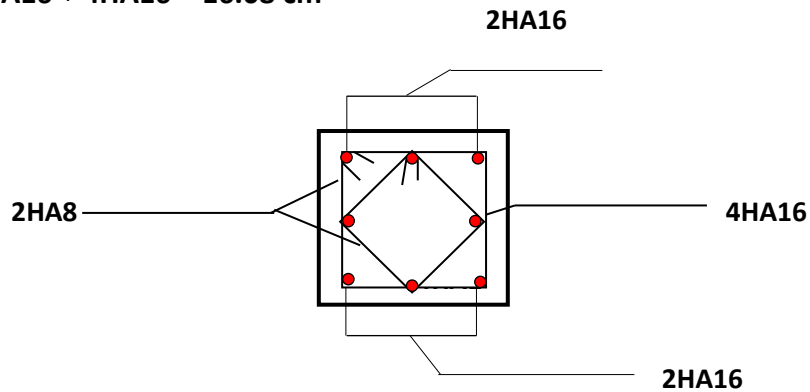


Fig.V.2 : Poteaux (40x40)

- **Zone II :**( 2<sup>eme</sup> etages 3<sup>eme</sup> etage et 4<sup>eme</sup> etage )

On a des sections trop faibles, donc on prend la section minimale du RPA :  $A_s \text{ min} = 9.80 \text{ cm}^2$

On adopte  $4HA16 + 4HA12 = 12.8 \text{ cm}^2$

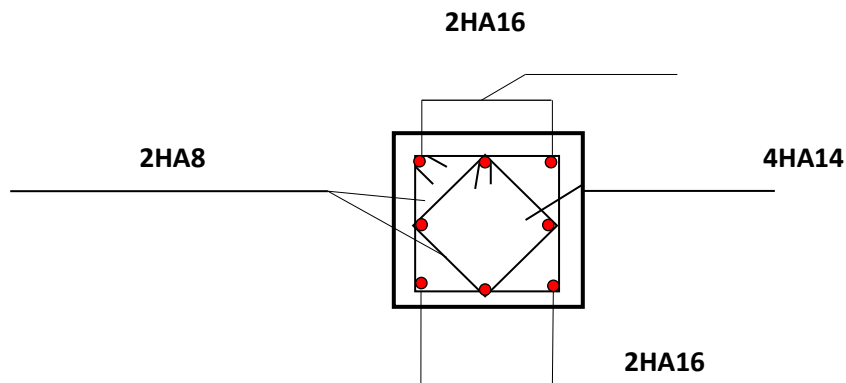


Fig.V.3 : Poteaux (35x35)

- Zone III :( 5<sup>ème</sup> au dernier étage )

On a des sections trop faibles, donc on prend la section minimale du RPA :  $A_s \text{ min} = 7.22 \text{ cm}^2$

On adopte  $4HA14+4HA12 = 10.67 \text{ cm}^2$

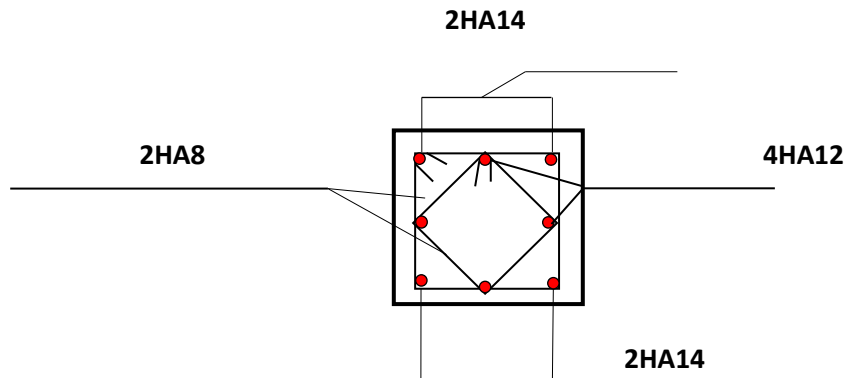


Fig.V.3 : Poteaux (30x30)

### VI.1.3. Vérifications à l'ELU :

#### ➤ Les 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.

#### ➤ Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\square 8$ .  
Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

#### ➤ Espacement des armatures transversales :

##### ❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_t^{\text{min}}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

**a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (25 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003** (Art 7.4.2.2)

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\{15; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 \times 1.2\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 12\} = 12 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\min} \text{ cm} \quad S_t \leq 15 \times 1.2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots$  interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

**b<sub>1</sub>** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

**λ<sub>g</sub>** : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : **l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau. **l<sub>f</sub> = 0.7 l<sub>0</sub>**

**l<sub>0</sub>** : Hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (40 x 40) :**

✓ **Sous-sol :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.2}{0.40} = 5.6 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

✓ **RDC**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.88}{0.40} = 6.79 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

•

• **Etage1 :**

•

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.86}{0.40} = 5.02 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV
- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

❖ **Poteaux (35 x 35) :**

✓ **Etage 2,3et 4**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.86}{0.35} = 5.72 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV
- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.56 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

❖ **Poteaux (30 x 30) :**

✓ **Etage 5 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.86}{0.30} = 6.67 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

✓ **Dernier étage :**

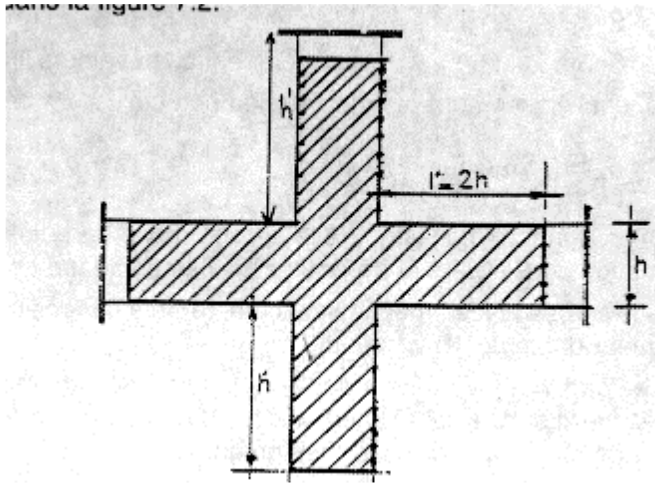
$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.98}{0.30} = 6.95 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV
- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$



$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

❖ **Poteaux (40 x 40) :**

✓ **Sous sol : h= 4.59 m :**

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max \left( \frac{459-40}{6}; 40; 40; 60 \right)$$

$$h' = \max (70 ; 40; 40; 60) = \mathbf{70 \text{ cm}}$$

✓ **RDC : h= 3.06 m**

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max \left( \frac{306-40}{6}; 40 ; 40; 60 \right)$$

$$h' = \max( 45 ; 40; 40; 60) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

✓ **Etage 1 : h=3.06**

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max \left( \frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \right)$$

$$h' = \max (44.33 ; 40 ; 40 ; 60) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ **Poteaux (35x 35) :**

✓ **Etage 2 et 3 et : h=3.06 m**

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max \left( \frac{306-35}{6}; 35; 35 ; 60 \right)$$

$$h' = \max (44.33 ; 35; 35; 60) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ **Poteaux (30x 30) :**

✓ **Etage 5 et Dernier étage: h=3.06 m**

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \max \left( \frac{306-30}{6}; 30; 30 ; 60 \right)$$

$$h' = \max (51 ; 30; 30 ; 60) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

➤ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

- ✓ Pour la zone II :  $L_r = 40\Phi$
- ❖ Ø16 →  $L_r = 40 \times 1.6 = 64$  cm
- ❖ Ø14 →  $L_r = 40 \times 1.4 = 56$  cm
- ❖ Ø12 →  $L_r = 40 \times 1.2 = 48$  cm

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	Condition
40x40	4.59	40	38	30.82	7.68	0.075	0.203	1.875	CV
	3.06	40	38	30.82	5.05	0.075	0.203	1.875	CV
	3.06	40	38	30.82	5.05	0.075	0.212	1.875	CV
35x35	3.06	35	33	26.62	5.78	0.075	0.235	1.875	CV
30x30	3.06	30	28	19.78	6.75	0.075	0.235	1.875	CV

**Tableau VI-1-3 : Vérification des contraintes tangentielles.**

### **VI.1.4. Vérifications à l'ELS :**

#### **A. Vérification des contraintes a l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les

aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

❖ **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

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{array} \right.$$

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_c = \frac{h}{2} + C_s$$

Avec :

$$\begin{cases} P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec :  $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$  et  $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + L_c < h = \frac{b}{s} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$

Finalement :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieure.

**Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:**

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

### Sens x-x :

Pot 4		N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\sigma_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
POT 40x40	$N_{max} - M_{cor}$	805.06	5.46	6.42	5.2	15	94.5	79.8	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	116.6	10.64	2.08	0	15	27.4	0	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	384.3	13.6	4.3	1.2	15	59.9	23.3	400	CV
POT 35x35	$N_{max} - M_{cor}$	536.88	1.362	5.41	4.96	15	80.7	74.8	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	-50.16	0.082	0.5	0.47	15	7.44	7.10	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	167.75	11.92	3.62	0	15	50.3	0	400	CV
POT 30x30	$N_{max} - M_{cor}$	251.36	2.24	3.89	2.72	15	57	42.1	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	9.36	0.032	0.13	0.11	15	1.95	1.74	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	79.9	13.85	5.5	0	15	68.8	0	400	CV

**Tableau VI-1-4: vérifications à l'ELS (sens x-x)**

### Sens y-y :

Pot 4		N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\sigma_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
POT 40x40	$N_{max} - M_{cor}$	805.06	0.356	5.85	5.78	15	87.8	86.7	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	116.6	4.66	1.34	0.34	15	19.3	14.6	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	384.3	4.16	4.33	3.44	15	64.2	52.2	400	CV
POT 35x35	$N_{max} - M_{cor}$	536.88	2.296	5.56	4.81	15	82.7	72.9	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	-50.16	0.117	0.5	0.46	15	7.52	7.01	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	167.75	5.30	1.63	0	15	22.7	0	400	CV
POT 30x30	$N_{max} - M_{cor}$	251.36	1.72	3.76	2.85	15	55.3	43.9	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	9.36	0.035	0.13	0.11	15	1.96	1.73	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	79.9	4.84	1.83	0	15	22	0	400	CV

**Tableau VI-1-5 : vérifications à l'ELS (sens y-y)**

**Conclusion :** Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

### B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

#### Sens x-x :

Zone		N (KN)	M(KN.m)	$e_s$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	OBS
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	805.06	5.46	0,0068	12.8	16.08	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	116.6	10.64	0,0913	12.8		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	384.3	13.6	0,0354	12.8		C V
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	536.88	1.362	0,0025	9.8	14.23	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-50.16	0.082	0,0016	9.8		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	167.75	11.92	0,0711	9.8		C V
30x30	$N_{max} - M_{cor}$	251.36	2.24	0,0089	7.2	10.67	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	9.36	0.032	0,0034	7.2		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	79.9	13.85	0,1733	7.2		C V

**Tableau VI-1-6 : vérifications de Condition de non fragilité (sens x-x)**

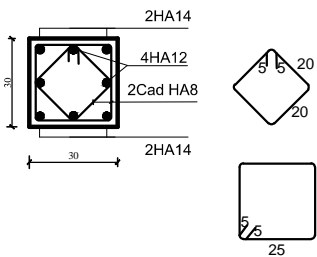
#### Sens y-y :

Niveau		N (KN)	M(KN.m)	$e_s$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	OBS
POT 40x40	$N_{max} - M_{cor}$	805.06	0.356	0,0004	12.8	16.08	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	116.6	4.66	0,0400	12.8		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	384.3	4.16	0,0108	12.8		C V
POT 35x35	$N_{max} - M_{cor}$	536.88	2.296	0,0042	9.8	14.23	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-50.16	0.117	0,0023	9.8		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	167.75	5.30	0,0316	9.8		C V
POT 30x30	$N_{max} - M_{cor}$	251.36	1.72	0,0068	7.2	10.67	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	9.36	0.035	0,0037	7.2		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	79.9	4.84	0,0606	7.2		C V

**Tableau VI-1-7 : vérifications de Condition de non fragilité (sens y-y)**

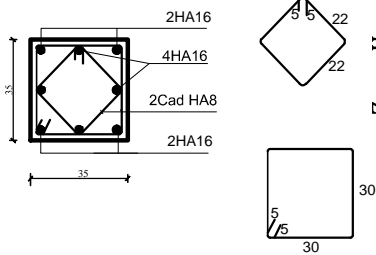
# - FERRAILLAGE DES POTEAUX CENTRAUX-

**Coupe:C-C**



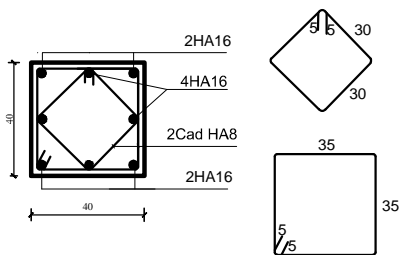
Zone III

**Coupe:B-B**

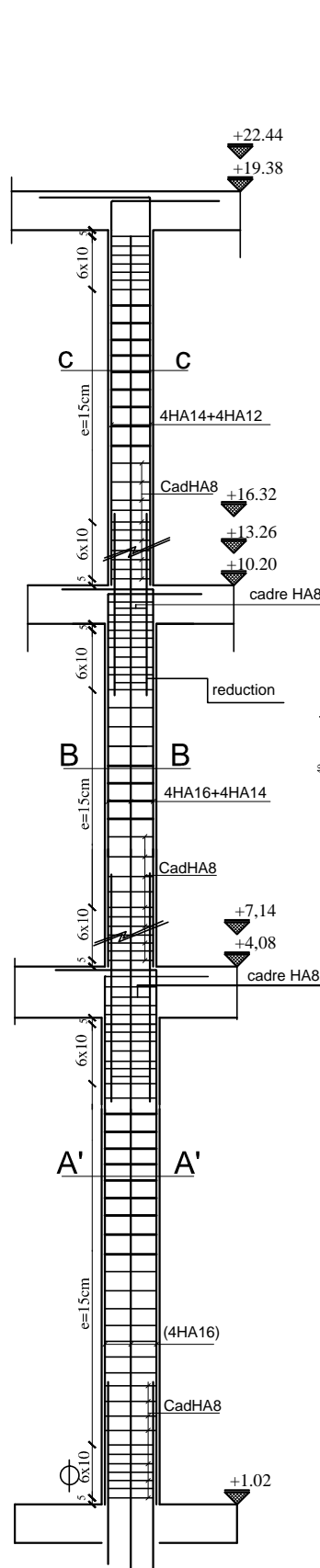


Zone II

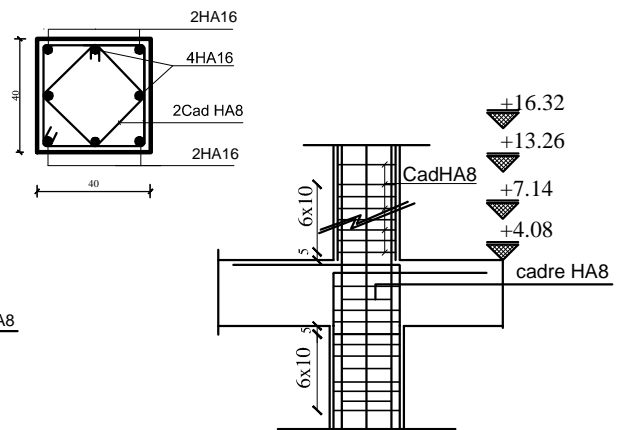
**Coupe:A'-A'**



Zone I'



**Coupe:A-A**



**Nota:**

- Zone I et I' : S-Soul,RDC et 1<sup>er</sup> étage
- Zone II : 2<sup>ème</sup>,3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage
- Zone III: 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> dernière étage
- La longueur de recouvrement :  $\phi 40$

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDIE PAR :**  
Zemmouche  
Farid Ali  
Laouari Yakoub

**DIRIGE PAR :**  
Mme Haddad

**TITRE:**

FERRAILLAGE POTEAUX CENTREAUX

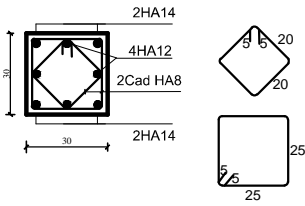
PROMOTION 20161-2017

PLAN N°8

ECHELLE:1/50

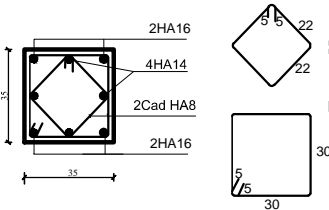
# - FERRAILLAGE DES POTEAUX DE RIVE-

Coupe:C-C



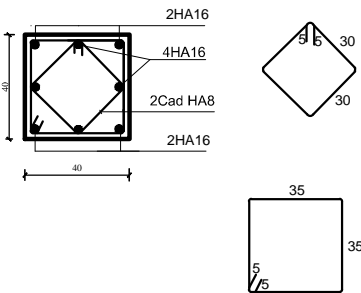
Zone III

Coupe:B-B

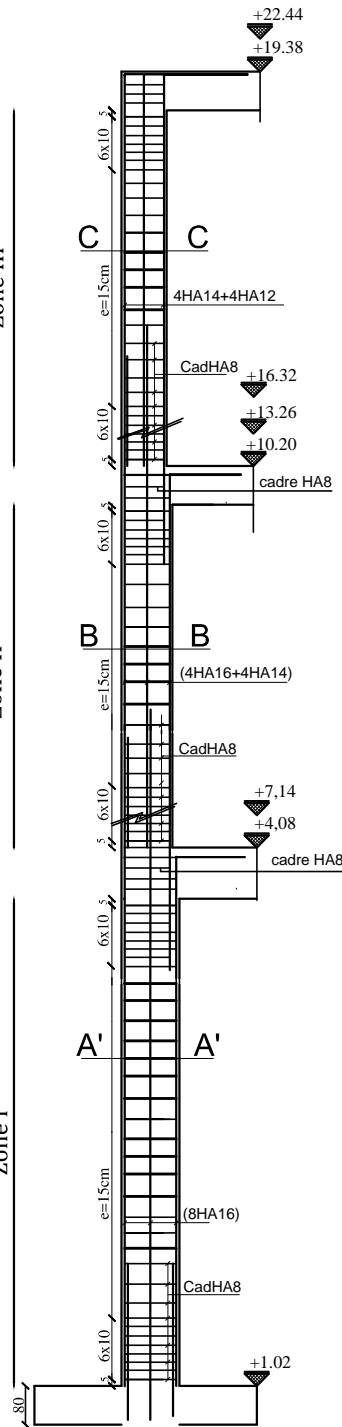


Zone II

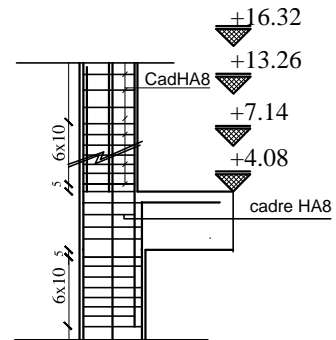
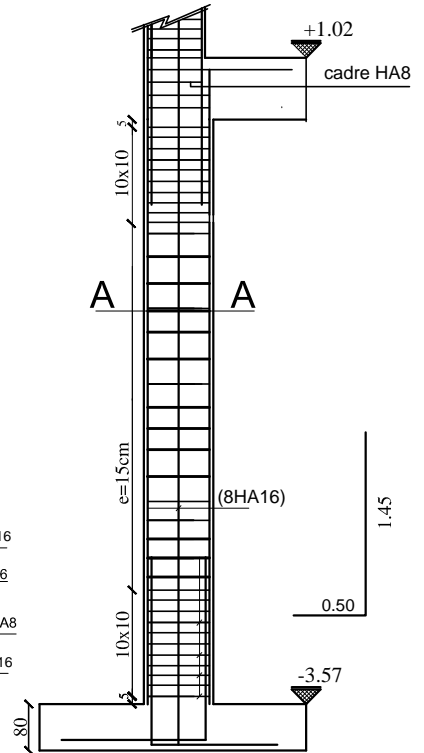
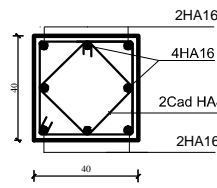
Coupe:A'-A'



Zone I



Coupe:A-A



**Nota:**

- Zone I : S-Soul,RDC et 1<sup>er</sup> étage
- Zone II : 2<sup>ème</sup>,3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage
- Zone III: 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> dernière étage
- La longueur de recouvrement : 40 φ

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Zemnaouch Farid Ali Laouari Yakoub	TITRE:
DIRIGE PAR : Mme Haddad	FERRAILLAGE POTEAUX DE RIVE
PROMOTION 2016-2017	PLAN N°9
	ECHELLE:1/50

**VI-3) Ferrailage des voiles :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc 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 au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

**Zone I :** Sous-soul, RDC et 1<sup>er</sup> étages

**Zone II :** 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages.

**Zone III :** 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étages.

**VI-3-1) Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

**BAEL.91/modifié 99 :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

**RPA.99/modifié 2003 :**

0.8 G + E

G + Q + E

**VI-3-2) Ferrailage des voiles :**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

**a) Exposé de la méthode de calcul :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. ,  $B = L \times e$ .

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V=V'** : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée :  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$  RPA 99 (Art.7.7.4).

Avec : **h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus du plancher et du voile considéré.

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée, avec  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

$L_t = L - L_c$  avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue.

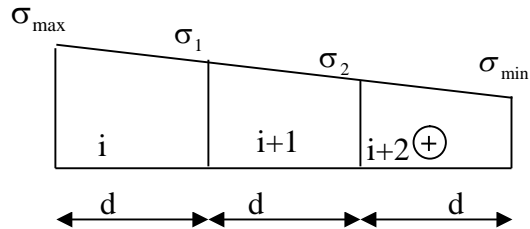
En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. section entièrement comprimée (SEC).

➤ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



Avec :  $e$  : épaisseur du voile

- La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

• **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

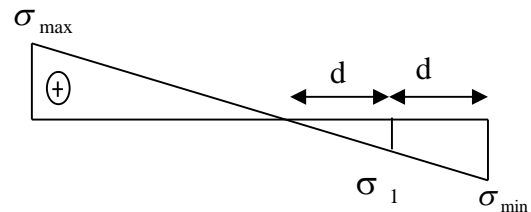
$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

$B$  : section du tronçon considéré

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$



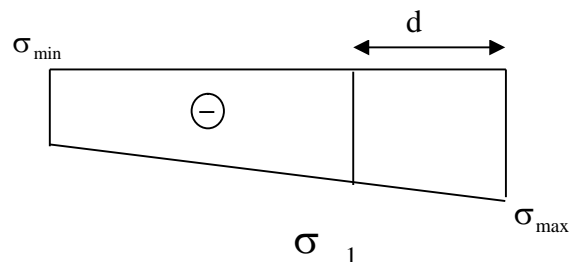
- La section d'armature est égale à  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales :** Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$



La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :  $A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

**B** : section du tronçon considéré ;

- Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$
- Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$ .

- **Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec B : section du béton comprimée.

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

- D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0.10 %.

- **Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- **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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

➤ **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **(15 cm)**.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

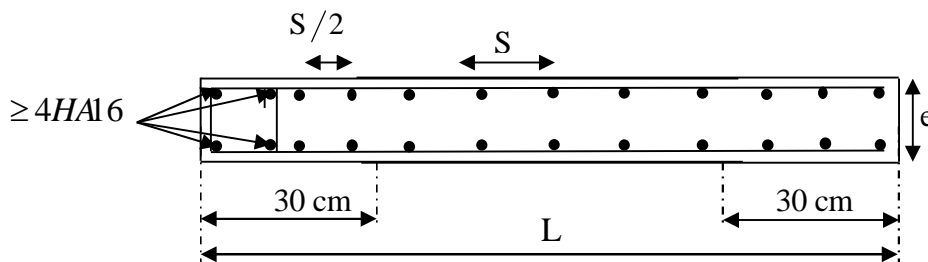


Figure V-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-3-3) Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué ;

$B$  : Section du béton ;

$A$  : Section d'armatures adoptée.

### b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile .

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ) .

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

### VI-3-4) Exemple de calcul :

On choisit le voile le plus sollicité, puis on adopte le même ferraillement des voiles pour toute la structure.

Soit à Ferrailer le voile transversal **VT5-VT7** :

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 1.50 \text{ m}, e_p = 25 \text{ cm}, B = 0.375 \text{ m}, I = 0.07 \text{ m}^4, V = V' = 0.75 \text{ m.}$$

#### Zone I:

#### a) Calcul des contraintes :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 9038.67 \text{ Kn/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -14522.88 \text{ Kn/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

#### b) Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \sigma_{min} \times \frac{(L_t - d_1)}{L_t} = 14522.88 \times \frac{(0.54 - 0.38)}{0.54} = 8497.10 \text{ MPa.}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} e \times d_1 = \frac{14522.88 + 8497.10}{2} \times 0.25 \times 0.38 = 1103.86 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} e \times d_2 = \frac{8497.10}{2} \times 0.25 \times 0.38 = 407.46 \text{ KN.}$$

**c) Détermination des sections d'armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{1103.86}{400} \times 10 = 27.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{f_e} = \frac{407.86}{400} \times 10 = 10.20 \text{ cm}^2$$

• **Détermination des armatures de couture :**

a) Calcule de l'effort tranchant :

$$T = 1.4 V_u = 1.4 \times 137.24 = 192.136 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{192.136}{400} \times 10 = 7.40 \text{ cm}^2$$

b) Détermination des sections d'armatures verticales totales par nappe :

$$A_{1/nappe} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 27.60 + \frac{7.40}{4} = 29.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{2/nappe} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.05 + \frac{5.29}{4} = 6.37 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande càd :

$$A_1 = 2(3HA25) = 29.45 \text{ cm}^2; \text{ avec } S_t = 10$$

$$A_2 = 2(2HA25) = 12.56 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t \leq \min\{1.5 \times e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 17.5 \text{ cm}$$

• **Armatures horizontales :**

$$A_{H/nappe} = \frac{A_v}{4} = \frac{40.22}{4} = 10.05 \text{ cm}^2,$$

$$A_H \geq \max\left\{\frac{A_{vt}}{4}; 0.15\% B\right\} = \max\left\{\frac{40.22}{4}; 6.5\right\} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande càd :

$$2(7HA10) = 11.00 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 20 \text{ cm.}$$

- **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>) par m<sup>2</sup>

**Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

**d) Vérifications des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{vt}} = \frac{212.61 \times 10^3}{0.375 \times 10^6 + 15 \times 49.26 \times 10^2} = 0.0005MPa < 15MPa \dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

**e) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Selon le RPA 2003 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5Mpa.$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{192.136 \times 10^3}{0.25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1.50 \times 10^3} = 0.57 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 L)

L : Longueur

**Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 192.136 \times 10^3}{0.25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1.5 \times 10^3} = 0.80MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

**Tableau (VI-3-1) : Ferrailages des voiles VT1, VT2, VT3 et VT4 :**

		Voiles transversaux				
		VT1, VT2, VT3 et VT4				
		zone I	Zone 2	Zone 3		
caracteristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5		
	he (m)	4.24	2.71	2.71		
	ep (m)	0.25	0.25	0.25		
	B (m2)	0.375	0.375	0.375		
	I (m4)	0.070	0.070	0.070		
	V (m)	0.75	0.75	0.75		
Caracteristiques mécaniques des materiaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400		
	ost (MPa)	400.0	400.0	400.0		
	omax (KN/cm2)	9038.67	8994.36	8577.41		
	omin (KN/cm2)	-14522.88	-14540.01	-10804.95		
	T (KN)	192.14	755.23	511.17		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	212.61	305.55	55.95		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	0.58	0.57	0.66		
	Lt (m)	0.92	0.93	0.84		
	d (m)	0.38	0.38	0.44		
	Lt-d (m)	0.54	0.54	0.39		
	$\sigma_1$ (KN/m2)	-8497.10	-8543.77	-5086.68		
	Nu1 (KN)	1103.86	1102.77	879.08		
	Nu2 (KN)	407.46	408.16	281.38		
	Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	5.04	5.02	5.81
			0,002.Bt [2]	1.92	1.91	2.21
			0.23*B*ft28/fe [3]	1.16	1.15	1.34
max ( [1] ; [2] ; [3] ) [4]			5.04	5.02	5.81	
Av1 (cm2)		Nu1/ost [5]	27.60	27.57	21.98	
		max ( [4] ; [5] )	27.60	27.57	21.98	
Av2 (cm2)		Nu2/ost [6]	10.19	10.20	7.03	
		max ( [4] ; [6] )	10.19	10.20	7.03	
Avj (cm2)		7.40	29.08	19.68		
Bande1		A1 (cm2)	29.45	34.84	26.90	
		Choix des barres/nappe	2x3HA25	2X3HA25	2X3HA25	
		sections adoptées/nappe (cm2)	14.73	19.63	14.73	
Bande2		A2 (cm2)	12.04	17.47	11.95	
		Choix des barres/nappe	2X6HA16	2X6HA16	2X6HA16	
		sections adoptées/nappe (cm2)	6.04	6.04	6.04	
St		Bande 1	10	10	10	
		Bande 2	15	15	15	
armatures horizontales (cm2)		RPA99	5.63	5.63	5.63	
	BAEL91	5.25	7.26	6.14		
	choix/nappe/ml					
armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8		
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: $\tau b(\max) = 5$ PMa	0.80	3.13	2.12	
		BAEL91: $\tau (\max) = 3.26$ MPa	0.57	2.24	1.51	
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15$ MPa	0.52	0.73	0.14	

Tableau (VI-3-1) : Ferrailages des voiles  
VL1, VL2, VL3 et VL4 :

		Voiles transversaux				
		VL1, VL2, VL3, VL4				
caracteristiques géométriques	L (m)	1.3	1.3	1.3		
	he (m)	4.24	2.71	2.71		
	ep (m)	0.25	0.25	0.25		
	B (m2)	0.325	0.325	0.325		
	I (m4)	0.046	0.046	0.046		
	V (m)	0.65	0.65	0.65		
Caracteristiques mécaniques des materiaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400		
	σst (MPa)	400.0	400.0	400.0		
	σmax (KN/cm2)	10934.00	1176.75	10889.08		
	σmin (KN/cm2)	-13889.20	-14468.64	-12227.16		
	T (KN)	-541.62	-322.14	-61.08		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	205.91	197.15	119.89		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	0.57	0.10	0.61		
	Lt (m)	0.73	1.20	0.69		
	d (m)	0.38	0.07	0.41		
	Lt-d (m)	0.35	1.14	0.28		
	σ1 (KN/m2)	-6599.87	-13684.14	-4967.77		
	Nu1 (KN)	977.70	229.39	877.48		
	Nu2 (KN)	314.93	111.50	253.51		
	Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	5.01	0.86	5.36
			0,002.Bt [2]	1.91	0.33	2.04
			0.23*B*ft28/fe [3]	1.15	0.20	1.23
max ( [1] ; [2] ; [3] ) [4]			5.01	0.86	5.36	
Av1 (cm2)		Nu1/σst [5]	24.44	5.73	21.94	
		max ( [4] ; [5] )	24.44	5.73	21.94	
Av2 (cm2)		Nu2/σst [6]	7.87	2.79	6.34	
		max ( [4] ; [6] )	7.87	2.79	6.34	
Avj (cm2)		-20.85	-12.40	-2.35		
Bande1		A1 (cm2)	19.23	2.63	21.35	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2x4HA20	2X4HA10	2X4HA20	
			12.57	3.14	12.57	
Bande2		A2 (cm2)	2.66	-0.31	5.75	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm2)	2X4HA12	2X4HA10	2X4HA12	
			4.52	3.14	4.52	
St		Bande 1	15	15	15	
		Bande 2	17.5	17.5	17.5	
armatures horizontales (cm2)		RPA99	4.88	4.88	4.88	
		BAEL91	4.81	5.69	4.81	
		choix/nappe/ml				
armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8		
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	-2.59	-1.54	-0.29	
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	-1.85	-1.10	-0.21	

	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15 \text{ MPa}$	0.58	0.55	0.34
--	-----	--------------------------------------	------	------	------

**Conclusion :**

On opte un ferrailage de :

**2X3HA25** pour les voiles VT1, VT2, VT3 et VT4 dans les différents bords 1 et zones de la structure (I, II et III) avec un espacement de 6 cm.

**2X6HA16** pour les voiles VT1, VT2, VT3 et VT4 dans les différents bords 2 et zones de la structure (I, II et III) avec un espacement de 15 cm.

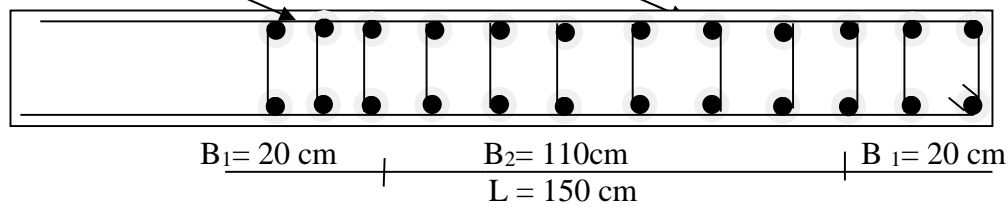
**2X3HA25** pour les voiles VL1, VL2, VL3 et VL4 dans les différents bords 1 et zones de la structure (I, II et III) avec un espacement de 10 cm.

**2X4HA16** pour les voiles VL1, VL2, VL3 et VL4 dans les différents bords 2 et zones de la structure (I, II et III) avec un espacement de 10 cm.

Ferrailage de VT1, VT2, VT3 et VT4 :

**3HA25** avec  $e = 6 \text{ cm}$

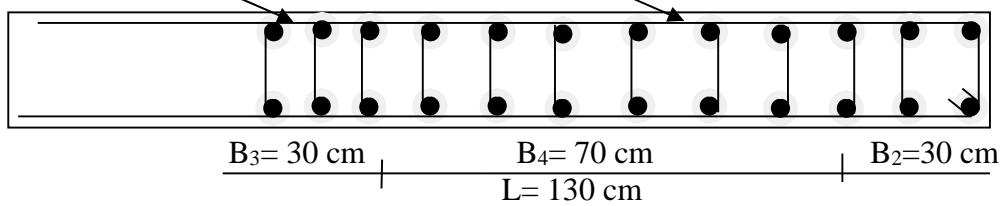
**2X6HA16** avec  $e = 15 \text{ cm}$

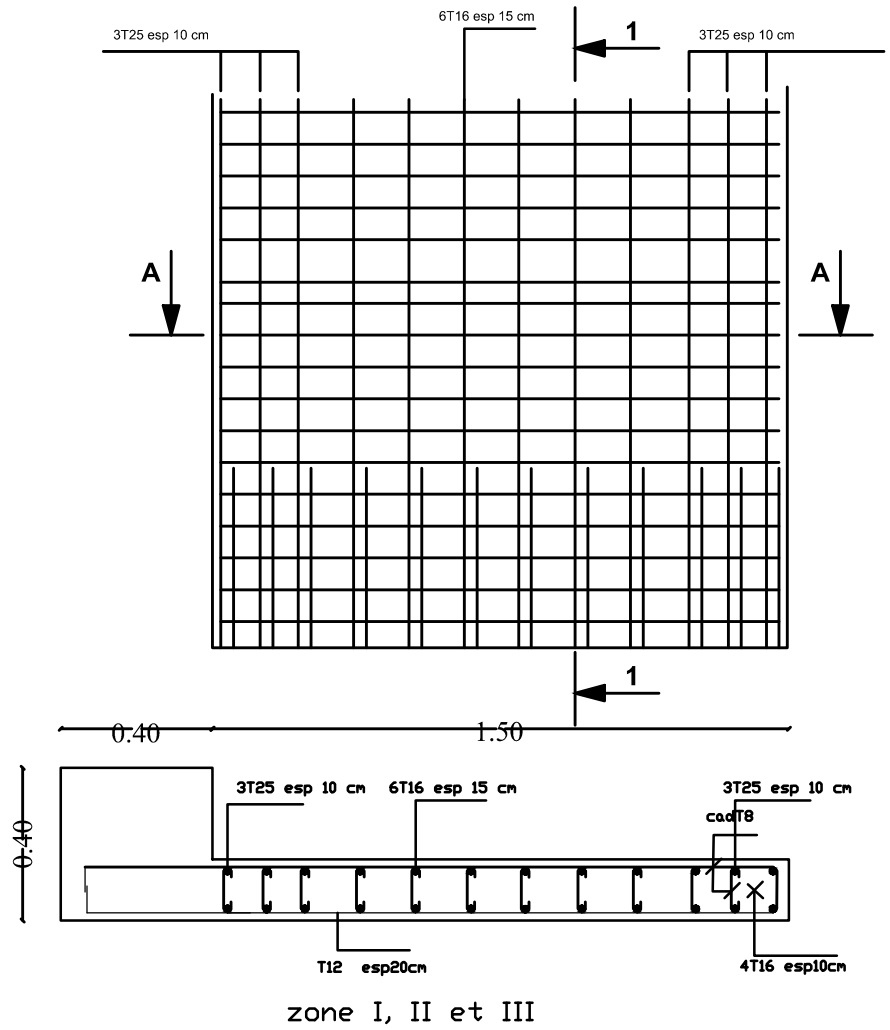
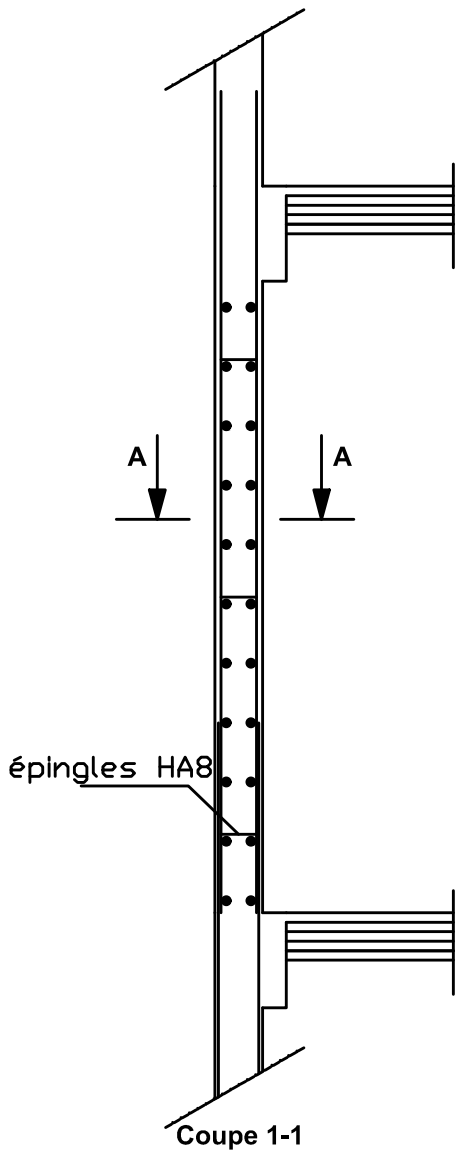


Ferrailage de VL1, VL2, VL3 et VL4 :

**2X3HA25** avec  $e = 10 \text{ cm}$

**2X5HA16** avec  $e = 10 \text{ cm}$





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
 Mr Zemmouche  
 Mr Laouari

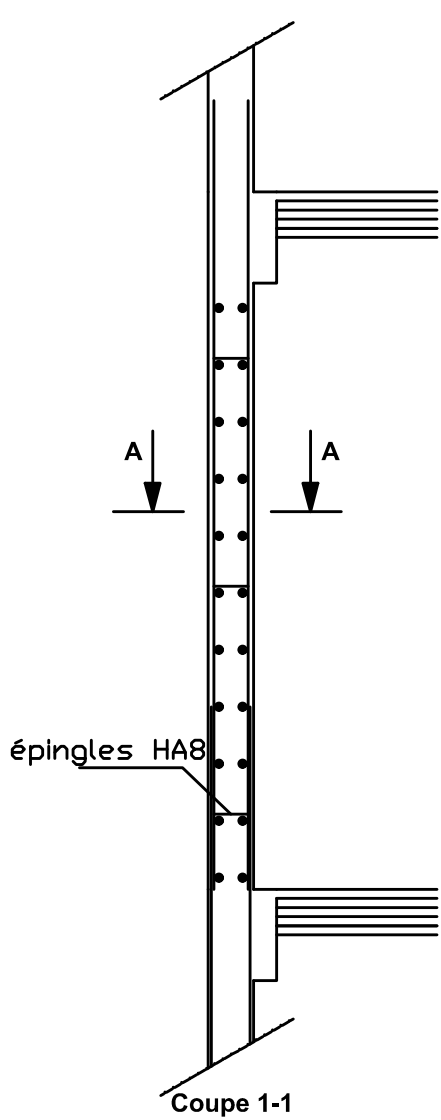
TITRE:  
 COF et fer des volles y-y

DIRIGE PAR :  
 Mme Haddad

PROMOTION 2016-2017

PLAN N°11

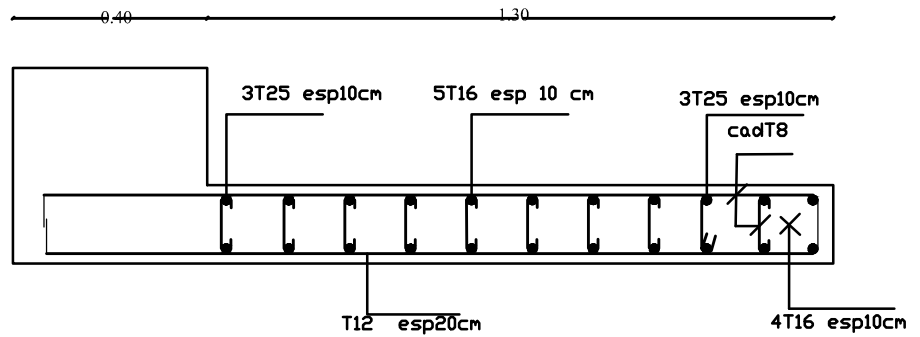
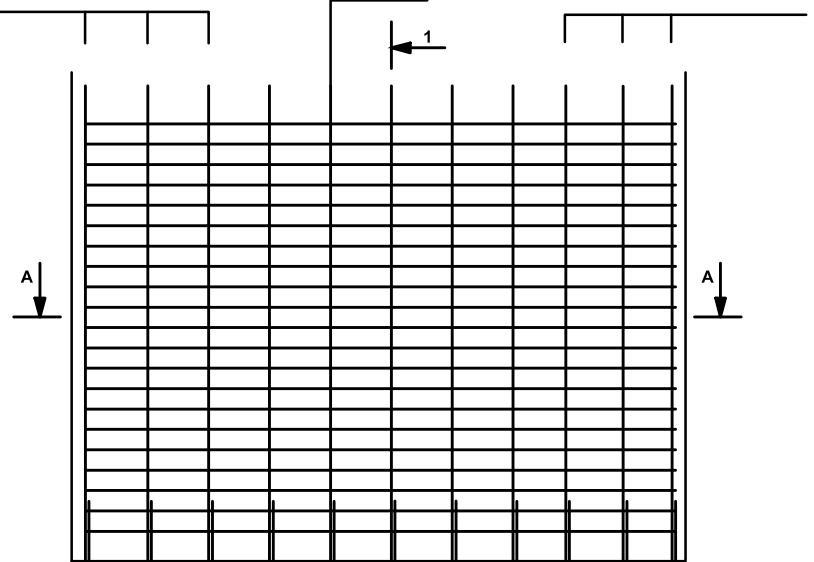
ECHELLE 1/50



3T25 esp10cm

5T16 esp 10 cm

3T25 esp10cm



zone I, II et III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr Zemmouche  
Mr Laouari

TITRE:  
COFet fer des voile x-x

DIRIGE PAR :  
Mme Haddad

PROMOTION 2016-2017

PLAN N°10

ECHELLE 1/50

# CHAPITRE VII :

*Etude de l'infrastructure*

## VII. Etude de l'infrastructure

### VII-I) Fondation :

#### VII-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

#### ❖ 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  $\sigma_{sol} = 3$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

#### ❖ Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

**VII-2) Dimensionnement :****b) semelles filantes :****➤ Semelles filantes sous voiles**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

Avec :  $N_s = G + Q$

La largeur  $B$  de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :  $B$  : Largeur de la semelle ;

$L$  : Longueur de la semelle sous voile ;

$G$  : Charge permanent a la base du voile considéré ;

$Q$  : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

**• Sens longitudinal :**

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VL1	943.56	1.50	2.09	3.14
VL2	982.24	1.50	2.18	3.27
VL3	1546.77	1.50	3.44	5.16
VL4	1395.52	1.50	3.10	4.65

**• Sens transversal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m <sup>2</sup> )
VT1	1001.38	1.30	2.57	3.34
VT2,	984.61	1.30	2.52	3.28
VT3	1546.77	1.30	3.97	5.16
VT4	1395.52	1.30	3.58	4.65

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 16.22 + 16.43 \Rightarrow S_v = 32.65 \text{ m}^2$$

**➤ Semelles filantes sous poteaux :****❖ Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si :  $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

Si :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e <sub>i</sub>	N × e <sub>i</sub>
I1	747.35	0.478	-5.75	-4297.2625
I2	629.03	0.458	-1.85	-1163.7055
I3	538.30	0.395	1.75	942.025
I4	930.91	0.028	5.75	5352.7325
total	2845.59	1.359		833.78

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{833.78 + 1.359}{2845.59} = 0.29m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a :  $e = 0.29 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{11.8}{6} = 1.96 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2845.59}{11.8} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.29}{11.8}\right) = 205.59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2845.59}{11.8} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.29}{11.8}\right) = 276.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2845.59}{11.8} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.29}{11.8}\right) = 258.93 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{258.93}{300} = 0.86m$$

Donc on opte pour **B = 1.2 m**.

On aura : **S = 1.2×11.8 = 14.16 m<sup>2</sup>**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (14.16 \times 5) = 70.80 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 70.80 + 32.65 = 103.45 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = (11.80 \times 13.74) = 162.13 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{103.45}{162.13} = 0.64 \quad \text{Donc : } S_t > 50 \% S_{bat}$$

### **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 général.

### **VII-3) Etude du radier général**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

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.

#### **VII-3-1) 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 déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$  MPa

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs.

$$\text{D'où } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0.64m, \text{ On prend } h = 80\text{cm.}$$

#### ❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

##### ➤ Sous poteaux :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm} \quad \text{Soit } h_d = 30\text{cm}$$

##### ➤ Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80 \quad \text{Soit } h = 60\text{cm}$$

#### ❖ Nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm} \quad \text{Soit } h_n = 80\text{cm.} \quad \text{et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

#### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

\* $h_n = 80$  cm (hauteur de la nervure)

$h_d = 30$  cm (hauteur de la dalle)

$b_n = 40$  cm (largeur de la nervure)

**VII-3-2) Calcul de la surface nécessaire au radier :**

Charge permanente  $G = 14097.23 \text{ KN}$

Charge d'exploitation  $Q = 2720.27 \text{ KN}$

**a) Combinaison d'actions :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 23111.66 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 16817.5 \text{ KN}$$

**b) Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A l'ELU } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{23111.66}{1,33 \times 300} = 57.92 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{16817.5}{300} = 56.05 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 57.92 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 162.13 \text{ m}^2 > S_{rad} = 57.92 \text{ m}^2$$

**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 :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 50 \text{ cm}$ .

$$S_{deb} = (11.80 + 13.74) \times 2 \times 0,5 = 25.54 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 162.13 + 25.54 = 187.67 \text{ m}^2$

**VII-3-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :****a) Charges permanentes:**

Poids de bâtiment :  $G = 14097.23 \text{ KN}$

- **Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{dx} \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 187.67 \times 0,3 \times 25 = 1407.52 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures:**

$$\begin{aligned} (P_{\text{nerv}} &= b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b \\ &= 0,40 \times (0,80 - 0,3) \times (13,74 \times 4 + 11,80 \times 5) \times 25 = 570 \text{ KN} \end{aligned}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{ner}} = \frac{570}{25 \times 0,4} = 57 \text{ m}^2$$

$$= [187,67 - 57] \times (0,80 - 0,30) \times 17 = 1110,69 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot \epsilon_p \cdot \rho_b$$

$$= (187,67 - 57) \times 0,1 \times 25 = 326,67 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 3414,81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 3414,81 + 14097,23 = 17494,04 \text{ KN}$$

**b) Surcharges d'exploitations:**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 2720,27 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 187,67 = 938,35 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 3658,62 \text{ KN}$$

**VII-3-4) Combinaison d'actions:**
**Etat Limite Ultime :**

$$N_{\text{total}} = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q_{\text{tot}} = 29104,88 \text{ KN.}$$

**Etat Limite de Service :**

$$N_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 21152,66 \text{ KN.}$$

**VII-4) Vérifications :**
**VII-4-1) Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z$$

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 ( $h = 1 \text{ m}$ ),

$P = 37249,36 \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z = 1,5 \times 297,28 \times 10 \times 1 = 4459,2$  Pas de risque de soulèvement de la structure.

**VII-4-2) Vérification de la stabilité du radier :**
**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6.934\text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4.639\text{m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 1882.64\text{m}^4 ;$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = 2556.28\text{m}^4$$

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.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

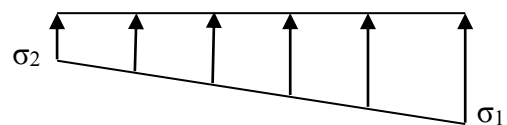
$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_x = 3942,63 + 1731,17 \times 0,60 = 4981,332 \text{ KN.m}$$



**Fig. VI-2): Diagramme des contraintes**

- **A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{29104.88}{187.67} + \frac{4981,332}{1882,64} \times 6,934 = 173.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{29104.88}{187.67} - \frac{4981,332}{1882,64} \times 6,934 = 136.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 173.42 + 136.73}{4} = 164.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 164.24 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 399 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée

- **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{21152.66}{187.67} \pm \frac{4981,332}{1882,64} \times 6,934$$

$$\sigma_1 = 131.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 94.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 121.88 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal:**

$$M_Y = 3941, 37 + 17361, 55 \times 0, 60 = 14358, 30 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{29104.88}{187.67} \pm \frac{14358,30}{2256,28} \times 4,639$$

$$\sigma_1 = 184.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 125.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 169.84 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 399 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{21152.66}{187.67} \pm \frac{14358,30}{2256,28} \times 4,639$$

$$\sigma_1 = 142.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 83.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 127.47 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

*Les contraintes sont vérifiées.*

## VII-5) Ferrailage du radier:

### VII-5-1) Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

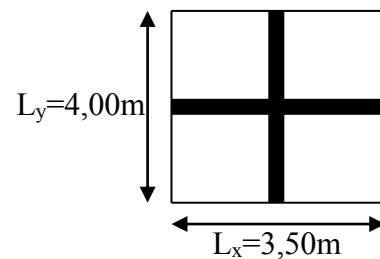
$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**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.

**a) Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3.50 - 0.40)}{(4.00 - 0.40)} = \frac{3,10}{3,60} = 0.86$$



**Fig. VII-4) Entre axes du panneau le plus sollicité**

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  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 :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^1, \sigma_u^2) = \max(164.24, 169.84) = 169.84 \text{ KN/m}^2$$

- **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = \max(121.88, 127.47) = 127.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (169.84 - \frac{3414.18}{187.67}) \times 1 \text{ ml} = 151.64 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (127.47 - \frac{3414.18}{187.67}) \times 1 \text{ ml} = 109.27 \text{ KN/ml.}$$

**b) Calcul à l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

*Moment isostatique :*

$$M_{0-x} = \mu_x \times qu \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$M_{0x} = 0.0498 \times 151.64 \times 3,5^2 = 92.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.685 \times 92.50 = 63.36 \text{ KNm}$$

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:**

$$M_{ax} = (-0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 92.50 \Rightarrow M_{ax} = -46.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5) \times 63.36 \Rightarrow M_{ay} = -31.68 \text{ KNm}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 92.50 \Rightarrow M_{tx} = 78.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 63.36 \Rightarrow M_{ty} = 53.85 \text{ KN.m}$$

### VII-5-2) Calcul des armatures

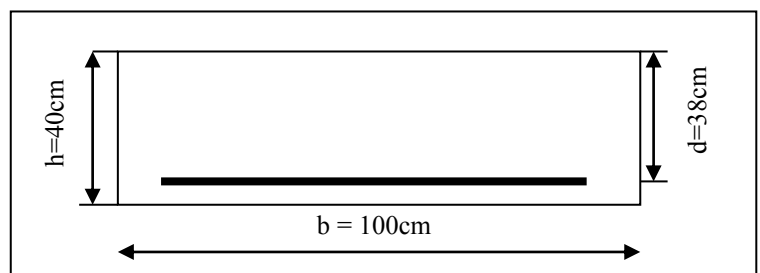


Fig. VII-5) Dimension de la section de calcul.

#### VII-5-2-1) Ferrailage suivant x-x :

➤ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.25 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0.022 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{46.25 \times 10^3}{0.993 \times 38 \times 348} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20cm.

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78.62 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0.038 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{78.62 \times 10^3}{0.990 \times 38 \times 348} = 6.00 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6 \text{ HA14} = 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20 cm.

#### VII-5-2-2) Ferrailage suivant y-y :

➤ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.68 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0.015 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31.68 \times 10^3}{0.999 \times 38 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20cm

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53.85 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0.026 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53.85 \times 10^3}{0.991 \times 38 \times 348} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Soit :  $6 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20 cm.

#### Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

❖ **Tableau VII-4) ferrailage des portées :**

	<i>Sens de la grande portée</i>	<i>Sens de la petite portée</i>
<i>Armatures aux appuis intermédiaires</i>	6 HA12/ml	6 HA12/ml
<i>Armatures en travée</i>	6HA14/ml	6 HA12/ml

**VII-5-3) Vérification à l'état limite ultime :****VII-5-3-1) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**Armature parallèles à  $L_x$ 

$$W_x = \frac{A_{tx}}{bd} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

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 *fe E400*.

$$W_x = \frac{9.23}{100 \times 38} = 0.0024 \geq 0.0008 \frac{3-0.76}{2} = 0.0009 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Armature parallèles à  $L_y$ 

$$W_x = \frac{A_{ty}}{bd} \geq W_0$$

$$W_x = \frac{6.78}{100 \times 38} = 0.0018 \geq 0.0008 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**VII-5-3-2) 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:*

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

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

**VII-5-3-3) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{48546,68 \times 1}{187,69} \times \frac{4,00}{2} = 517,30 \text{ KN}$$

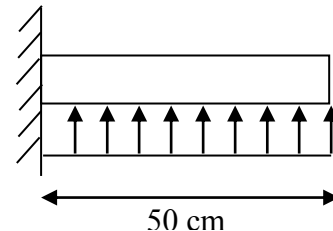
$$\tau_u = \frac{517,30 \times 1000}{1000 \times 360} = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

#### VII-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.



##### VII-5-4-1) Sollicitations de calculs :

➤ A l'ELU:

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{151,64 \times 0,50^2}{2} = 18,95 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{109,27 \times 0,50^2}{2} = 13,65 \text{ KN.m}$$

Fig.( VI-6) Schéma statique du débord

##### VII-5-4-2) Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 38 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,95 \times 10^3}{100 \times 48^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,006 \rightarrow \beta_u = 0,998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.95 \times 10^3}{0.998 \times 38 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit  $A_r = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec  $S_t = 20\text{cm}$ .

**VII-5-4-3) Vérification à l'ELU :**

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 48 \times 2,1}{400} = 5.79 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.59 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**VII-5-4-4) Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.95}{13.65} = 1,38$$

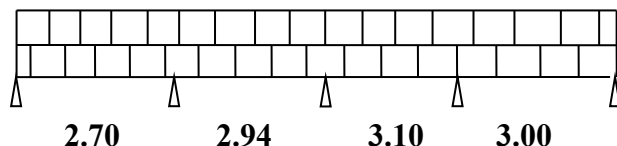
$$\mu = 0,08 \rightarrow \alpha = 0,010$$

$$\alpha = 0,010 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 \text{ .....condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**VII-5-5) Ferrailage des nervures**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, son schéma statique et le suivant



**Fig. VII-7): Schéma statique de calcul sens longitudinal.**

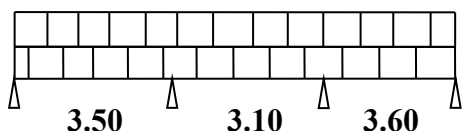


Fig. VII-8): Schéma statique de calcul sens transversal.

**Remarque :**

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

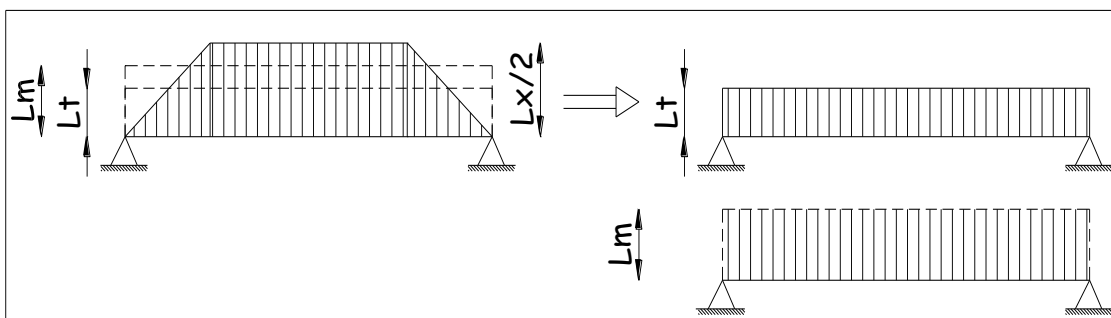
**a) Cas de chargement trapézoïdal**

Fig. VII-9) 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 :**

$$L_x = L_y \quad \Rightarrow \quad \rho = 1$$

**Effort tranchant :**

$$(1) \Rightarrow L_t = 0.25 L_x$$

**Moment fléchissant :**

$$(2) \Rightarrow L_m = 0.333 L_x$$

$$P_{mh} = q_u \times L_{mh} \qquad P_{th} = q_u \times L_{th}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$
$$Q_S = q_s l_m$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

**Sens longitudinal :** Nervure (file3)

**Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)**

travée	panneau	Lx	Ly	P	Charge	Lm	lt	Qu	qs	MOMENT FLECHISSANT			EFFORT TRANCHANT				
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
AB	1	3.1	4.0	0.77	trapézoïdale	1.24	0.95	151.64	109.27	188.03	360.89	135.49	260.05	144.05	274.46	103.80	197.77
	2	3.1	3.5	0.88	trapézoïdale	1.14	0.86	151.64	109.27	172.86		124.56		130.41		93.97	
BC	1	3.35	4.0	0.83	trapézoïdale	1.29	0.97	151.64	109.27	195.61	391.22	140.95	281.19	147.09	294.18	105.99	211.98
	2	3.35	3.5	0.83	trapézoïdale	1.29	0.97	151.64	109.27	195.61		140.95		147.09		105.99	
CD	1	3.5	4.0	0.87	trapézoïdale	1.30	0.98	151.64	109.27	197.13	373.03	142.05	268.8	148.60	280.52	107.08	202.14
	2	3.5	3.5	1.00	trapézoïdale	1.16	0.87	151.64	109.27	175.90		126.75		131.92		95.06	
DE	1	3.4	4.0	0.85	trapézoïdale	1.29	0.97	151.64	109.27	195.61	371.51	140.95	267.7	147.09	279.01	105.99	201.05
	2	3.4	3.5	0.97	trapézoïdale	1.16	0.87	151.64	109.27	175.90		126.75		131.92		95.06	

**Sens transversal:** Nervure (file2)

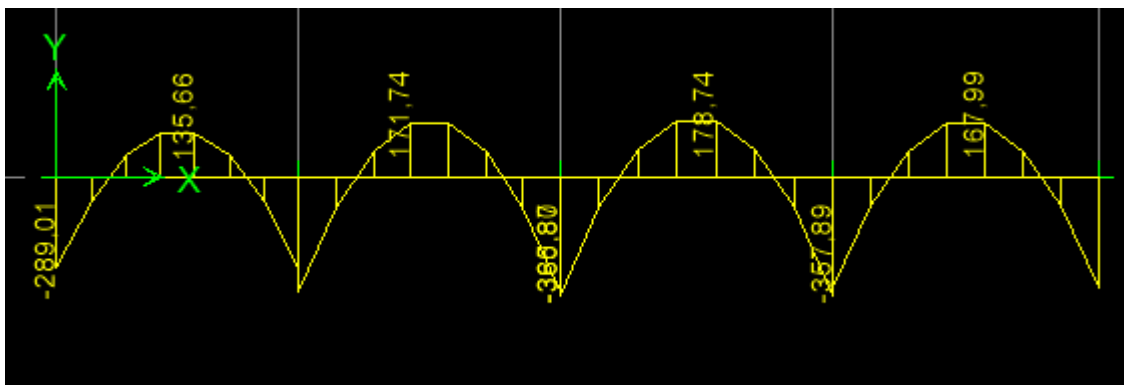
travée	panneau	Lx	Ly	P	Charge	lm	lt	Qu	qs	MOMENT FLECHISSANT			EFFORT TRANCHANT				
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
AB	1	3.1	4.0	0.77	trapézoïdale	1.24	0.95	151.64	109.27	188.03	383.64	135.49	276.44	144.05	291.14	103.80	209.79
	2	3.35	4.0	0.83	trapézoïdale	1.29	0.97	151.64	109.27	195.61		140.95		147.09		105.99	
BC	1	3.1	3.5	0.88	trapézoïdale	1.14	0.86	151.64	109.27	172.86	350.27	124.56	252.4	130.41	261.43	93.97	189.03
	2	3.35	3.5	0.95	trapézoïdale	1.17	0.87	151.64	109.27	177.41		127.84		131.92		95.06	
CD	1	3.1	3.9	0.79	trapézoïdale	1.22	0.93	151.64	109.27	185.00	377.58	133.30	272.07	141.02	286.59	101.62	206.51
	2	3.35	3.9	0.85	trapézoïdale	1.27	0.96	151.64	109.27	192.58		138.77		145.57		104.89	

**Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).**

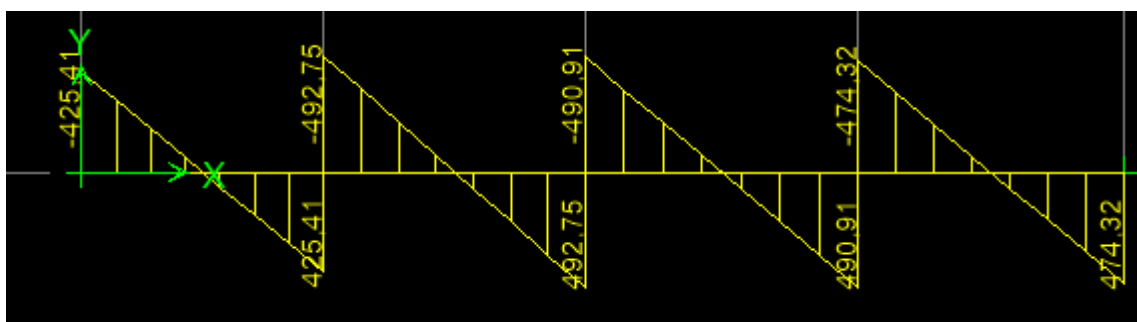
**VII-5-5-1) Détermination des moments fléchissant et l'effort tranchant :**

Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant, on utilise le logiciel (ETABS)

➤ *Sens longitudinal*



Fig(VII-11) Diagramme des moments fléchissant (ELU)



Fig(VII-12) Diagramme des efforts tranchants (ELU)

❖ **Détermination des sections d'armatures des nervures :**

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travée ou aux appuis

$$M_{a \max} = 366.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 178.74 \text{ KN.m}$$

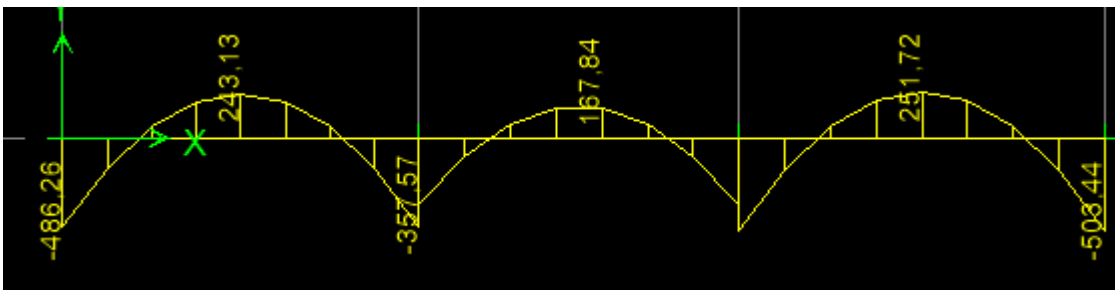
$$b = 40 \text{ cm}; d = 78 \text{ cm}$$

Tableau VII-5) les résultats de calcul :

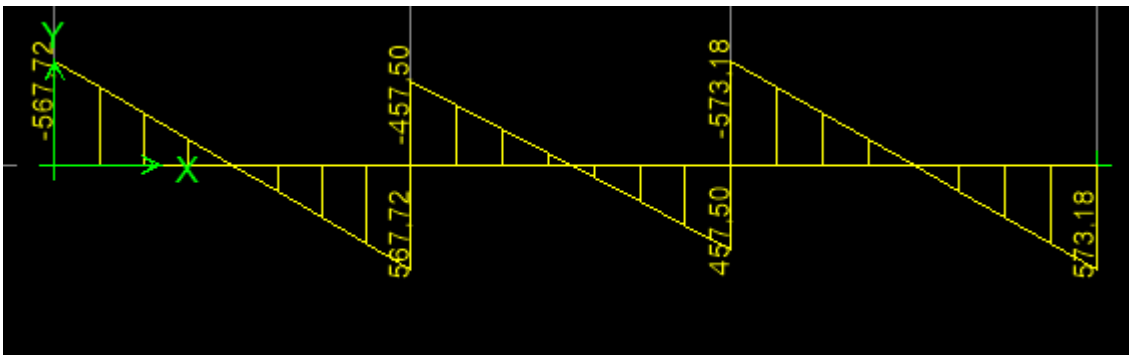
Zone	$M_u$ KN.m	$\mu$	$\mu_r$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	366.28	0.105	0.392	S.S.A	0.944	13.82	3HA20+3HA14	14.04
Travée	178.75	0.0538	0.392	S.S.A	0.982	6.70	3HA20	9.42

➤ Sens transversal :

Fig(VII-13) Le chargement à ELU



Fig(VII-14) Diagramme des moments fléchissant (ELU)



Fig(VII-15) Diagramme des efforts tranchants (ELU)

❖ Détermination des sections d'armatures des nervures :

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travée ou aux appuis

$$M_{a \max} = 508.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 251.72 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm ; } d = 78 \text{ cm}$$

Tableau VII-6) les résultats de calcul :

Zone	M <sub>u</sub> KN.m	μ	μ <sub>r</sub>	obs	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appui	508.44	0.147	0.392	S.S.A	0.919	20.28	4HA20+4HA16	20.60
Travée	251.72	0.072	0.392	S.S.A	0.963	9.62	4AH20	12.56

## ❖ Armatures transversales :

## • Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

## ➤ Espacement des armatures :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20 ; 24\} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm.}$$

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

## ➤ Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003S_t b = 2.60 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

## VII-6) Vérification à l'ELU :

## a) Condition de non fragilité (BAEL.91.arct :A.4.2)

$$A_{min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 3.76 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

## b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.arct :A.5.1, 211):

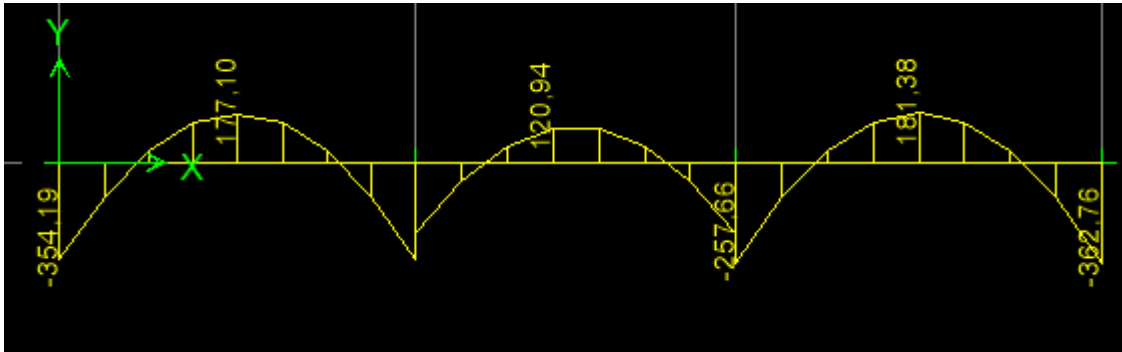
$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 573.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{573.18 \times 10^3}{400 \times 780} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII-7) Vérification à L'ELS



Fig(VII-14) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

**Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

➤ **Appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 20,60}{40 \times 78} = 0,660. \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,881 \\ K_1 = 27,02 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,037 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{362,76 \times 10^3}{20,60 \times 0,881 \times 78} = 256,26[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,037 \times 256,26 = 9,48 < 15MPa.$$

$\sigma_{bc} = 9,48 < 15MPa \Rightarrow \dots\dots\dots$  (Condition est vérifiée).

➤ **En travée :**

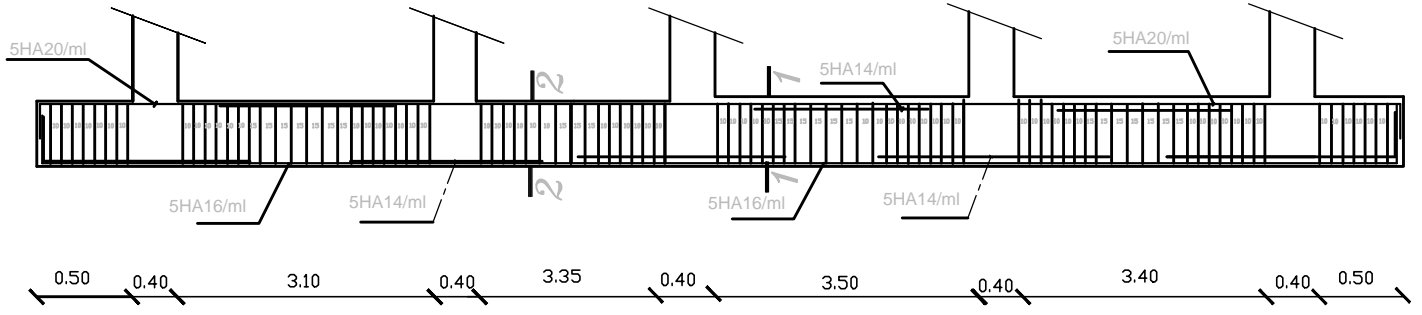
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 12,56}{40 \times 78} = 0,402 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,902 \\ K_1 = 36,02 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,0277 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{181,38 \times 10^3}{12,56 \times 0,902 \times 78} = 205,25[MPa].$$

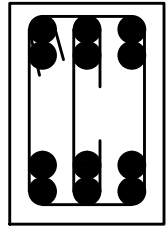
$$\sigma_{bc} = 0,027 \times 250,25 = 5,68MPa$$

$\sigma_{bc} = 5,68 < 15MPa \Rightarrow \dots\dots\dots$  (Condition vérifiée).

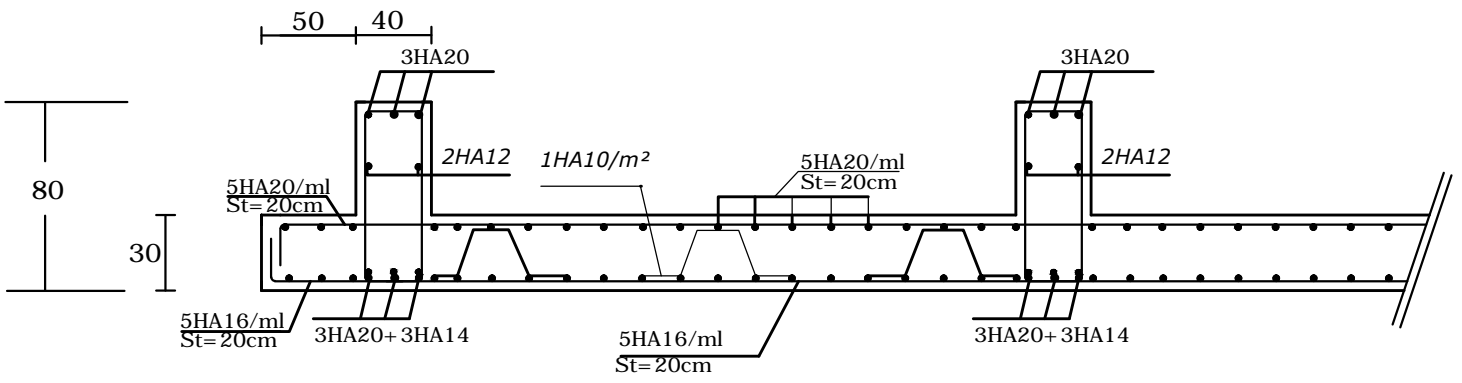
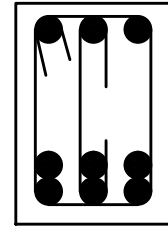
**FERRAILLAGE NERVURE DIM (40 X 80) sens longitudinale XX**



**COUPPE 1-1**



**COUPPE 2-2**

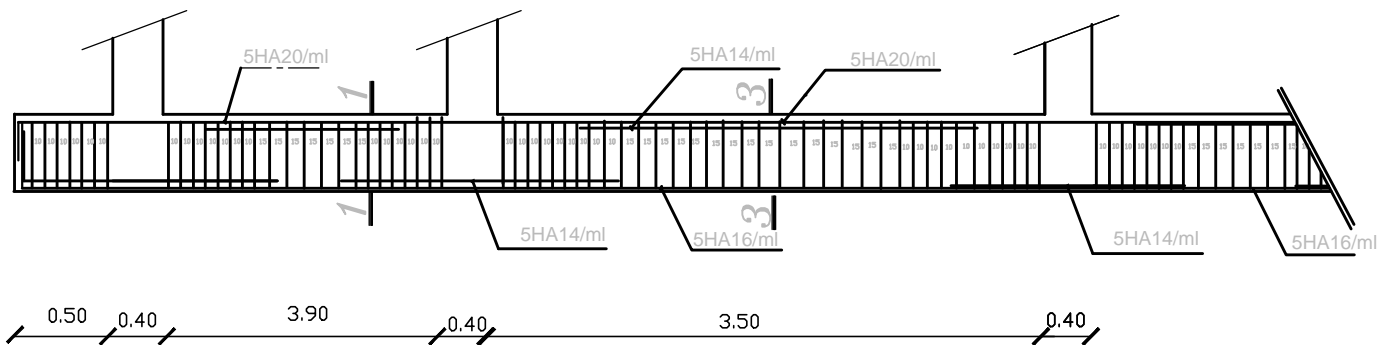


**Ferrailage du radier général Sens x-x**

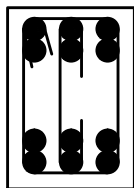
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr Zennouche Mr Laouari	TITRE:  FERRAILLAGE DE RADIER	
DIRIGE PAR : Mme Haddad	PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°
		ECHELLE

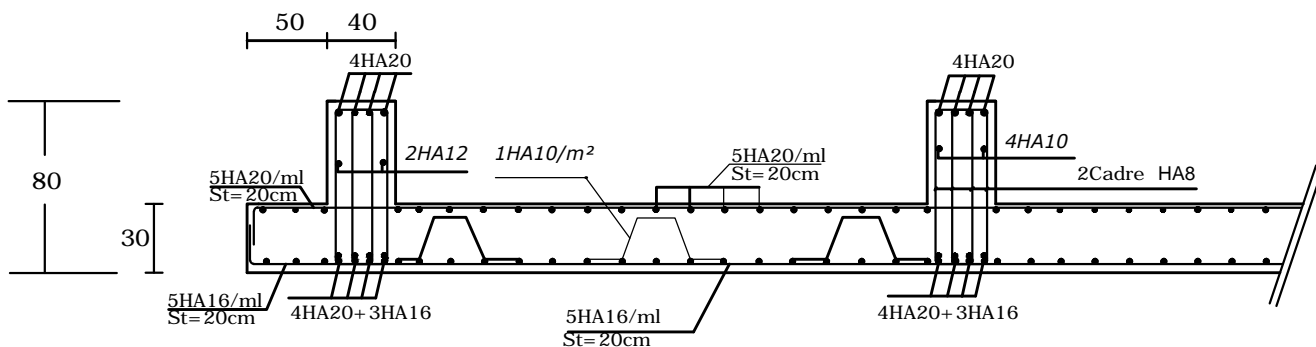
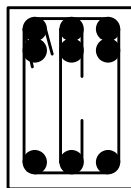
# FERRAILLAGE NERVURE DIM (40 X 80) sens transversale YY



COUPE 1-1



COUPE 3-3



Ferrailage du radier général (40x80) 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 : Mr Zennouche Mr Laouari	TITRE:  FERRAILLAGE DE RADIER	
DIRIGE PAR : Mme Haddad	PROMOTION 2016-2017	ECHELLE
	PLANCHE N°	

# CHAPITRE VIII :

*Mur plaque*

**VIII -1) Introduction :**

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

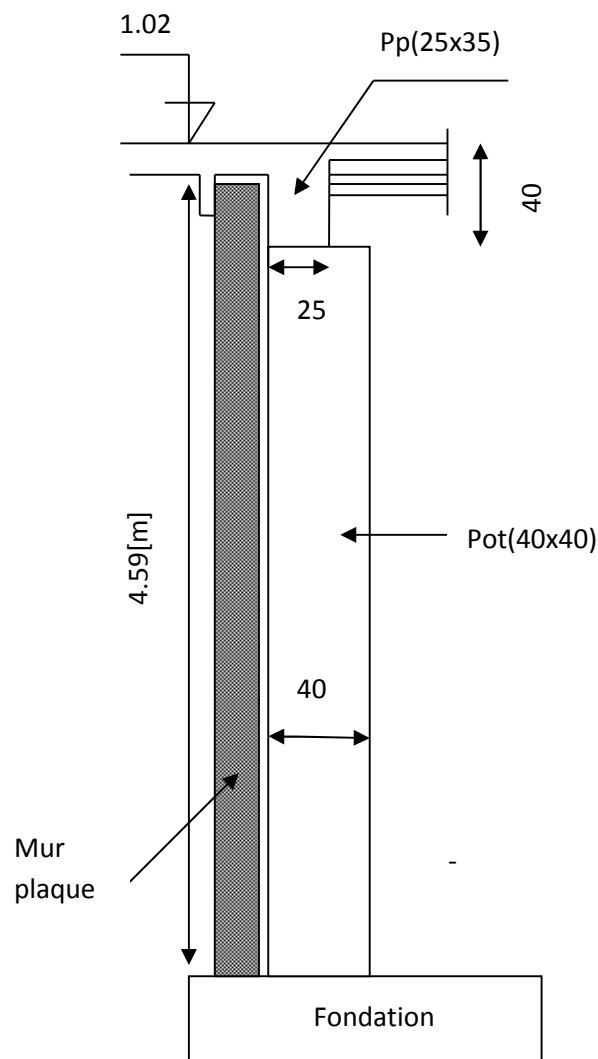
Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

**Pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de **20cm**.



**Figure VIII.1 : Coupe verticale du mur plaque**

**VIII-2) Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m .

**VIII-2-1) Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$  et  $\sigma_v$  tel que :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

**Avec :**

**$K_0$**  : Coefficient des poussées de terre au repos  $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

**$\sigma_h$**  : Contraintes horizontales.

**$\sigma_v$**  : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

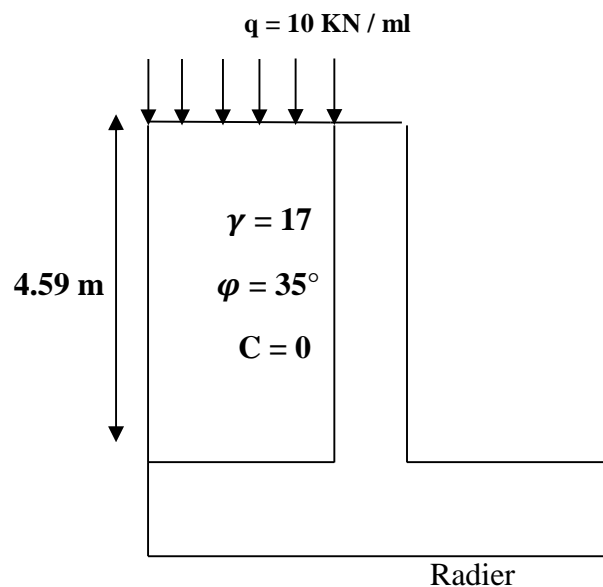


Fig VIII-1 : Schéma statique du mur plaque

**VIII-2-2) Données de calcul :**

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .

Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$ .

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ .

Cohésion :  $C = 0$ .

**VIII-2-3) Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 3.40\text{m}$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,52 = 7,8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,59 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 17 \times 4,59 + 1,5 \times 10) = 62,58 \text{ KN/m}^2$$

▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 10 = 5,2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,59 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 (10 + 17 \times 4,59) = 45,77 \text{ KN/m}^2$$

**VIII-2-4) Diagramme des contraintes :**

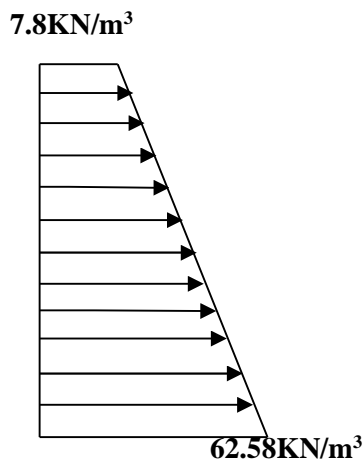


Fig VIII-2 : Diagramme des contraintes

A l'ELU

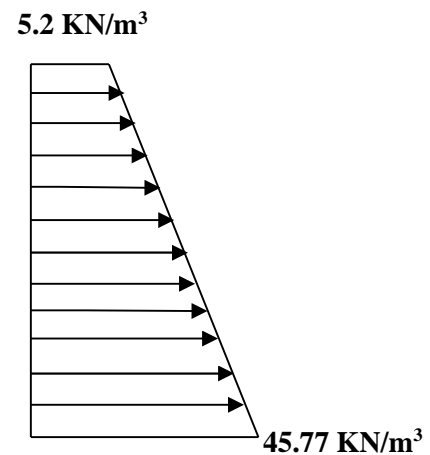


Fig VIII-3 : Diagramme des

des contraintes à l'ELS.

**VIII-2-5) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :**

$$ELU : q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 62,58 + 7,8}{4} = 48,88 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 45,77 + 5,2}{4} = 35,63 \text{ KN/ml}$$

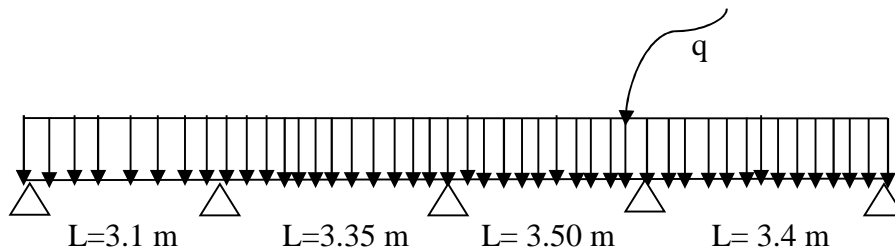
**VIII-3) Ferraillage de mur plaque :****VIII-3-1) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continue encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Sens x-x :

$$q_u = 38.24 \text{ kN/ml}, \quad q_s = 27.74 \text{ kN/ml}$$

Schéma statique :

**VIII-3-2) Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés à des coefficients suivants :

- Moment en travée :  $0.75M_x$  et  $0.75M_y$
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
  - 0.3 : Appuis de rive
  - 0.5 : Autre appuis

**VIII-3-3) Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.50 \text{ m}$$

$$l_y = 4.59 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.50}{4.59} = 0,76; \quad 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**VII-3-4- Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0,76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.061 \\ \mu_y = 0.525 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.061 \times 38.24 \times 3.5^2 = 28.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.525 \times 28.57 = 14.99 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 28,57 = 14,28 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 28,57 = 24,28 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 14,28 = 7,14 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 14,28 = 10,71 \text{ KN.m}$$

**VIII-3-5) Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0674 \\ \mu_y = 0,657 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0674 \times 27,74 \times 3,5^2 = 22,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,657 \times 22,90 = 15,05 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 22,90 = 11,45 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 22,90 = 17,17 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 15,05 = 7,52 \text{ KN.m}$$

- En travées :

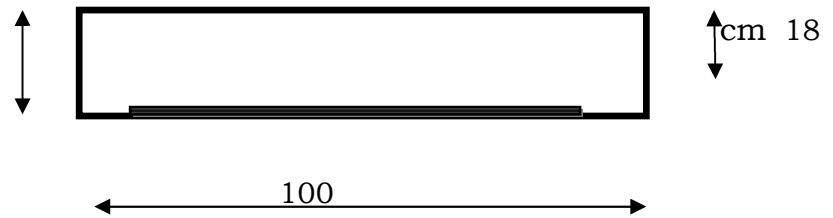
$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 15,05 = 11,29 \text{ KN.m}$$

**1. Détermination des armatures à l'ELU:**

$H = 20 \text{ cm}$

$d = 18$

$b = 100 \text{ cm}$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s t}$$

$A_{min} = 0,10\%.B = 2 \text{ cm}^2$  **(RPA 2003/ART 10.1.2)**

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

**VIII-3-6) Calcul des sections d'armature :**

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_U$	$\mu_l$	Section	$\beta$	A ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ (cm)
XX	Appuis	14.28	0.031	0.392	SSA	0.984	2.31	2	5HA12=5.65	20
	Travée	24.28	0.052	0.392	SSA	0.973	3.98	2	5HA12= 5.65	20
YY	Appuis	7.14	0.015	0.392	SSA	0.992	1.14	2	5HA10= 3.92	20
	travée	10.71	0.024	0.392	SSA	0.988	1.73	2	5HA10= 3.92	20

**Tableau VIII-1 : ferrailage du mur plaque**

**VIII-4) Recommandation du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles /  $\text{m}^2$  de **HA8**.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$  ;  $h$  : épaisseur du voile = 20 cm).

**VIII-5) Vérification à l'ELS :****VIII-5-1) Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}}) \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	5.65	11.45	0.313	0.912	41.82	123.41	201.63	2.95	15	Cv
	Travée	5.65	17.17	0.313	0.912	41.82	185.12	201.63	2.82	15	Cv
Y-Y	Appuis	3.92	7.52	0.217	0.926	52.57	115.09	201.63	2.18	15	Cv
	Travée	3.92	11.29	0.217	0.926	52.57	172.79	201.63	3.28	15	Cv

**Tableau VIII.2: vérification des contraintes a ELS.**

**Résultats:**

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

**Sens x-x :**

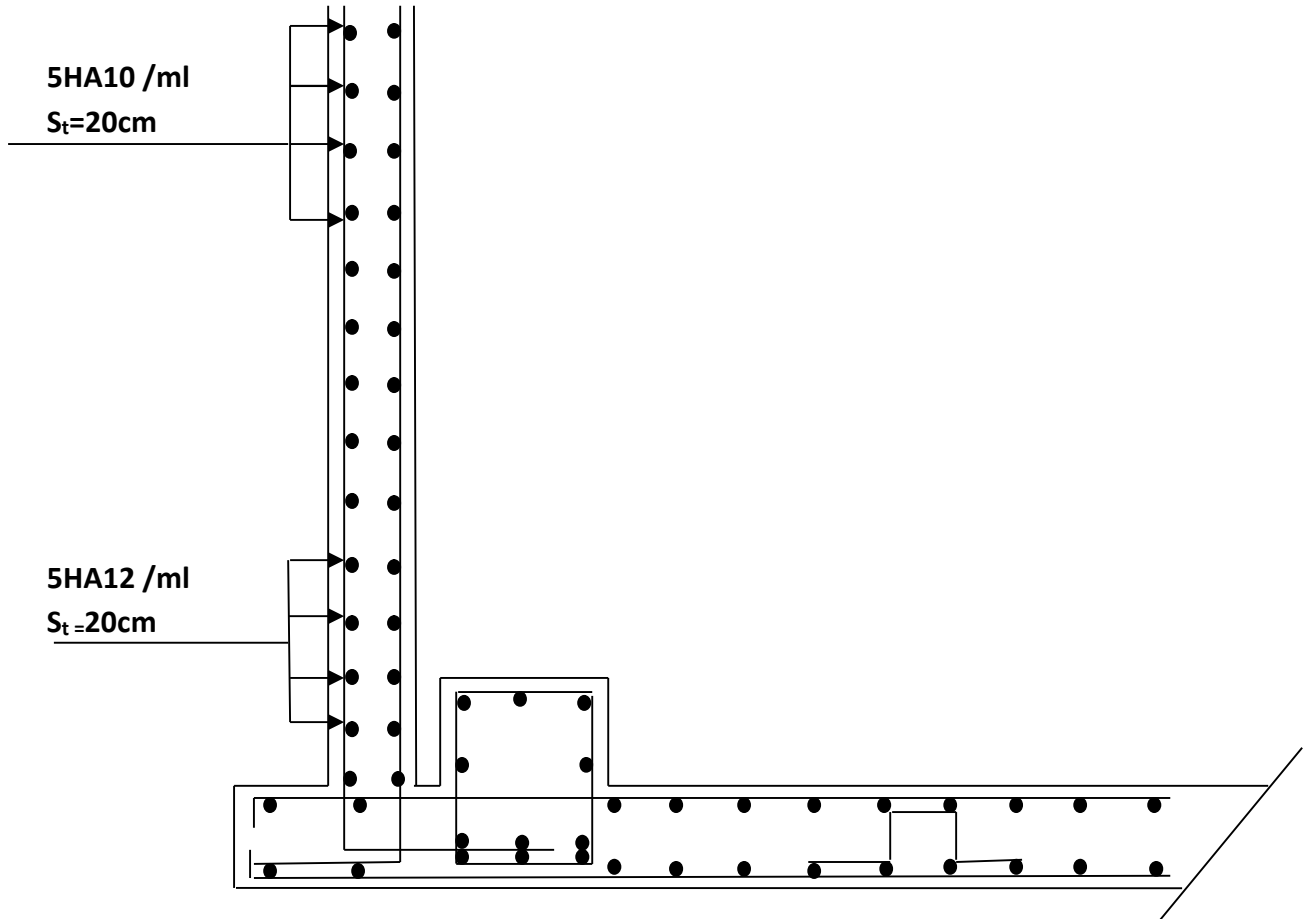
**En travée : 5HA12/ml** avec un espacement de **20cm**.

**Aux appuis : 5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

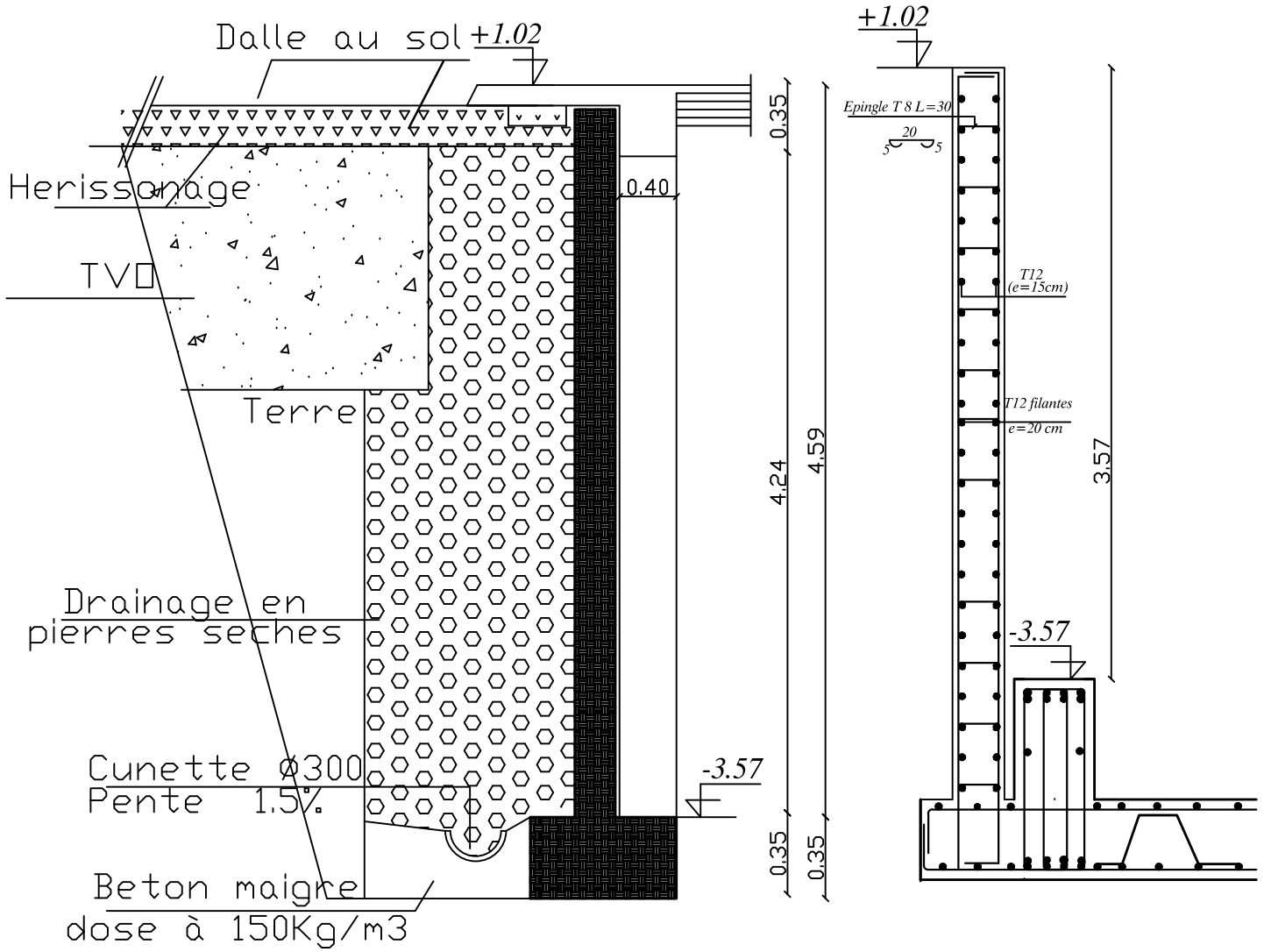
**Sens y-y :**

**En travée : 5HA10/ml** avec un espacement de **20 cm**.

**Aux appuis : 5HA10/ml** avec un espacement de **20cm**.



COFFRAGE / FERRAILLAGE D'UN VOILE PLAQUE et DETAIL DE DRAINAGE ep =20cm



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
Mr Zemmouche  
Mr Laouari

DIRIGE PAR :  
Mme Haddad

TITRE:

COFFRAGE FERRAILLAGE DU  
MUR PLAQUE

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°15

ECHELLE 1/50

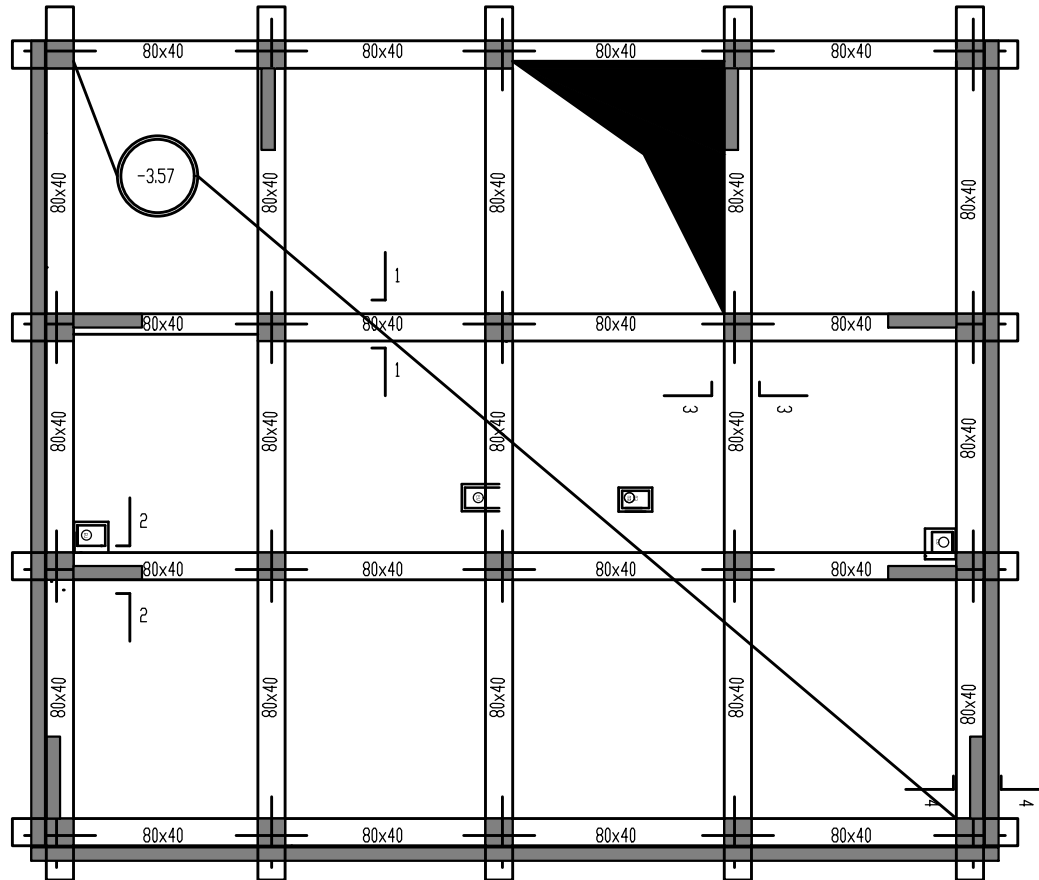
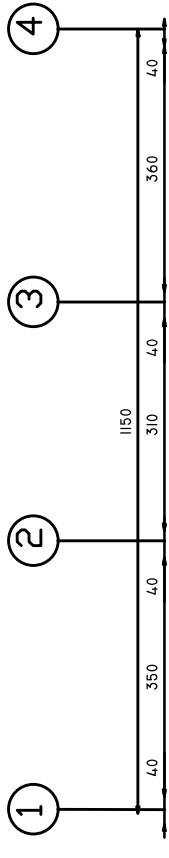
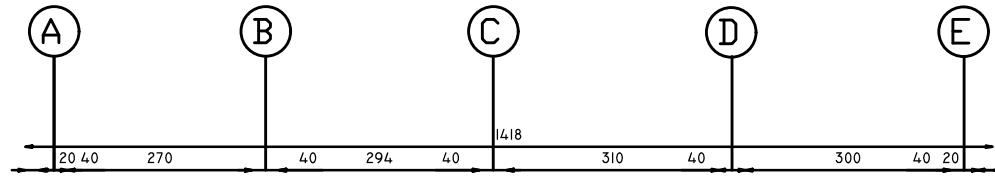
# CONCLUSION

*Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.*

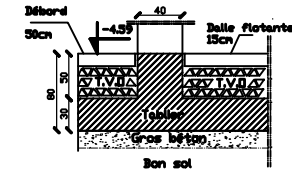
*Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE – CIVIL*

*Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*

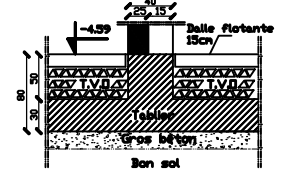
*En fin nous espérons fortement que notre travaille puisse servir les futures promotions.*



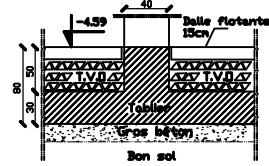
Coupe 1-1



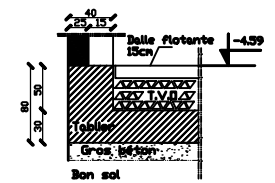
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
 Mr Zemmouche  
 Mr Laouari

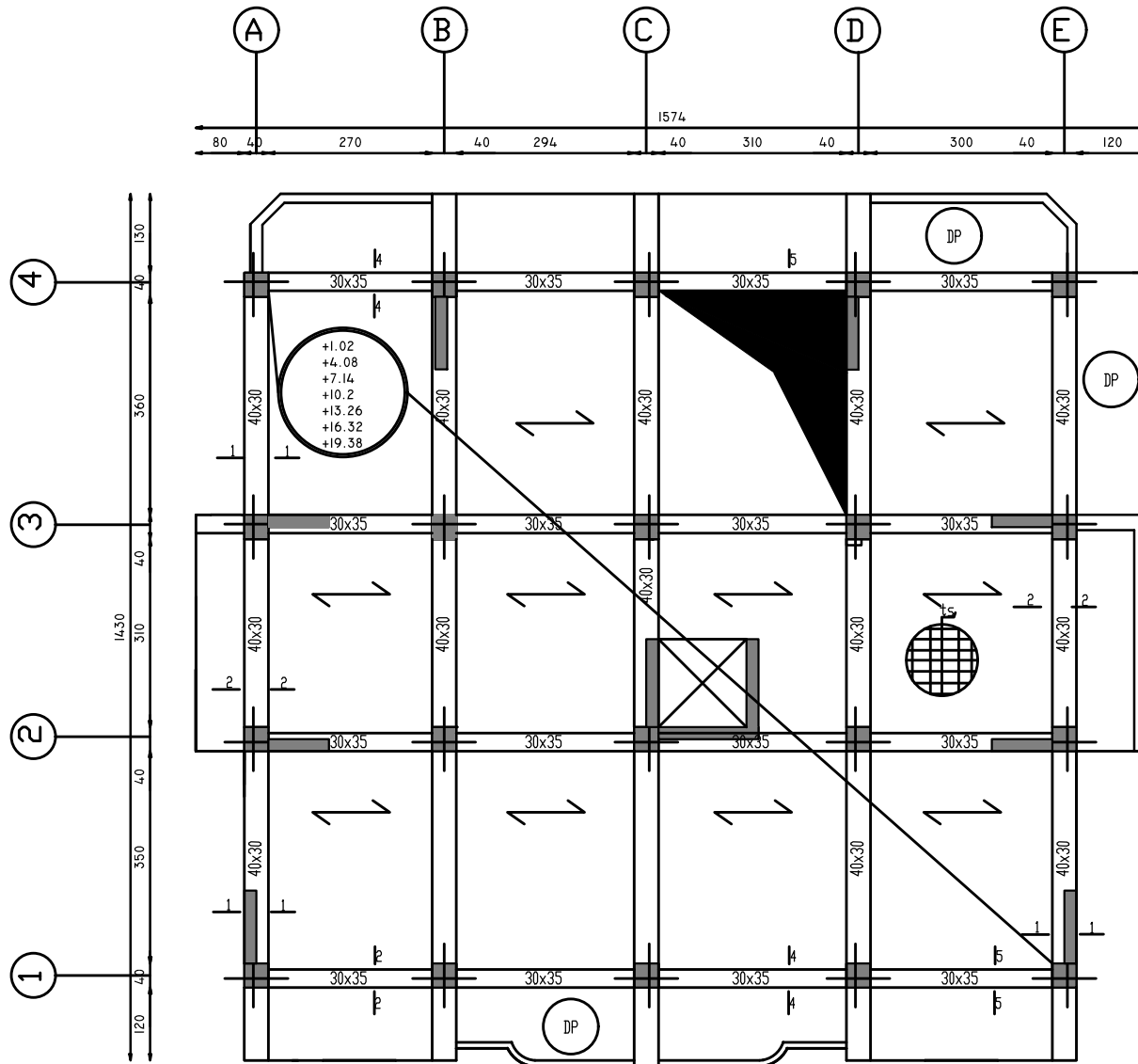
TITRE:  
 COFFRAGE SOUS-SOUL

DIRIGE PAR :  
 Mme Haddad

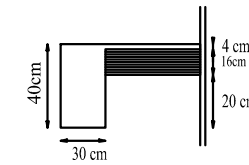
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°11

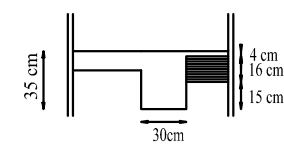
ECHELLE 1/50



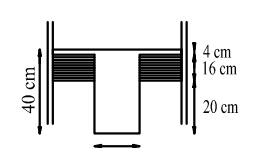
Coupe 1-1



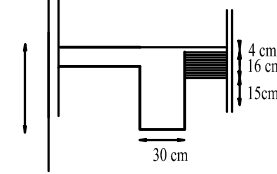
Coupe 4-4



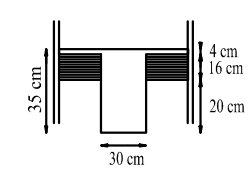
Coupe 3-3



Coupe 2-2



Coupe 5-5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
 Mr Zemmouche  
 Mr Laouari

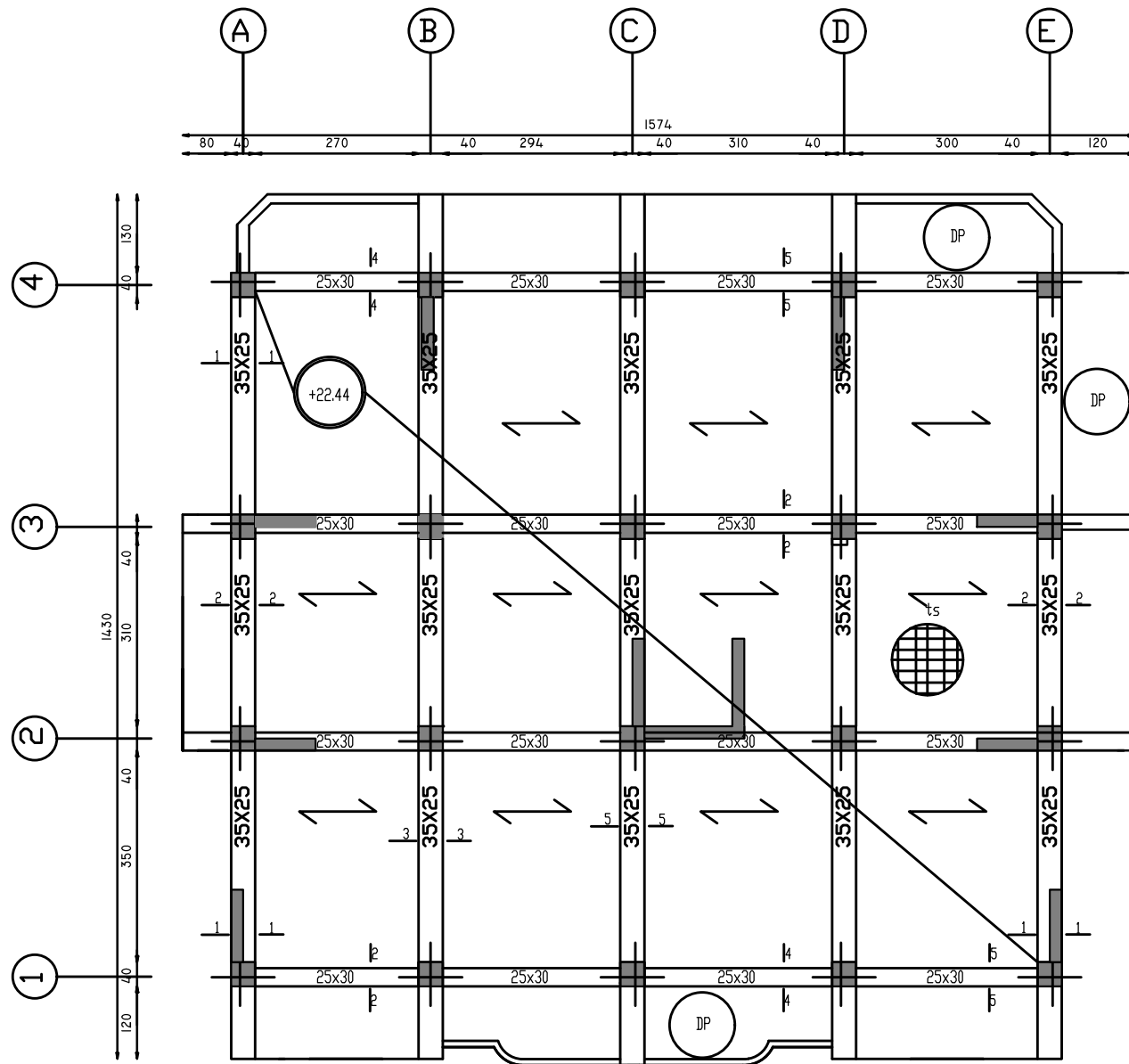
TITRE:  
 COFFRAGE ETAGE COURANT

DIRIGE PAR :  
 Mme Haddad

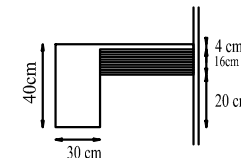
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°12

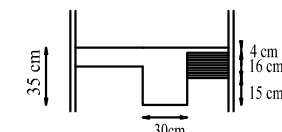
ECHELLE 1/50



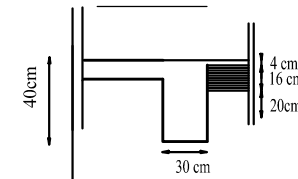
Coupe 1-1



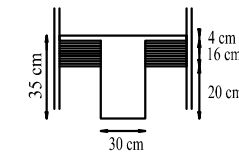
Coupe 4-4



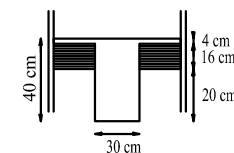
Coupe 2-2



Coupe 2-2



Coupe 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
 Mr Zemmouche  
 Mr Laouari

TITRE:

COFFRAGE ETAGE TERASSE

DIRIGE PAR :  
 Mme Haddad

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°13

ECHELLE 1/50

# Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.