

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



## Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil  
Option : Constructions Civiles et Industrielles

# Thème

*Etude d'une structure en RDC+ sous-sol+ 8 +toiture en bois à usage multiples contreventé par des voiles et portiques en béton armé  
Avec L'application d'ETABS 9.7.*

Réalisé par :

Mr. IMINE Mokrane  
Mr. MESSAOUI Jugurta

Dirigé par :

Mr. Maghlet. A

Promotion : 2014/ 2015



# Remerciements

**En premier, nous remercions le bon Dieu, de nous avoir aidées à surmonter de longues années d'études et faire aboutir nos efforts, et nos chers parents qui étaient toujours présent à nos côtés.**

**Un grand merci revient à notre encadreur M<sup>r</sup> MEGHLAT, qui a toujours été disponible afin de répondre à toutes nos questions et nous éclairer dans notre travail et y apporter les corrections nécessaires.**

**Nous tenons à remercier particulièrement un de nos camarades Master 2 CCI, qui nous à aider dans ce projet.**

**Nos remerciements vont également aux membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travail, afin de l'enrichir par leur propositions.**

**On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.**



# Dédicaces

*Je Dédie Ce Travail :*

*A mes chers parents qui ont été d'un grand soutien pour moi.*

*A ma très chère sœur*

*A mes frères*

*A mes proches*

*A tous mes amis (es)*

*Jugurta*





# Dédicaces

*Je Dédie Ce Travail :*

*A mes chers parents qui ont été d'un grand soutien pour moi.*

*A mes sœurs (Hanane et Kaissa) et leurs maris.*

*A mes frères (Samir et Idir).*

*A mes proches*

*A tous mes amis (es)*

*Mokrane*



## Introduction :

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, et la réhabilitation d'ouvrages et d'infrastructures urbaines. Leur rôle est 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 des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement cruciales. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

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

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

Notre projet, consiste en l'étude d'un bâtiment en R+8+S-SOL+ toiture en bois contreventer par des voiles et des portique, en plus d'un calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, s'en suit une étude dynamique de la structure, qui sera soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7. Puis on passe au ferrailage des éléments structuraux, du radier et du mur plaque. Pour finir avec une conclusion générales.

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer des éléments résistants d'une structure (R + 8 + sous-sols + terrasse inaccessible) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage est de moyenne importance (**groupe d'usage2**), il est implanté à **TIZI-OUZOU**. Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ . Cette contrainte correspond à un sol meuble **S2**.

#### I.1.1. Description :

Cet ouvrage est composé d'un sous-sol à usage commercial, un rez-de-chaussée et 8 étages courants à usage d'habitation, et d'une terrasse inaccessible (toiture en bois). La structure se compose de voiles porteurs en béton armé.

- Nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algériens (**RPA 99, modifier 2003**) .... [1]
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé ..... (**B.A.E.L 91 modifier 99**)..... [2]
- Charge et surcharge d'exploitation (**DTR – BC – 22**),-**CBA 93**... [3]

#### I.1.2. Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

##### ❖ En plan :

Longueur totale du bâtiment :  $L = 22,95 \text{ m}$

Largeur totale du bâtiment :  $l = 18,20 \text{ m}$

##### ❖ En élévation :

Hauteur totale du bâtiment :  $H_t = 33,76 \text{ m}$

Hauteur sous-toiture :  $H_{st} = 30,51 \text{ m}$

Hauteur du sous-sol :  $H_{\text{sous-sol}} = 4,50 \text{ m}$

Hauteur du RDC et l'étage courant :  $H_{EC} = 2,89 \text{ m}$

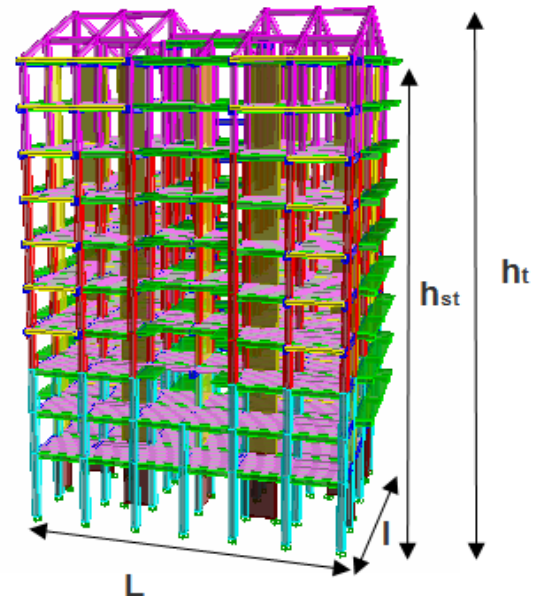


Fig I.1 démentions de la structure

#### I.1.3. Éléments de la structure :

**I. Ossature :** la structure est composée par des éléments porteurs suivants :

- **Portiques :** ou bien des cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et horizontales, et sont liés entre eux.

- **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 chargements horizontaux

## 2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

On distingue deux types de planchers dans notre structure :

### Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

### Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle Machine (cage d'ascenseur) et les consoles.

## 3. Maçonnerie:

### a) Murs extérieurs :

Ils seront réalisés en doubles cloisons de deux briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10)

### b) Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

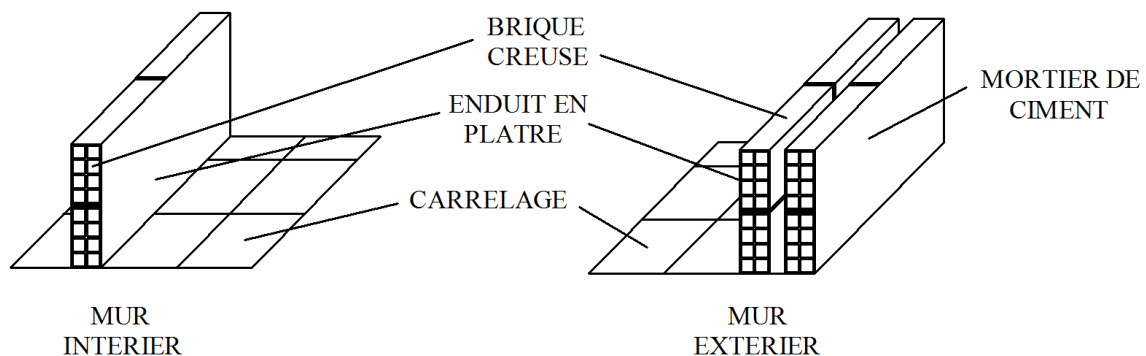


Fig. I.2 schéma pour les parois.

## 4. Escalier :

La structure est munie d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

## 5. L'ascenseur :

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

## 6. Les Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment pour les murs de façades et les plafonds des salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

## 7. Acrotère :

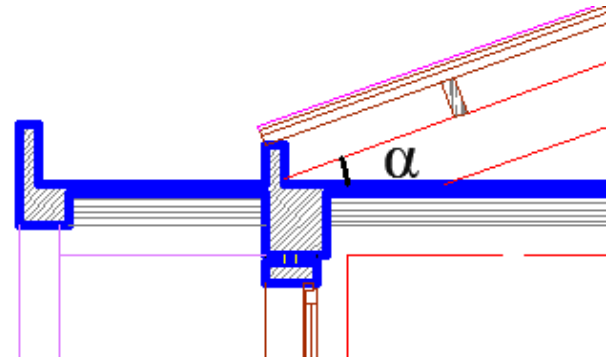
L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 40 cm, qui vient se greffer à la périphérie de la t. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

## 8. Charpente et terrasse :

Notre bâtiment sera munie d'une charpente a deux versant elle est compose de panne, liteaux et chevrons, *Fig. I.3 : acrotère et charpente* et de tuile mécanique a emboitement.

Elle est inclinée d'un angle par rapport à l'horizontale.

$$\alpha = 20^\circ$$



*Fig. I.3 : acrotère et charpente*

## 9. Le système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique Pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage, même si il est couteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

## I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton arme (B.A.E.L.91/modifie.99).

### I.2.1. Béton :

Le béton est un mélange de constituants minéraux actifs (comme le ciment portland) ou non actif (les granulats et sable), d'eau de gâchages et d'air, dont les proportions varient selon ces nombreux paramètre.

La matière de béton est aujourd'hui composée avec des adjuvants qui en modifient les caractéristiques à l'état frais ou durci.

Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez

élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

Il est dosé d'une manière à obtenir les quantités requises pour son utilisation.

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland artificiel 425 (CPA425).

### **A. Résistance caractéristique à la compression :**

Dans notre cas on fixe :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

D'après le (B.A.E.L.91, Art A.2.1.11, modifié99) on admet la résistance  $f_{cj}$  suivante :

✓ Pour  $j \leq 28$  jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad ; \text{ Pour des } f_{c28} < 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4+0,95j)} f_{c28} \quad ; \text{ Pour des } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

✓ pour  $j > 28$  jours :

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

### **B. Résistance caractéristique à la traction :** (B.A.E.L91 Art2-1-12/ modifié99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

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

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ .

### **C. Contrainte limite du béton :**

#### ❖ Les états limites :

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

#### 1) L'état limite ultimes (ELU) :

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, Surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \Rightarrow \text{(Art. A.4.3.41, BAEL 91/ modifié99)}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

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

✓ **Diagramme contraintes déformations du béton :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure I.1 suivante

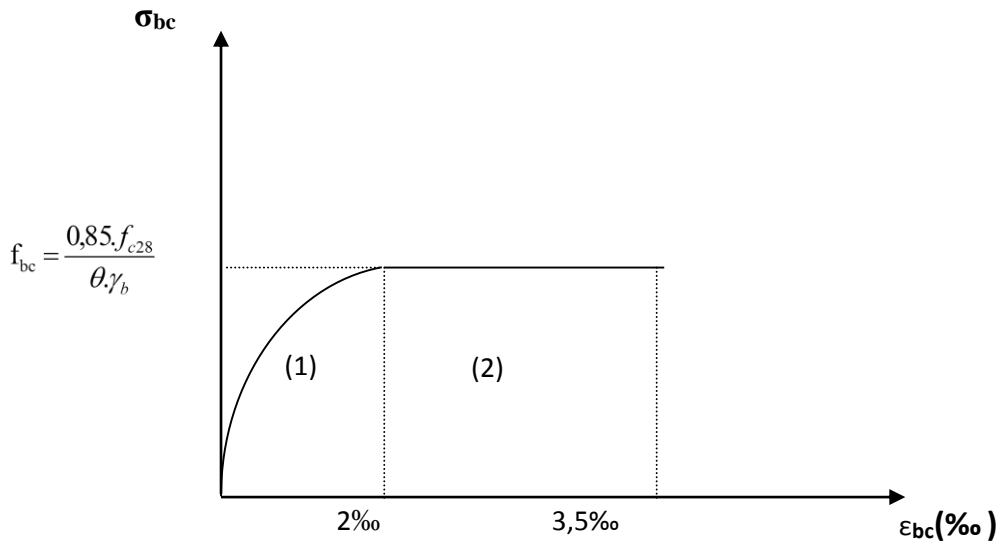


Fig. I.4 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU)

✓ *Le diagramme est composé :*

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à **2‰** (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- **2‰ ≤ ε<sub>bc</sub> ≤ 3.5 ‰**

D'où on aura : (Art.A.4.3.41, BAEL 91/ modifié99) .

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow \begin{cases} f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} & ; \text{ pour } \gamma_b = 1,5 \\ f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} & ; \text{ pour } \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

**2) État limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art.A.4.5.2, BAEL 91/ modifié99**) :

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

#### ✓ Diagramme contraintes déformations du béton :

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire.

Comme le montre la figure I.2 suivante :

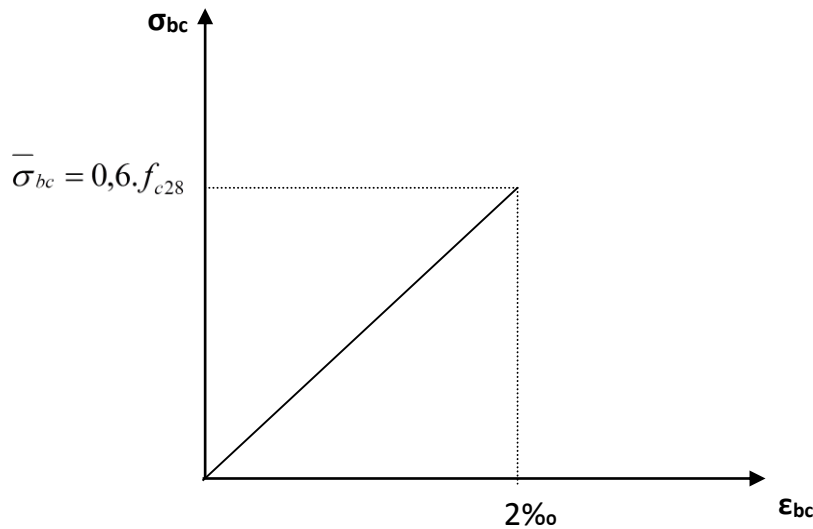


Fig. I.5 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

### 3) Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.5.1,1 BAEL.91/ modifié99**) :

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\}$ ,
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\{0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}\}$ .

$V_u$  : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

### 4) Module d'élasticité du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

**Instantanée :**  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (Chargement de courte durée), en (MPa) (Art A-2.1, 21BAEL91).

**Différée :**  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (chargement de longue durée), en (MPa) (Art A-2.1, 22BAEL91).

$f_{cj}$  : La résistance de béton a la compression a ( $j$ ) jours.

$$A \text{ } j=28\text{jours} \rightarrow \begin{cases} E_{ij}= 32164,2\text{MPa} \\ E_{vj}= 10818,86 \text{MPa} \end{cases}$$

### 5) Module de déformation transversale :

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

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (\text{Art .A.2.1.3/BAEL99/ modifié99})$$

Avec :

**E** : module de Young

**$\nu$** : Coefficient de Poisson

### 6) Coefficient de poisson:

Le coefficient de POISSON ( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (A.2.1, 3 / BAEL91/ modifié99)

- $\nu = 0,20$  pour le calcul des déformations. (ELS)
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations. (ELU)

### I.2.2. Acier :

#### ➤ Définition :

Comme béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais pas à la traction, c'est pour cela qu'on fait appel aux aciers qui vont équilibrés les efforts de traction.

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence). Pour notre ouvrage, nous utilisons les deux catégories suivantes :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Haute Ad. FeE400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

Tableau I.1 : les aciers utilisés dans le projet

### A. Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale  $E_s$  sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ (MPa)} \Rightarrow \text{(A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99)}$$

## B. contrainte limite dans les aciers : (Art A-4,3.1-B.A.E.L91/ modifié99)

### ❖ Etat limite ultime :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad \text{(Art A.2.2.2, BAEL91/modifié99)}$$

Avec :

$\sigma_{st}$  : La contrainte d'acier a l'ELU.

$f_e$ : Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{array} \right. \quad \text{(A.4.3 ,2/BAEL91 modifié99)}$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$

Tableau I.1 : les contraintes dans les aciers.

### ✓ Diagramme contraintes déformation :

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul ( $\sigma_s$ ) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ( $\epsilon_s$ ) de l'acier définie par le diagramme suivant :

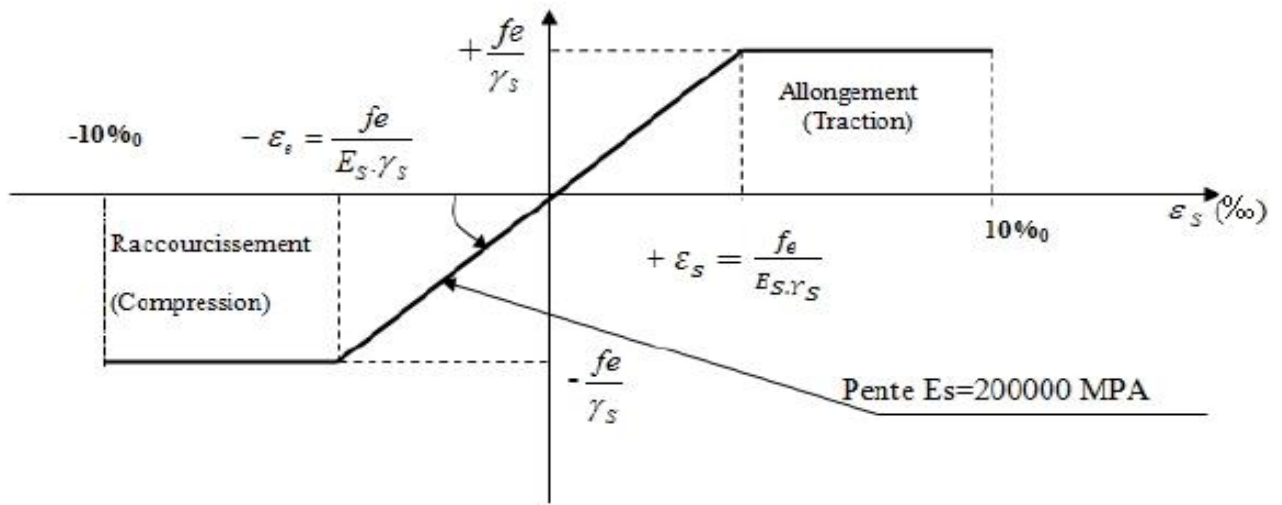


Figure I.6: Diagramme contraintes - déformation

❖ **Etat limite de service :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

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

✓ **Fissuration peu préjudiciable : (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)**

Aucune vérification n'est à effectuer.

✓ **Fissuration préjudiciable : (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce

Il faut vérifier que :

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

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta= 1,3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\phi < 6mm$ ).

$\eta= 1,6$  pour les aciers de moyenne adhérence ( $\phi > 6mm$ ).

La valeur exacte obtenue est :

- $\bar{\sigma}_s = 201,7$  MPa pour les HA.

**✓ Fissuration très préjudiciable : (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta f_{ij}}) \text{ MPa.}$$

Soit :

- $\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$  pour les HA.

**C. Protection d'armatures: (art/ A. 6.3 C.B.A)**

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

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

**Conclusion :**

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux importants qui vont constituer notre structure, on passe directement au pré-dimensionnement des éléments.

**INTRODUCTION :**

Le pré-dimensionnement est une étape importante dans notre travail, car elle nous permet de connaître l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure.

**II.1. Pré-dimensionnement des éléments :****II.1.1) les planchers :****1) Corps creux :**

Ce sont des aires planes suppose infiniment rigide dans le plan horizontale, assurent deux fonctions principales :

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

- **Une fonction de résistance mécanique**, qui consiste en la capacité du plancher de supporter à la fois son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre la somme de ces efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique**, c'est le corps creux avec ces lames d'air qui offre cette isolation.

**a) Condition de résistance à la flexion :**

- ❖ La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

Avec :

**L<sub>max</sub>** : portée libre de la plus longue travée.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.

Le RPA exige :

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$  en zone ( II<sub>a</sub>) on prend  $\min = 25 \text{ cm}$
- $L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$
- $h_t = 315 / 22,5 = 14 \text{ cm}$

**b) Condition de résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)**

**ep = 7 cm** : pour une heure de résistance au feu.

**ep = 11 cm** : pour deux heures de résistance au feu.

**ep = 17,5 cm** : pour quatre-heures de résistance au feu.

**ep** : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu.

C'est-à-dire : **ep ≥ 11 cm**

On prend une épaisseur de  $16+4 = 20$  cm

## 2) Dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

- *Condition de résistance à la flexion :*

- dalles reposant sur 1 appuis (Porte à faux) :

$$ep \leq \frac{lx}{10}$$

- dalles reposant sur 2 appuis :

$$\frac{lx}{35} \leq ep \leq \frac{lx}{30}$$

- dalles reposant sur 3 appuis (*Dalle pleine*) :

$$\frac{lx}{40} \leq ep \leq \frac{lx}{35}$$

- dalles reposant sur 4 appuis (*local machine*) :

$$\frac{lx}{50} \leq ep \leq \frac{lx}{40}$$

Avec :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$  (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1)

$l_x$  : Petit côté du panneau de dalle considéré.

$l_y$  : Grand coté du panneau de dalle considéré.

- ❖ ***Porte à faux*** : l'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivant : (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1)

$$ep \geq \frac{L_0}{10} \text{ (condition à la flèche)}$$

$L_0$  : Portée libre

$ep$  : épaisseur de la dalle

$$ep \geq \frac{1.35}{10} \implies ep \geq 13.5\text{cm}$$

- ❖ ***Dalle pleine du local machine*** :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{6,40} = 0,56 \text{ (le panneau travail dans les deux sens).}$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 : \frac{L_x}{35} \geq ep \geq \frac{L_x}{40} \implies 5.42\text{cm} \geq ep \geq 4.75\text{cm}$$

- *Condition de résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)*

$ep = 7 \text{ cm}$  : pour une heure de résistance au feu.

$ep = 11 \text{ cm}$  : pour deux heures de résistance au feu.

$ep = 17,5 \text{ cm}$  : pour quatre-heures de résistance au feu.

$ep$  : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu.

C'est-à-dire :  $ep \geq 11 \text{ cm}$

- **Isolation acoustique :**

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique.

$$R = 47,161 \text{ [db]}$$

**Les bruits aériens :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$R = 13,3 \log(10M) \quad \text{si} \quad M \leq 250 \text{ kg/m}^2 \dots (*)$$

$$R = 15 \log(M+9) \quad \text{si} \quad M > 250 \text{ kg/m}^2 \dots (**).$$

M : Masse surfacique.

La formule (\*\*) nous donne :

Donc :

$$M = \rho \times ep \geq 350 \text{ kg/m}^2.$$

A.N :

$$2500 \times ep \geq 350$$

$$ep = 350/2500 = 14 \text{ cm.}$$

$$ep \geq 14 \text{ cm.}$$

Le plancher en corps creux aura :  $h = 16 + 4$

Et la dalle pleine aura une épaisseur de :  $ep = 15 \text{ cm.}$

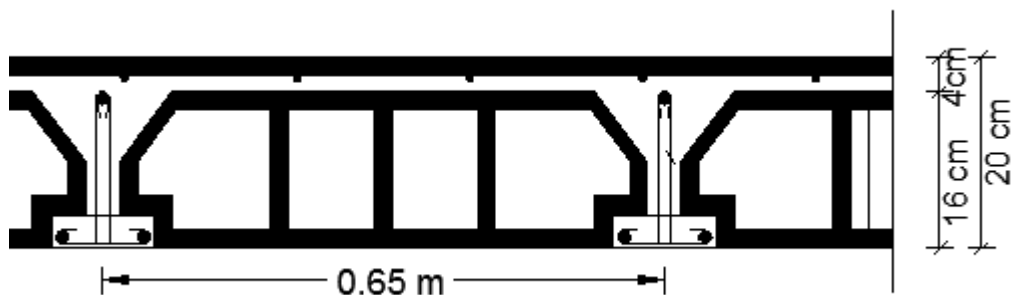


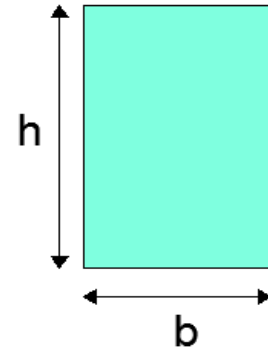
Fig.II.1 : Coupe verticale du plancher (corps creux)

### II.1.2) Poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui Verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par  $l'$  [RPA2003-Art 7-5-1] :

- Largeur  $b \geq 20$  cm
- Hauteur  $h \geq 30$  cm
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$ .



D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

Figure II.2 : Dimensions des poutres.

- Hauteur des poutres :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$  (Art A.4.14 BAEL 91)

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande travée.

- Largeur des poutres :  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

#### 1) Poutres principales : (les poutres porteuses)

$$L = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

$$525/15 \leq h \leq 525/10 \Rightarrow 35 \text{ cm} \leq h \leq 52,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{PP} = 45 \text{ cm}$ .

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

Soit  $b_{PP} = 30 \text{ cm}$

Donc :

La section des poutres principales adoptée est : **PP (30×45) cm<sup>2</sup>**.

#### 2) Poutres secondaires :

Elles sont aussi des éléments en béton armé coulés sur place, qui assure le chaînage. Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$315/15 \leq h \leq 315/10 \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend:  $h_{PS} = 35 \text{ cm}$ .

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit  $b_{PS} = 30 \text{ cm}$

Donc :

La section des poutres secondaire adoptée est : **PS (30×35)cm<sup>2</sup>**

### 3) Poutres palière :

Comme les poutres principales et secondaire se sont des éléments on béton arme couler sur place, elles servent à porter l'escalier.

$$L = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

$$295/15 \leq h \leq 295/10 \Rightarrow 19,66 \text{ cm} \leq h \leq 29,5 \text{ cm}$$

On prend:  $h_{PS} = 35 \text{ cm}$ .

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit  $b_{PS} = 30 \text{ cm}$

Donc :

La section des poutres secondaire adoptée est : **PS (30×35)cm<sup>2</sup>**

### 4) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	<b>45cm</b>	<b>35cm</b>	<b>35</b>	<b>OK</b>
$b \geq 20 \text{ cm}$	<b>30 cm</b>	<b>30 cm</b>	<b>30</b>	<b>OK</b>
$h/b \leq 4$	<b>1,50</b>	<b>1,16</b>	<b>1,16</b>	<b>OK</b>

Tableau .II.1) : Vérification des conditions exigées par le RPA

Après vérification des conditions du RPA, les sections des poutres (b x h) adoptées sont :

- ✓ Poutres principales : **(30 x 45) cm<sup>2</sup>**
- ✓ Poutres secondaires : **(30 x35) cm<sup>2</sup>**
- ✓ Poutre palière : **(30 x35) cm<sup>2</sup>**

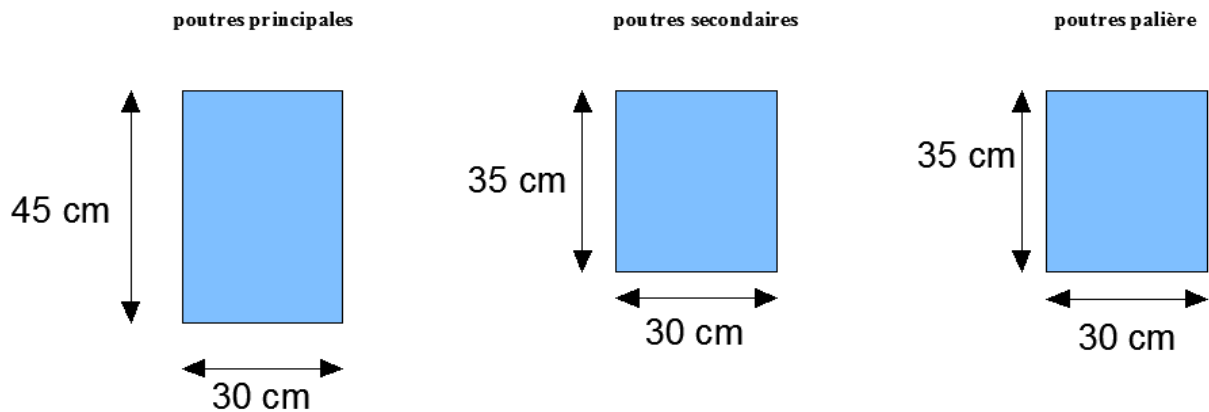


Figure II. 3): Dimensions des Poutres

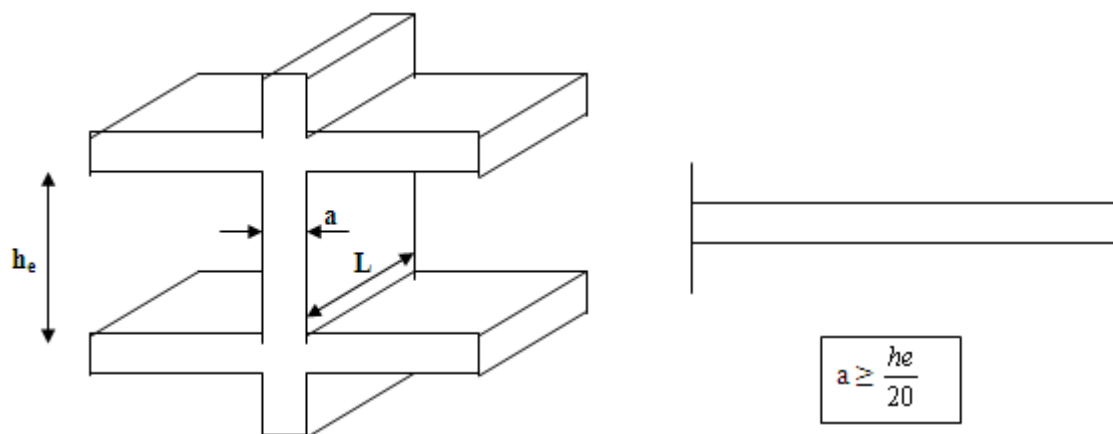
### II.1.3 ) Les voiles

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 vis-à-vis de l'effet des chargements horizontaux.

Les voiles assurent deux fonctions principales :

- 1- La portance.
- 2- Le contreventement.

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA) :



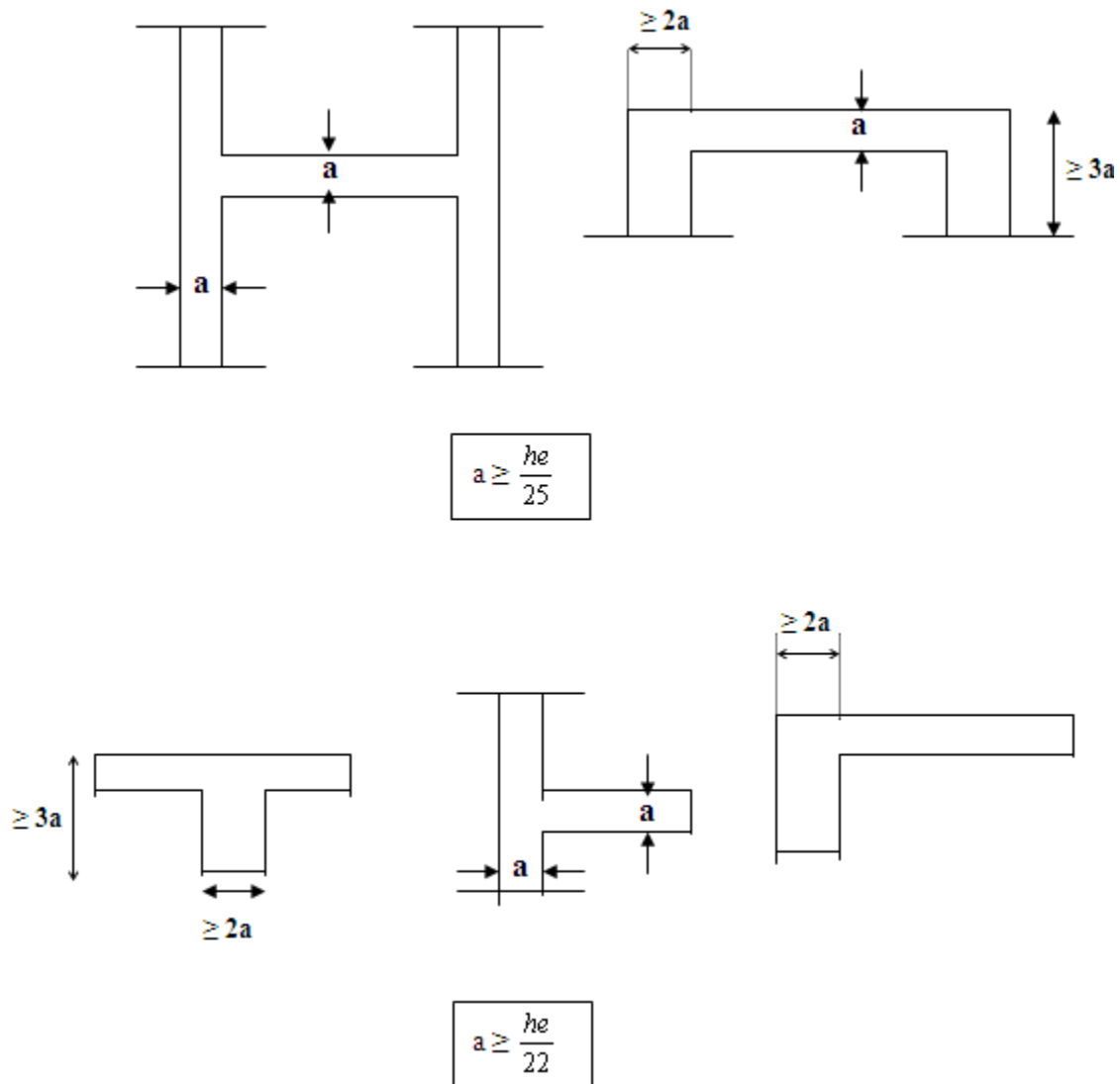


Figure II. 4) différent type de voile

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

$h_e$  : hauteur utile.

Nous adoptons la formule la plus défavorable dans notre pré-dimensionnement

### 1) Epaisseur : [ART 7.7.1/ RPA 2003]

L'épaisseur minimale des voiles (a) est 15 cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

$$a = \frac{h_e}{20} \quad (\text{le cas le plus défavorable}).$$

➤ Nous avons deux hauteurs différentes dans notre bâtiment :

**a) Etage courants et RDC :**

$$h_e = h - e_p = 289 - 20 = 269 \text{ cm};$$

$e_p$  : Hauteur du plancher

$$a = 269/20 = 13,45 \text{ cm}$$

**b) Sous-sol :**

$$h_e = h - e_p = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$$

$e_p$  : Hauteur du plancher

$$a = 430/20 = 21,5 \text{ cm}$$

D'où on opte pour un voile de 25cm d'épaisseur pour le sous-sol et un voile de 20 cm pour les autres étages

$$a_{\text{sous-sol}} = 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$a_{\text{autre etage}} = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

L : la portée minimale du voile.

**II.1.4) Poteaux**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera avec l'effort normal réduit en considérant un effort  $N_s = G + Q$ , qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$\text{Avec : } v = N_s / B \times f_{c28} \leq 0.30 \quad ( \text{RPA } 7.4.3.1)$$

$N_s$  : effort de compression repris par les poteaux.

B : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation

$v$  : effort normal réduit

$$B \geq N_s / 0.3 \times f_{c28}$$

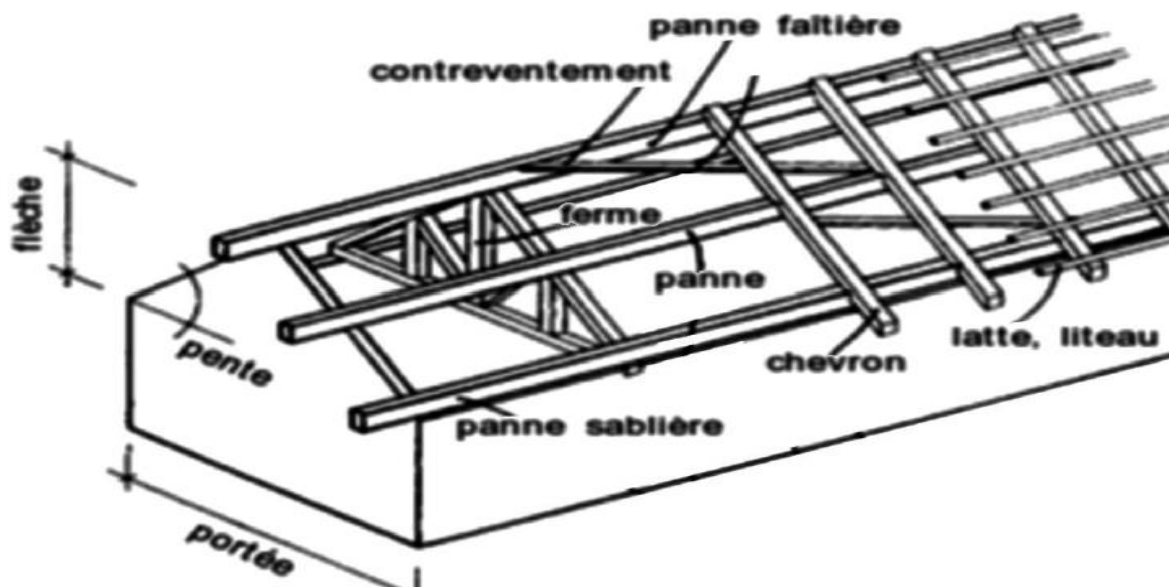
**1) Localisation des charges et des surcharges:**

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m<sup>2</sup>); et les surcharges d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>); nous allons nous référer au DTR B.C 2.2 Art 6.3 (loi de dégression de charges)

**II.2. Descente de charge :****❖ Les charges permanentes :****a) Toiture :**

Elle est constituée de tuile mécanique a emboitement qui repose sur des liteaux eux même fixe a cheverons puis a des pannes.

Sous la toiture on a un grenier inaccessible.  
La toiture est inclinée de :  $\alpha = 20^\circ$



FigII-5): élément de toiture.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Couverture en tuile mécanique (liteau compris)	/	/	<b>0,45</b>
Pannes + chevrons + fixations	/	/	<b>0,10</b>
Mur de séparation $e_p = 10\text{cm}$	10		<b>0,90</b>
<b>Total</b>			<b>1,45</b>

Tableau.II.2) : charge revenant à la toiture

b) Plancher sous toiture :

Désignation des Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher en corps creux (16 +4 )	20	/	2,8
Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
<b>Total</b>			<b>3,00</b>

Tableau.II. 3) : charge revenant au plancher sous la toiture

c) plancher des étages courants :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1/maçonnerie en brique creuse avec enduit	/	/	0,9
2/Revêtement en carrelage	2	20	0,4
3/ Mortier de pose	3	20	0,6
4/Couche de sable	3	22	0,66
5/plancher en corps creux	20	/	2,8
6/Enduit en plâtre	2	20	0,4
<b>Total</b>			<b>5,56</b>

Tableau.II.4) : charge permanente totale revenant aux étages courants.

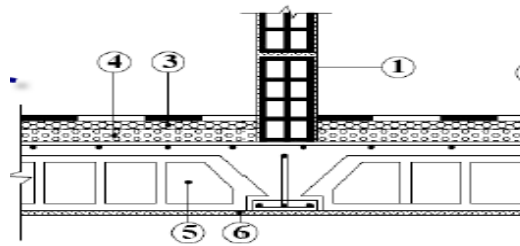
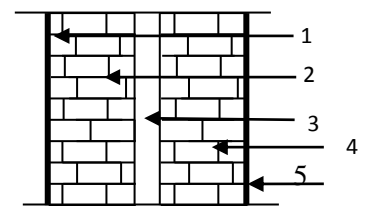


Figure II.6) Plancher étage courant

d) Maçonnerie1) Murs extérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	<b>Enduit ciment</b>	<b>0,02</b>	<b>22,00</b>	<b>0,44</b>
2	<b>maçonnerie creuse</b>	<b>0,10</b>	<b>9,00</b>	<b>0,9</b>
3	<b>L'âme d'air</b>	<b>0,05</b>	<b>/</b>	<b>/</b>
4	<b>maçonnerie creuse</b>	<b>0,10</b>	<b>9,00</b>	<b>0,9</b>
5	<b>Enduit plâtre</b>	<b>0,02</b>	<b>10,00</b>	<b>0,2</b>
<b>G<sub>ext</sub></b>				<b>2,44</b>

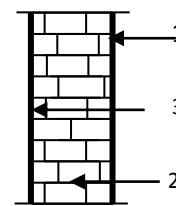


FigII.7)-murs extérieurs

Tableau. II.5) poids propre de mur extérieur.

2) Murs intérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Charges [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	<b>Enduit de plâtre</b>	<b>0,02</b>	<b>10,00</b>	<b>0,2</b>
2	<b>maçonnerie creuse</b>	<b>0,10</b>	<b>9,00</b>	<b>0,9</b>
3	<b>Enduit de plâtre</b>	<b>0,02</b>	<b>10,00</b>	<b>0,2</b>
<b>G<sub>int</sub></b>				<b>1,30</b>



FigII-8): mur intérieur

Tableau. II.6) : poids propre de mur intérieur

❖ Les surcharges d'exploitations :

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

Eléments	Surcharge Q(KN/m <sup>2</sup> )
Toiture (Q)	<b>1,0</b>
Plancher sous toiture	<b>1,0</b>
Plancher d'étage courant /RDC (Q <sub>ec</sub> / Q <sub>RDC</sub> ) (à usage d'habitation)	<b>1,5</b>
Plancher sous-sol (Q <sub>s-s</sub> ) (usage commerce)	<b>3,5</b>
Balcons (Q <sub>balcons</sub> )	<b>3,5</b>
Escalier(Q <sub>e</sub> )	<b>2,5</b>

Tableau. II.7) surcharge d'exploitation

❖ Surface d'influence :

Selon l'exigence de **RPA** qui minimise la section des poteaux a **(25x25) cm<sup>2</sup>**.

On s'intéressera lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

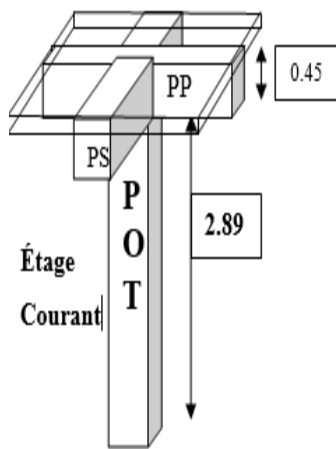
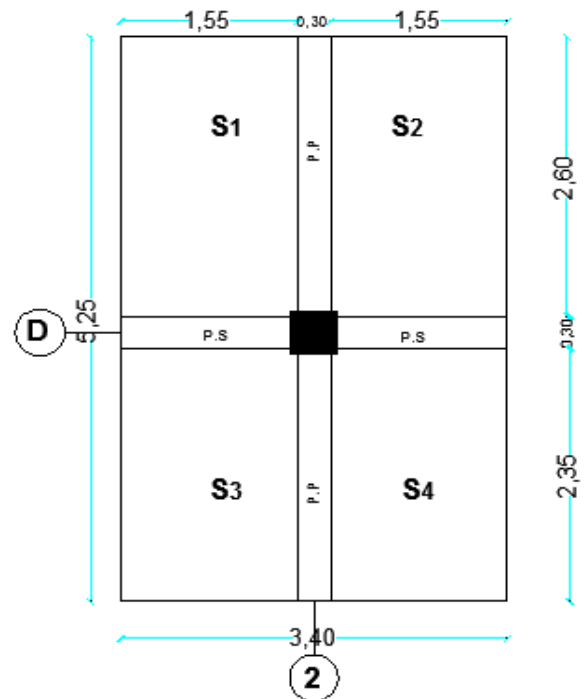


Fig II.9) surface d'influence

**Calcul de la surface d'influence :**

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$= 1,55 (2,60 + 2,35) + 1,55 (2,60 + 2,35)$$

$$S_{\text{nette}} = 15,345 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 5,25 \times 3,40 = 17,85 \text{ m}^2$$

**a) Poids propre des éléments:****1) Toiture:**Surface incline:

$$\text{Tg} \alpha = \frac{3,6 - 0,4}{8,8} = 0,36 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 20^\circ$$

$$L_x = 2,50 / \cos(20^\circ) = 2,66 \text{ m}$$

$$L_y = 2,75 / \cos(20^\circ) = 2,93 \text{ m}$$

$$S_{(\text{toiture})} = (2,66 + 2,93) \times 3,40 = \mathbf{19,00 \text{ m}^2}$$

**➤ Poids propre de la toiture :**

$$G_{(\text{toiture})} = S_{(\text{toiture})} \times G_{(\text{toiture})} = 19,00 \times 0,55 = \mathbf{10,45 \text{ KN}}$$

**➤ Poids propre des poutres de la toiture :**

$$G_{(\text{Ptoiture})} = (2,375 + 2,625) / \cos 20^\circ \times [(0,3) \times (0,3) \times 25] + [3,40 \times (0,3 \times 0,3) \times 25] = \mathbf{19,06 \text{ KN}}$$

**➤ Poids propre de plancher 8 niveaux:**

$$G_{(8\text{niveau})} = G_{(8\text{ niveau})} \times S_{(\text{nette})} = 3 \times 15,345 = \mathbf{46.04\text{ KN}}$$

➤ **Poids de tous les autres planchers :**

$$G_{(\text{plancher})} = G_{(\text{plancher})} \times S_{(\text{nette})} = 5.56 \times 15,345 = \mathbf{85, 32\text{ KN}}$$

➤ **Poids propre des poutres :**

$$G_{PP} = (0.30 \times 0.45 \times 5.25) \times 25 = \mathbf{17.72\text{ KN}}$$

$$G_{PS} = (0.30 \times 0.35 \times 3.40) \times 25 = \mathbf{8.93\text{ KN}}$$

$$\left. \begin{array}{l} G_{PP} \\ G_{PS} \end{array} \right\} G_{PP} + G_{PS} = \mathbf{26.65\text{KN}}$$

➤ **Poids propre des poteaux :**

Notre bâtiment à trois différentes hauteurs de poteaux :

• **Poteau de la toiture : (3.20m)**

$$G_{(P\text{ toiture})} = (0.25 \times 0.25) \times 3.20 \times 25 = \mathbf{5\text{ KN}}$$

• **Poteau sous-sol :**

$$G_{(P\text{ sous-sol})} = (0.25 \times 0.25) \times 4.50 \times 25 = \mathbf{7.03\text{ KN}}$$

• **Poteau de l'étage courant et RDC :**

$$G_{(P\text{ étage courant})} = (0.25 \times 0.25) \times 2.89 \times 25 = \mathbf{4.52\text{ KN}}$$

**b) Surcharges d'exploitation :**

➤ **Pour la toiture :**

$$Q_{(\text{Toiture})} \times S_{(\text{brute})} = 1.00 \times 19.00 = \mathbf{19.00\text{ KN}}$$

➤ **Pour le 8 niveaux :**

$$Q_{(8\text{ niveau})} \times S_{(\text{brute})} = 1.00 \times 17.85 = \mathbf{17.85\text{ KN}}$$

➤ **Pour l'étage courant et le R.D.C :**

$$Q_{(\text{étage courant})} \times S_{(\text{brute})} = 1.50 \times 17.85 = \mathbf{26.78\text{ KN}}$$

➤ **Pour sous-sol :**

$$Q_{(\text{sous-sol})} \times S_{(\text{brute})} = 3.5 \times 17.85 = \mathbf{62.47\text{ KN}}$$

**II.3. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

$$\text{La loi de dégression est : } Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5;$$

Avec :

$Q_0$  : Surcharge d'exploitation à la terrasse

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

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

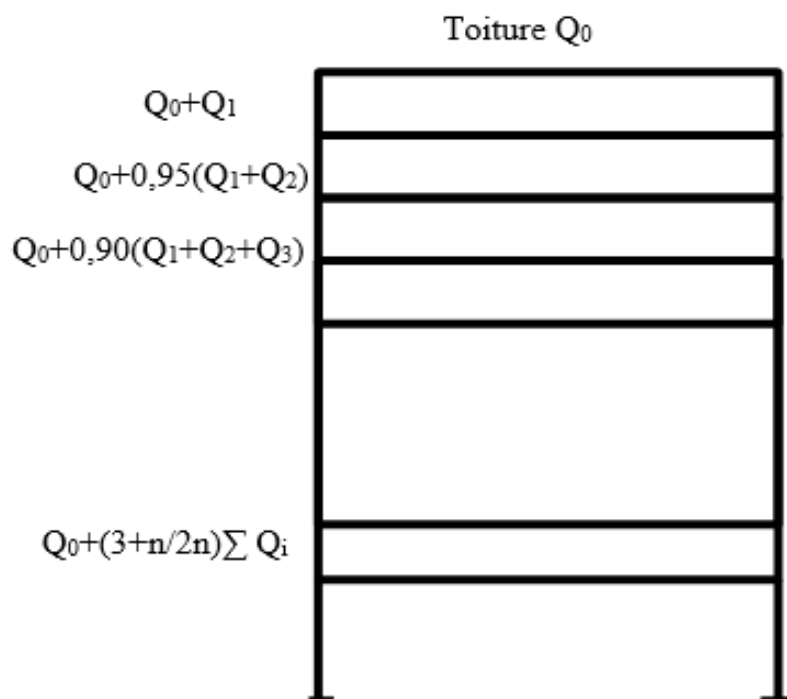


Fig II.10) : Dégression verticale des surcharges d'exploitations

Tableau : les valeurs de la relation  $(3+n/2n)$

Niveaux	Toiture	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

Tableau II.8) : les valeurs de la relation  $(3+n/2n)$

➤ *Les surcharges cumulées :*

<i>Toiture</i>	: $Q_0$
<i>Niveau 08</i>	: $Q_1 = Q_0 + Q_1$
<i>Niveau 07</i>	: $Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
<i>Niveau 06</i>	: $Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
<i>Niveau 05</i>	: $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
<i>Niveau 04</i>	: $Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
<i>Niveau 03</i>	: $Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
<i>Niveau 02</i>	: $Q_7 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
<i>Niveau 01</i>	: $Q_8 = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
<i>Niveau RDC</i>	: $Q_9 = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
<i>Sous-sol</i>	: $Q_{10} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

➤ *Application numérique :*

<i>Toiture</i>	: $Q_0 = \mathbf{19\ KN.}$
<i>Niveau 08</i>	: $Q_1 = 19 + 17,85 = \mathbf{36,85\ KN.}$
<i>Niveau 07</i>	: $Q_2 = 19 + 0,95 (17,85 + 26,78) = \mathbf{61,40\ KN.}$
<i>Niveau 06</i>	: $Q_3 = 19 + 0,90 [17,85 + (26,78 \times 2)] = \mathbf{83,27\ KN.}$
<i>Niveau 05</i>	: $Q_4 = 19 + 0,85 [17,85 + (26,78 \times 3)] = \mathbf{102,46\ KN.}$
<i>Niveau 04</i>	: $Q_5 = 19 + 0,80 [17,85 + (26,78 \times 4)] = \mathbf{118,97\ KN.}$
<i>Niveau 03</i>	: $Q_6 = 19 + 0,75 [17,85 + (26,78 \times 5)] = \mathbf{132,81\ KN.}$
<i>Niveau 02</i>	: $Q_7 = 19 + 0,71 [17,85 + (26,78 \times 6)] = \mathbf{145,76\ KN.}$
<i>Niveau 01</i>	: $Q_8 = 19 + 0,69 [17,85 + (26,78 \times 7)] = \mathbf{160,66\ KN.}$
<i>Niveau RDC</i>	: $Q_9 = 19 + 0,67 [17,85 + (26,78 \times 8)] = \mathbf{174,50\ KN.}$
<i>Sous-sol</i>	: $Q_{10} = 19 + 0,65 [17,85 + (26,78 \times 8) + 62,47] = \mathbf{210,46\ KN.}$

Niveaux	Poids des planchers : (KN)	Poids des poutres : (KN)	Poids des poteaux : (KN)	G Total : (KN)	G Cumulé : (KN)	Q Cumulé : (KN)	Effort normal : $N_s = G_c + Q_c$ (KN)	Section Min : $N_c / \sigma_{bc}$ (CM <sup>2</sup> )	Section Min : $N_s / 0.3f_{c28}$ (CM <sup>2</sup> )	Section Min : Limité par RPA (CM <sup>2</sup> )	Section trouvé: (CM <sup>2</sup> )
Toiture	10.45	19.06	5.00	34.51	34.51	19.00	53.51	36.67	73.34	25x25	25x25
Niveau8	46.04	26.65	4.52	77.21	111.72	36,85	148.57	99.04	198.08	25x25	25x25
Niveaux 7	85.32	26.65	4.52	116.49	228.21	61.40	289.61	193.07	386.14	25x25	25x25
Niveaux 6	85.32	26.68	4.52	116.49	344.70	83.27	426.97	284.64	570.58	25x25	25x25
Niveaux 5	85.32	26.65	4.52	116.49	461.19	102.46	563.65	375.76	751.52	25x25	30x30
Niveaux 4	85.32	26.65	4.52	116.49	577.68	118.97	696.66	464.44	928.88	25x25	35x35
Niveaux 3	85.32	26.65	4.52	116.49	694.17	132.81	826.98	551.32	1102.64	25x25	35x35
Niveaux 2	85.32	26.65	4.52	116.49	810.66	145,76	957.13	638.08	1276.16	25x25	40x40
Niveaux 1	85.32	26.65	4.52	116.49	927.15	160.66	1087.81	725.20	1450.40	25x25	40x40
RDC	85.32	26.65	4.52	116.49	1043.64	174,50	1230.01	820.00	1640.00	25x25	45x45
Sous-Sol	85.32	26.65	7.03	119,00	1162.64	210.46	1373.11	915.40	1830.80	25x25	45x45

Tableau II.9): Récapitulatif de la descente de charge.

Après le séisme du 21 Mai 2003 qui a touché les Villes du nord Algérien, causant à son passage des dégâts incroyables, il est recommandé lors de la conception une section forte pour les poteaux et moins forte pour les poutres ainsi avoir la rupture au niveau de la poutre avant les poteaux.

L'article 7.6.2 du RPA 99 révisé en 2003 nous dit que la rigidité linéaire des poteaux doit être supérieure à celle des poutres.

#### **II.4. Comparaison des rigidités.**

Dans les tableaux suivant nous avant comparer la rigidité des poutres trouver ultérieurement avec celle des poteaux pour avoir une idée du fait que nous poteaux ont une section très faible par rapport à celle des poutre .

#### **Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_i = I / L_c$

#### **Identification des paramètres :**

Avec :  $I$  : Moment d'inertie de l'élément

$h_c$  ,  $L_c$  : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

$\bar{h}$  : Hauteur de poteau entre nus des poutres

$\bar{L}$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux)

$h_0$  : Hauteur des poteaux entre axes des poutres

$h_p$  : Hauteur de la poutre

$e_p$  : Largeur des poteaux

$L_0$  : Longueur de la poutre entre axes des poteaux

$K$  : Rigidité linéaire (poutre, poteaux)

1) Tableaux des rigidités des poutres dans les deux sens :

a) Rigidité des poutres dans le sens (x-x) :

Etages	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	ep (cm) poteau	L' cm	h (cm)	Lc cm	k (cm <sup>3</sup> )
Etage 7, 8 et sous toiture.	1--2	30	35	107187,50	340	35	305	35	322,5	332,36
	2--3	30	35	107187,50	340	35	305	35	322,5	332,36
	3--4	30	35	107187,50	158	35	123	35	140,5	762,90
	3--5	30	35	107187,50	320	35	285	35	302,5	354,34
	4--5	30	35	107187,50	163	35	128	35	145,5	736,68
	4--6	30	35	107187,50	325	35	290	35	307,5	348,58
	5--6	30	35	107187,50	163	35	128	35	145,5	736,68
	5--7	30	35	107187,50	320	35	285	35	302,5	354,34
	6--7	30	35	107187,50	158	35	123	35	140,5	762,90
	7--8	30	35	107187,50	340	35	305	35	322,5	332,36
Etage 2,3,4,5et6	1--2	30	35	107187,50	340	40	300	35	317,5	337,60
	2--3	30	35	107187,50	340	40	300	35	317,5	337,60
	3--4	30	35	107187,50	158	40	118	35	135,5	791,05
	3--5	30	35	107187,50	320	40	280	35	297,5	360,29
	4--5	30	35	107187,50	163	40	123	35	140,5	762,90
	4--6	30	35	107187,50	325	40	285	35	302,5	354,34
	5--6	30	35	107187,50	163	40	123	35	140,5	762,90
	5--7	30	35	107187,50	320	40	280	35	297,5	360,29
	6--7	30	35	107187,50	158	40	118	35	135,5	791,05
	7--8	30	35	107187,50	340	40	300	35	317,5	337,60
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	1--2	30	35	107187,50	340	45	295	35	312,5	343,00
	2--3	30	35	107187,50	340	45	295	35	312,5	343,00
	3--4	30	35	107187,50	158	45	113	35	130,5	821,36
	3--5	30	35	107187,50	320	45	275	35	292,5	366,45
	4--5	30	35	107187,50	163	45	118	35	135,5	791,05
	4--6	30	35	107187,50	325	45	280	35	297,5	360,29
	5--6	30	35	107187,50	163	45	118	35	135,5	791,05
	5--7	30	35	107187,50	320	45	275	35	292,5	366,45
	6--7	30	35	107187,50	158	45	113	35	130,5	821,36
	7--8	30	35	107187,50	340	45	295	35	312,5	343,00
sous-sol	1--2	30	35	107187,50	340	45	295	35	312,5	343,00
	2--3	30	35	107187,50	340	45	295	35	312,5	343,00
	3--4	30	35	107187,50	158	45	113	35	130,5	821,36
	3--5	30	35	107187,50	320	45	275	35	292,5	366,45
	4--5	30	35	107187,50	163	45	118	35	135,5	791,05
	4--6	30	35	107187,50	325	45	280	35	297,5	360,29
	5--6	30	35	107187,50	163	45	118	35	135,5	791,05
	5--7	30	35	107187,50	320	45	275	35	292,5	366,45
	6--7	30	35	107187,50	158	45	113	35	130,5	821,36
	7--8	30	35	107187,50	340	45	295	35	312,5	343,00
8--9	30	35	107187,50	340	45	295	35	312,5	343,00	

Tableau II.10) rigidité linéaire des poutres dans le sens(x-x)

b) Rigidité des poutres dans le sens (y-y) :

étages	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	ep (cm) poteau	L' cm	h (cm)	Lc cm	k (cm <sup>3</sup> )
<b>Etage 7 et 8</b>	A--B	30	45	227812,50	360	35	325	45	347,5	655,58
	B--C	30	45	227812,50	320	35	285	45	307,5	740,85
	E--F	30	45	227812,50	370	35	335	45	357,5	637,24
	B--D	30	45	227812,50	500	35	465	45	487,5	467,31
	D--F	30	45	227812,50	550	35	515	45	537,5	423,84
	F--G	30	45	227812,50	370	35	335	45	357,5	637,24
<b>Etage 2.3.4.5 et.6</b>	A--B	30	45	227812,50	360	40	320	45	342,5	665,15
	B--C	30	45	227812,50	320	40	280	45	302,5	753,10
	B--D	30	45	227812,50	500	40	460	45	482,5	472,15
	D--F	30	45	227812,50	550	40	510	45	532,5	427,82
	E--F	30	45	227812,50	370	40	330	45	352,5	646,28
	F--G	30	45	227812,50	370	40	330	45	352,5	646,28
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>	A--B	30	45	227812,50	360	45	315	45	337,5	675,00
	B--C	30	45	227812,50	320	45	275	45	297,5	765,76
	B--D	30	45	227812,50	500	45	455	45	477,5	477,09
	D--F	30	45	227812,50	550	45	505	45	527,5	431,87
	E--F	30	45	227812,50	370	45	325	45	347,5	655,58
	F--G	30	45	227812,50	370	45	325	45	347,5	655,58
<b>sous-sol</b>	A--B	30	45	227812,50	360	45	315	45	337,5	675,00
	B--C	30	45	227812,50	320	45	275	45	297,5	765,76
	B--D	30	45	227812,50	500	45	455	45	477,5	477,09
	D--F	30	45	227812,50	550	45	505	45	527,5	431,87
	E--F	30	45	227812,50	370	45	325	45	347,5	655,58

Tableau II.11) rigidité linéaire des poutres dans le sens (y-y)

c) Rigidité des poteaux dans le sens (x-x) :

étage	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	hc (cm)	k (cm <sup>3</sup> )
<b>Toiture</b>	25	25	32552,08	289	35	254	274	118,80
<b>étage 8</b>	25	25	32552,08	289	35	254	274	118,80
<b>étage 7</b>	25	25	32552,08	289	35	254	274	118,80
<b>étage 6</b>	25	25	32552,08	289	35	254	274	118,80
<b>étage 5</b>	30	30	67500,00	289	35	254	274	246,35
<b>étage 4</b>	35	35	125052,08	289	35	254	274	456,39
<b>étage 3</b>	35	35	125052,08	289	35	254	274	456,39
<b>étage 2</b>	40	40	213333,33	289	35	254	274	778,59
<b>étage 1</b>	40	40	213333,33	289	35	254	276,5	771,55
<b>RDC</b>	45	45	341718,75	289	35	254	276,5	1235,87
<b>Sous-sol</b>	45	45	341718,75	450	35	415	437,5	781,07

Tableau II.12) rigidité linéaire des poteaux dans le sens (x-x)

d) Rigidité des poteaux dans le sens (x-x) :

étage	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	hc (cm)	k (cm <sup>3</sup> )
<b>Toiture</b>	25	25	32552,08	289	45	244	264	123,30
<b>étage 8</b>	25	25	32552,08	289	45	244	264	123,30
<b>étage 7</b>	25	25	32552,08	289	45	244	264	123,30
<b>étage 6</b>	25	25	32552,08	289	45	244	264	123,30
<b>étage 5</b>	30	30	67500,00	289	45	244	264	255,68
<b>étage 4</b>	35	35	125052,08	289	45	244	264	473,68
<b>étage 3</b>	35	35	125052,08	289	45	244	264	473,68
<b>étage 2</b>	40	40	213333,33	289	45	244	264	808,08
<b>étage 1</b>	40	40	213333,33	289	45	244	266,5	800,50
<b>RDC</b>	45	45	341718,75	289	45	244	266,5	1282,25
<b>Sous-sol</b>	45	45	341718,75	450	45	405	427,5	799,34

Tableau II.13) rigidité linéaire des poteaux dans le sens (y-y)

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée, donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Les sections qui satisfassent la vérification des rigidités linéaires sont :

niveaux	L <sub>0</sub> (m)	Section (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	<b>4,50</b>	<b>(45x45)</b>
RDC, 1	<b>2,89</b>	<b>(45x45)</b>
2, 3,4, 5,6	<b>2,89</b>	<b>(40x40)</b>
7,8.	<b>2,89</b>	<b>(35x35)</b>
Toiture	<b>3,25</b>	<b>(35x35)</b>

#### ❖ Vérification de la résistance des poteaux au flambement : (BAEL99 B.8.4.1)

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL99 B.8.4.1)}$$

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0.7 L_0$ ).

$L_0 = h_e$  = Longueur libre du poteau

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab$  = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b} = 2,42 L_0 / b$$

❖ Calculs :

➤ **Pour le Sous-sol :**

$L_0 = 4.50$  m ; Section des poteaux (45x45) cm<sup>2</sup>

$$\lambda = 2.42 \times \frac{4.50}{0.45} = \mathbf{24.2} \leq 50$$

➤ **Pour RDC et niveau 1 :**

$L_0 = 2.89$  m ; Section des poteaux (45x45) cm<sup>2</sup>

$$\lambda = 2.42 \times \frac{2.89}{0.25} = \mathbf{15.54} \leq 50$$

➤ **Pour les niveaux 2 , 3 , 4 , 5 et 6:**

$L_0 = 2.89$  m ; Section des poteaux (40x40) cm<sup>2</sup>

$$\lambda = 2.42 \times \frac{2.89}{0.40} = \mathbf{17,48} \leq 50$$

➤ **Pour niveaux 7 et 8 :**

$L_0 = 2.89$  m ; Section des poteaux (35x35) cm<sup>2</sup>

$$\lambda = 2.42 \times \frac{2.89}{0.35} = \mathbf{20} \leq 50$$

➤ **Pour la toiture :**

$L_0 = 2.89$  m ; Section des poteaux (35 x35) cm<sup>2</sup>

$$\lambda = 2.42 \times \frac{3,20}{0.35} = \mathbf{22,12} \leq 50$$

niveaux	$L_0(m)$	Section (cm <sup>2</sup> )	Valeur de $\lambda$	vérification
Sous-sol	4,50	(45x45)	24,20 < 50	OK
RDC, 1	2,89	(45x45)	15,54 < 50	OK
2, 3,4, 5,6	2,89	(40x40)	17,48 < 50	OK
7,8.	2,89	(35x35)	20,00 < 50	OK
Toiture	2,89	(35x35)	22, 12 < 50	OK

Tableau II.14) vérification ou flambement.

### ❖ Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs ( $h_e$ ) en une seule fois, et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **II<sub>a</sub>** doivent satisfaire les conditions suivantes :

Conditions exigées	Poteaux	Valeurs calculées	vérifications
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	(45 x45)	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35$	OK
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	(40x40)	$\frac{h_e}{20} = 2.89/20 = 14.45$	OK
$1/4 < b/h < 4$	(35x35)	$1/4 < b/h = 1 < 4$	OK

Tableau II.15) : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

### Conclusion:

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, en sachant que les sections adoptées pour chaque élément ne sont pas définitives car peuvent être modifier après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois, et documents techniques utilisés nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Eléments	pré-dimensionnement	
<i>Plancher</i>	Corps creux (16+4)	
	Delle pleine $e_p=15\text{cm}$	
<i>Poutres</i>	PP : (30x45) $\text{cm}^2$	
	PS : (30x35) $\text{cm}^2$	
	P. Palière :(30x35) cm	
<i>Voile</i>	Sous-sol	e = 25cm
	Autre etage	e = 20cm
<i>Poteaux</i>	Sous-sol,RDC, Niveau 1.	(45 × 45) $\text{cm}^2$
	Niveau 2,3,4,5 et 6	(40 × 40) $\text{cm}^2$
	Niveau 7, 8 et toiture.	(35 × 35) $\text{cm}^2$

Tableau II-16): Les dimensions adopter des de sections trouvées

### Conclusion :

Apes avoir défini la grandeur des éléments qui constitue notre structure nous passant aux calcule des éléments non structuraux.

**III.1) INTRODUCTION :**

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non Structuraux secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

**III.2) Calcul des éléments :****III.2.1) Acrotère :**

L'acrotère est un élément du bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

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 ( $1m$ ) (à l'ELU et ELS).

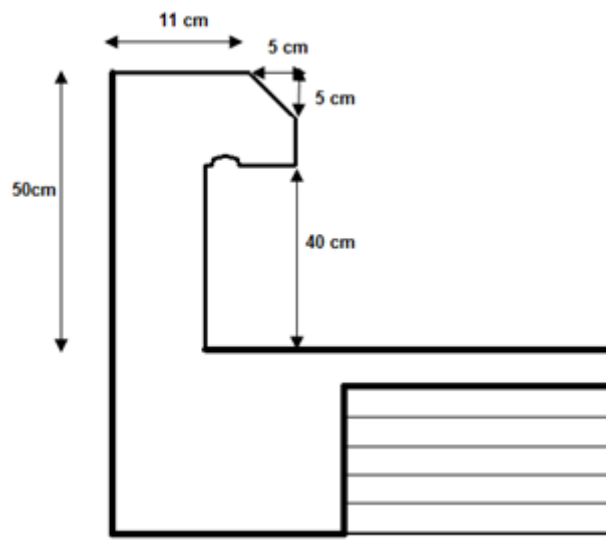


Fig III.2.1.1 coupe schématique de l'acrotère.

**III.2.1.1) Détermination des sollicitations :**

- Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho \times S \times 1m$

$$G = (0,4 \times 0,1) + (0,11 \times 0,1) + (0,05 \times 0,05) + (0,05 \times 0,05/2) \times 25 \times 1m$$

$$G = 1,369 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 = 1,369 \times 1 = 1,369 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement  $M$  dû à  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,4 \times 1 = 0,4 \text{ KN.m}$

A. *Diagramme des efforts internes :*

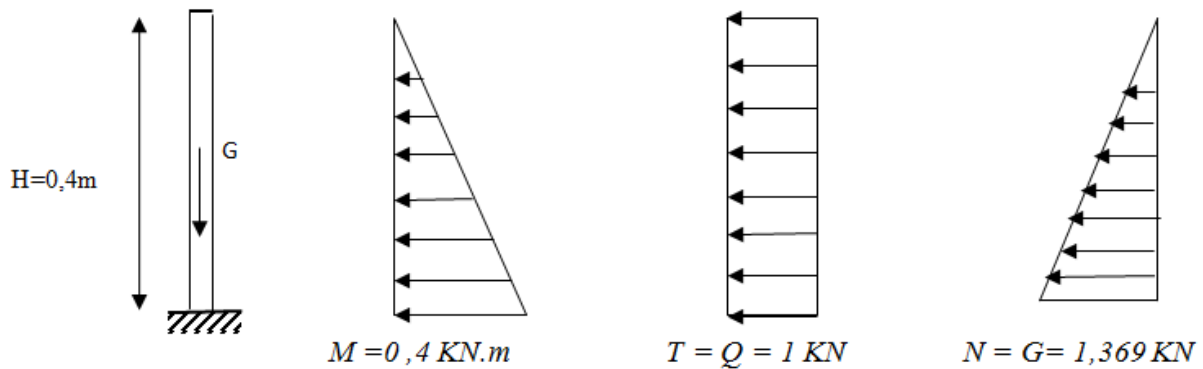


Fig III.2.1.2 diagramme des efforts interne dans l'acrotère

A. *Combinaison de charges:*

❖ **ELU : 1.35G + 1.5Q**

$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,369 = 1,848 \text{ KN}$

$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,4 = 0,60 \text{ KN.m}$

$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \text{ KN}$

❖ **ELS : G + Q**

$N_s = G = 1,369 \text{ KN}$

$M_s = M_Q = 0,40 \text{ KN.m}$

$T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

III.2.1.2) *Ferraillage de l'acrotère:*

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée

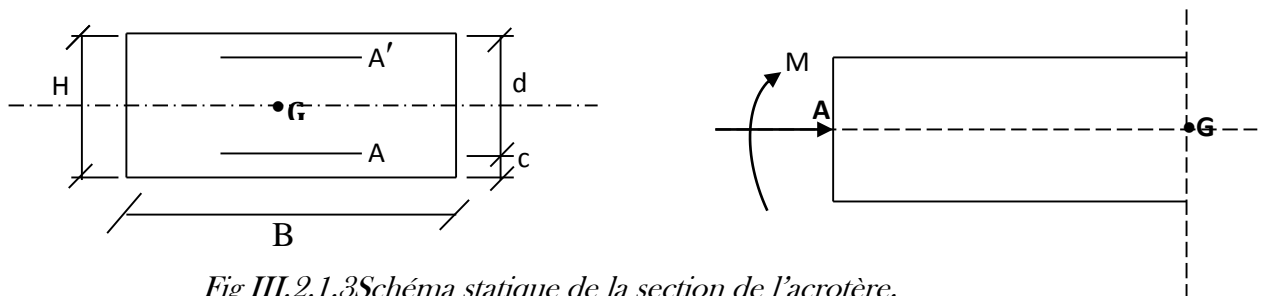


Fig III.2.1.3Schéma statique de la section de l'acrotère.

Avec :

h : Epaisseur de la section = 10cm

b : Largeur de la section = 100cm

c et c' : Enrobage = 3cm

d : Hauteur utile (h - c) = 7cm

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues (A).

### 1) Calcul des armatures à l'ELU:

- Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6 \times 10^2}{1,848} = 33 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

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

#### a) Calcul en flexion simple:

##### ➤ Moment fictif:

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec:} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 1,848 \times (0,33 + 0,02) = 0,6468 \text{ KN.m}$$

##### ➤ Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \left( \frac{0,6468 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} \right) = 0,009$$

$$\text{Avec:} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$  La section est simplement armée (**SSA**)

$$\mu_f = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,9955.$$

##### ➤ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,6468 \times 10^3}{0,9955 \times 7 \times 348} = 0,266 \text{ cm}^2$$

##### ➤ Armature réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,266 - \frac{1,484 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,22 \text{ cm}^2$$

### 2) Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée

Donc on adoptera la section minimale :  $A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$ .

D'où :  $A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

D'où : **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b) Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1,211]**

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_c}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0,002 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0,002 < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{ la Condition est vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

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

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,236 \text{ MPa} \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

**d) Ancrages des barres verticales :**

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

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 30 \text{ cm.}$$

### III.2.1.3) Vérification à l'ELS:

**1) contrainte de compression dans l'acier et le béton :**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}}) = (0,5 \times 400, 90\sqrt{1,6 \times 2,1}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,36 \quad \Leftrightarrow \quad \beta_1 = 0,907 \quad \Leftrightarrow \quad k_1 = 38,76 \quad \Leftrightarrow \quad K = \frac{1}{k_1} = 0,0257$$

$$\sigma_s = \frac{400}{0,914 \times 0,07 \times 2,51 \times 10^2} = 25,10 \text{ MPa} \leq 164,97 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,023 \times 25,10 = 0,577 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\Leftrightarrow$  La condition est vérifiée.

## 2) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{Avec :}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II<sub>b</sub>, groupe d'usage 2)

$$\Leftrightarrow A = 0,20 \quad (\text{RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1})$$

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale (C<sub>p</sub> = 0,8)

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 1,369 KN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1,369 = 0,876 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Leftrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Le ferrailage sera fait avec la section minimale (la section la plus défavorable) :

- Armatures principales : **5 HA 10 /ml** avec un espacement de **20 cm**.
- Armatures de répartition : **2 × 4HA 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement de **25cm**

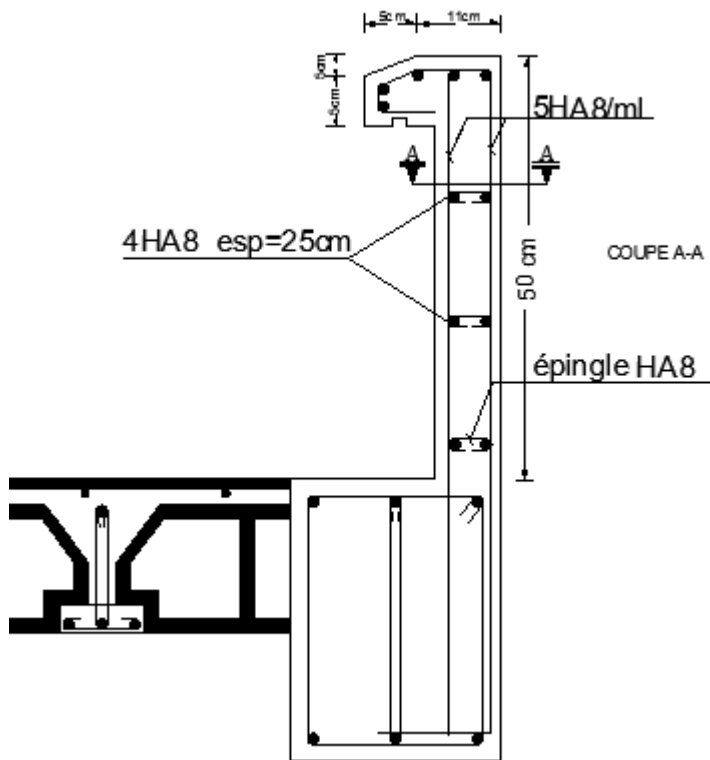


Fig III.2.1.4 ferrailage de l'acrotère.



Fig III.2.1.5 coupe A-A

### III.2.2. La salle machine :

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

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

#### III.2.2.1) Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de :  $6,06 \times 3,15 = 19,089 \text{ m}^2$ .
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de :  $P=100 \text{ KN}$ .

#### III.2.2.2) Calcul de la dalle plaine :

##### a. épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{3,15}{30} = 10,5 \text{ cm}$

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

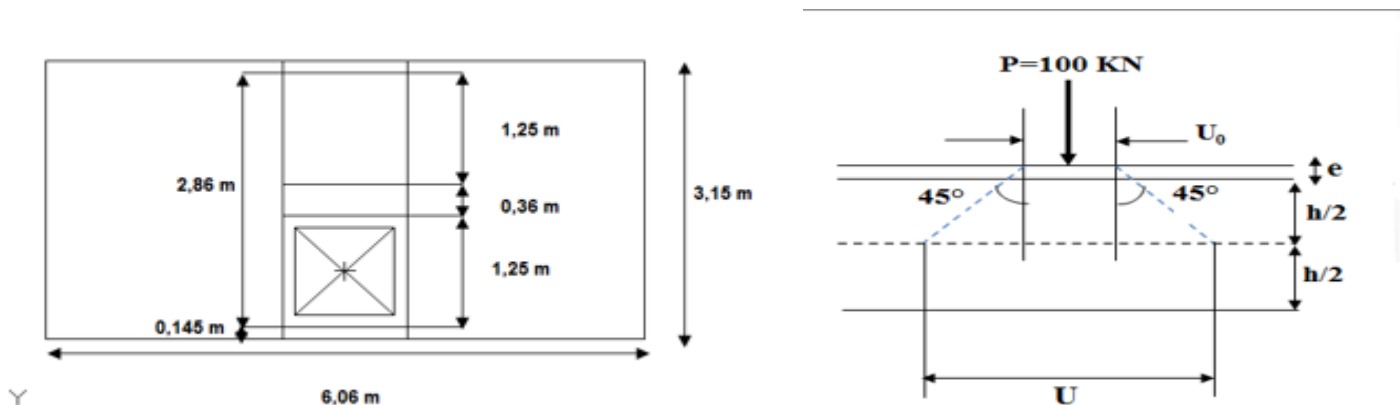


Fig III.2.2.1 schéma statique de la salle machine

La dalle repose sur 04 appuis et elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e + h_t \Rightarrow U = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125\text{cm} \\ V = V_0 + 2e + h_t \Rightarrow V = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow U = 125\text{cm} \quad ; \quad V = 125\text{cm}$$

Avec :

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact ( $U_0=V_0=100\text{ cm}$ )

$h_t$  : épaisseur de la dalle (15cm).

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm).

Sachant que la charge n'est pas au milieu du panneau nous allons utiliser l'artifice de resal pour déterminer les moments  $M_x$  et  $M_y$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,15}{6,06} = 0,52 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

On utilisant l'artifice de **Resal** on aura :

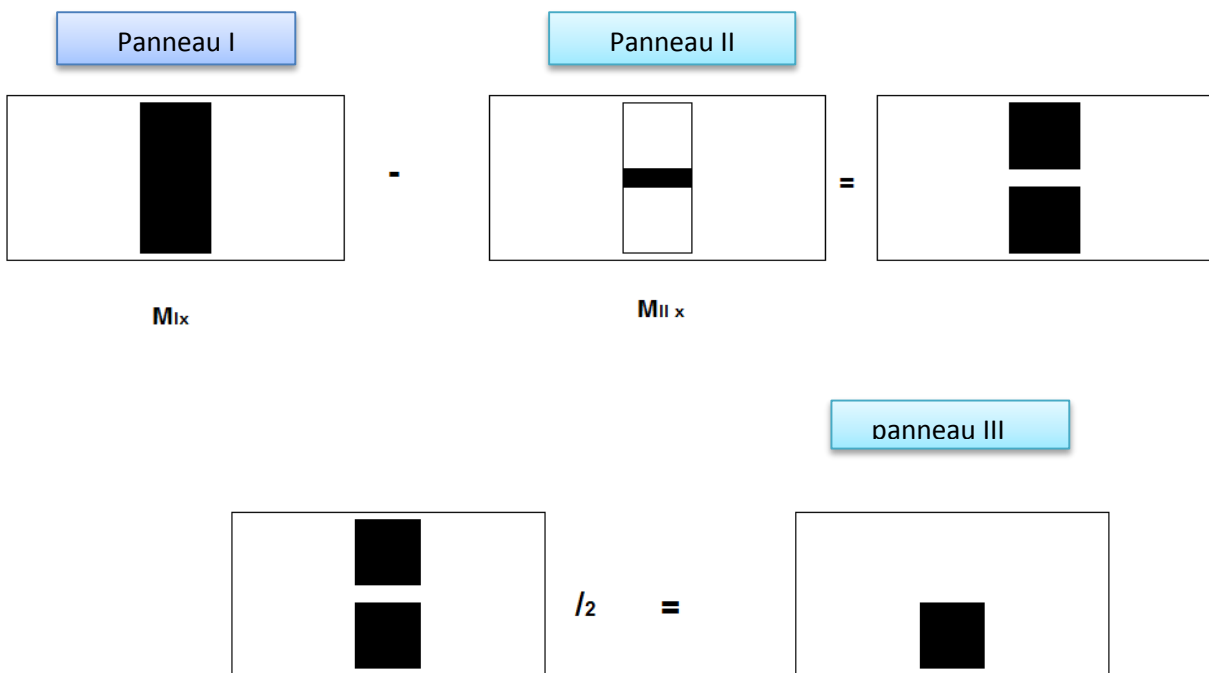


Fig III.2.2.2 méthode de calcul d'une charge excentrée

$$M_x^{III} = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2}$$

$$M_y^{III} = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2}$$

• calcul du moment pour le panneau I :

$$\left. \begin{aligned} M_x^I &= 1,35P(M_1 + \nu M_2) \rightarrow M_x^I = 1,35P(M_1) \\ M_y^I &= 1,35P(M_2 + \nu M_1) \rightarrow M_y^I = 1,35P(M_2) \end{aligned} \right\} \text{ELU : } \nu = 0$$

$\nu$  : coefficient de poisson

P : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$\frac{P_I}{U_I V_I} = \frac{P}{U.V} \quad \rightarrow \quad \frac{100}{(1,25)(1,25)} = \frac{P_I}{(1,25)(2,89)}$$

$$P_I = 231 \text{ KN}$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{2,86}{3,15} = 0,90 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,25}{6,06} = 0,203$$

(Tableaux de PIGEAUD)

Après interpolation :  $\mathbf{M_1 = 0,097.}$   
 $\mathbf{M_2 = 0,060.}$

D'où :  $M_x^I = 1,35(231)(0,097) = 30,25 \text{ KN.m}$   
 $M_y^I = 1,35P(231)(0,060) = 18,71 \text{ KN.m}$

•calcul du moment pour le panneau II :

$$\left. \begin{aligned} M_x^{II} &= 1,35P_{II}(M_1 + \nu M_2) \rightarrow M_x^{II} = 1,35P_{II}(M_1) \\ M_y^{II} &= 1,35P_{II}(M_2 + \nu M_1) \rightarrow M_y^{II} = 1,35PP_{II}(M_2) \end{aligned} \right\}$$

ELU :

$$\nu = 0$$

$\nu$  : coefficient de poisson

P : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$\frac{P_{II}}{U_I V_I} = \frac{P}{U.V} \quad \rightarrow \quad \frac{100}{(1,25)(1,25)} = \frac{P_{II}}{(1,25)(0,36)}$$

$$P_I = 28,8 \text{ KN}$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{0,36}{3,15} = 0,114 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,25}{6,06} = 0,203$$

(Tableaux de PIGEAUD)

Après interpolation :  $\mathbf{M_1 = 0,2186.}$   
 $\mathbf{M_2 = 0,09442.}$

D'où :  $M_x^I = 1,35(28,8)(0,2186) = 8,5 \text{ KN.m}$   
 $M_y^I = 1,35P(28,8)(0,09442) = 3,67 \text{ KN.m}$

•calcul du moment pour le panneau III :

$$M_x^{III} = \frac{30,25 - 8,5}{2} = 10,875 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{III} = \frac{18,71 - 3,67}{2} = 7,52 \text{ KN.m}$$

**c. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,15}{6,06} = 0,52 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0918 \quad ; \quad \mu_y = 0,25 \quad (\text{Tableaux de PIGEAUD}).$$

- Poids propre de la dalle :  $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$
  - Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- $$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/ml}$$

D'où :  $M_{x2} = 0,0918 \times 6,562 \times (3,15)^2 = 5,97 \text{ KN.m}$   
 $M_{y2} = 0,25 \times 5,97 = 1,50 \text{ KN.m}$

**d. Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,875 + 5,97 = 16,845 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,52 + 1,50 = 9,02 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des poutres , les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

**e. Ferrailage de la dalle :**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

$$d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

**❖ Sens de la petite portée X-X :**

- **Aux appuis :**  $M_{u,x} = -0,3 \times 16,845 = -5,05 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{5,05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,021 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,989$$

$$A_{sa} = \frac{5,05 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **En travée :**  $M_{u,x} = 0,85 \times 16,845 = 14,32 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{14,32 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{14,32 \times 10^3}{0,969 \times 13 \times 348} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Sens de la petite portée Y-Y :**

- **Aux appuis :**  $M_{u,y} = -0,3 \times 9,02 = -2,706 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{2,706 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,994$$

$$A_{sa} = \frac{2,706 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,601 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **En travée :**  $M_{u,y} = 0,85 \times 9,02 = 7,667 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{7,667 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{7,667 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**1. Vérification à L'ELU :****a. Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**❖ **Sens de la petite portée X-X :**

Le ferrailage de la salle machine doit satisfaire la CNF :

$$W_x = W_0(3 - \rho) = 0,0008 \times (3 - 0,52) / 2 = 0,000992$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h_t = 0,000992 \times 100 \times 15 = 1,488 \text{ cm}^2.$$

$\rho_0$  : taux d'armatures dans chaque direction ;  $\rho_0 = 0,8\%$

$$A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$$

❖ **Sens de la petite portée Y-Y :**

$$W_x = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = W_y \times b \times h_t = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$$

**b. Espacement des barres :(B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

**Appuis :**

**Sens X-X :**  $S_t = 25 \text{ cm} = \min \{2 h_t, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**Sens Y-Y :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**Travée :**

**Sens X-X :**  $S_t = 20 \text{ cm} = \min \{2 h_t, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Sens Y-Y :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

(Avec :  $h_t = 15 \text{ cm}$ )

**c. Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1,211]**

$$\bar{\tau}_n = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

Au milieu de U :

$$T = \frac{P}{3 \times V} = \frac{166}{3 \times 1,25} = 44,4 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T = \frac{P}{2 \times U + V} = \frac{166}{2 \times 1,25 + 1,25} = 44,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \Leftrightarrow \quad \tau_u = \frac{44,4 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,34 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = 44,40 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_s} = 1,16 \text{ Mpa} \quad \tau_u = 0,34 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow$  **Condition est vérifiée.**

**d. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $P_u$  est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal

$$P_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $U_c = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 500 \text{ cm} = 5 \text{ m}$

$$P_u = 166 \text{ KN/ml} \leq \frac{0,045 \times 5 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ KN} \Rightarrow$$
 **Condition vérifiée**

**III.2.2.3) Vérification à l'ELS :**

**a. Moments engendrés par le système de levage :**

$$\left. \begin{aligned} M_x^I &= 1,35 P_l (M_1 + \nu M_2) \\ M_y^I &= 1,35 P_l (M_2 + \nu M_1) \end{aligned} \right\} \quad \text{à l'ELS : } \nu = 0,2$$

- **Calcul du moment pour le panneau I :**

$$M_x^I = P_I(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^I = P_I(M_2 + \nu M_1)$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$P$  : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$\frac{P_I}{U_I V_I} = \frac{P}{U.V} \quad \rightarrow \quad \frac{100}{(1,25)(1,25)} = \frac{P_I}{(1,25)(2,89)}$$

$$P_I = 231 \text{ KN}$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{2,86}{3,15} = 0,90 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,25}{6,06} = 0,203$$

(Tableaux de PIGEAUD)

Après interpolation :  $M_1 = 0,097$ .

$$M_2 = 0,060.$$

D'où :  $M_x^I = (231)(0,097 + 0,2 \times 0,06) = 25,18 \text{ KN.m}$

$$M_y^I = (231)(0,06 + 0,2 \times 0,097) = 18,34 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment pour le panneau II :**

$$M_x^{II} = P_{II}(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^{II} = P_{II}(M_2 + \nu M_1)$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$P$  : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$\frac{P_{II}}{U_I V_I} = \frac{P}{U.V} \quad \rightarrow \quad \frac{100}{(1,25)(1,25)} = \frac{P_{II}}{(1,25)(0,36)}$$

$$P_I = 28,8 \text{ KN}$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{0,36}{3,15} = 0,114 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,25}{6,06} = 0,203$$

(Tableaux de PIGEAUD)

Après interpolation :  $M_1 = 0,2186$ .

$$M_2 = 0,09442.$$

D'où :  $M_x^{II} = (28,8)(0,2186 + 0,2 \times 0,09442) = 6,83 \text{ KN.m}$

$$M_y^{II} = (28,8)(0,09442 + 0,2 \times 0,2186) = 3,98 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment pour le panneau III :**

$$M_x^{III} = \frac{25,18 - 6,83}{2} = 9,175 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{III} = \frac{18,34 - 3,98}{2} = 7,18 \text{ KN.m}$$

**b. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

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

Ils sont donnés par les formules :

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

$$\mu_x = 0,0957 \quad ; \quad \mu_y = 0,391 \quad (\text{Tableaux de PIGEAUD}).$$

$$q_u = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$D'où : M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,0957 \times 4,75 \times (3,15)^2 = 4,51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = 4,51 \times 0,391 = 1,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**c. Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,175 + 4,75 = 13,925 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,18 + 1,76 = 8,94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Remarque :**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appui par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

**Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times 13,925 = -4,177 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 8,94 = -2,682 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**En travée:**

$$M_x^t = 0,85 \times 13,925 = 11,83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 8,94 = 7,60 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :****❖ Sens de la petite portée X-X :****• Aux appuis :**

$$M_s = -4,177 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad A_{sa} = 2,01 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho = 0,155 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K = 0,0160 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_{sa}} = \frac{4,177 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 170,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0160 \times 170,96 = 2,73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $M_s = 11,83 \text{ KN} \cdot \text{m}$  ;  $A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K = 0,0231 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{11,83 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,93} = 253,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0231 \times 253,61 = 5,87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens de la petite portée Y-Y :**

• **Aux appuis :**

$M_s = -2,682 \text{ KN} \cdot \text{m}$  ;  $A_{sa} = 2,01 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho = 0,155 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K = 0,0160 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_{sa}} = \frac{2,682 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 109,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0160 \times 109,77 = 1,75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $M_s = 7,60 \text{ KN} \cdot \text{m}$  ;  $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$\rho = 0,155 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{7,60 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,93} = 159,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,023 \times 159,09 = 3,66 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**3. Etat limite de fissuration :**

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

**4. Diamètre maximal des barres :**

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ cm} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.4) Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

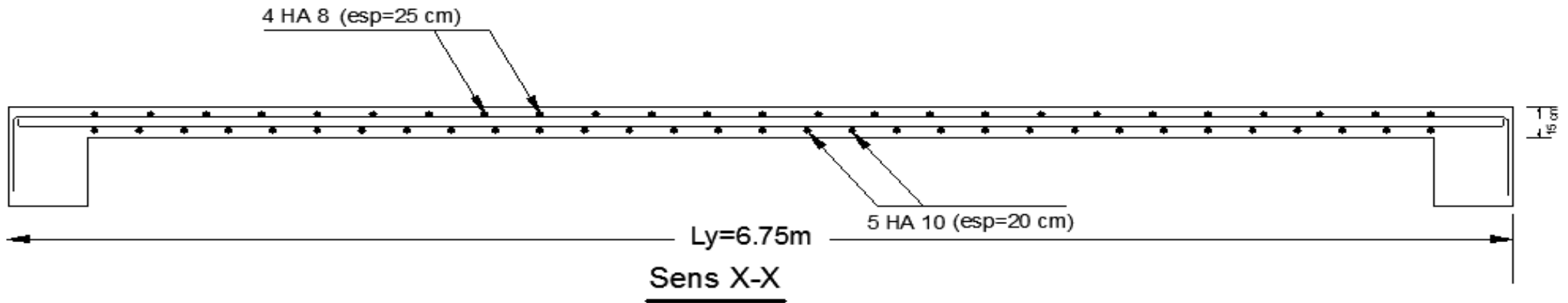


Fig III.2.2.3 ferrailage de la salle machine sens (x-x)

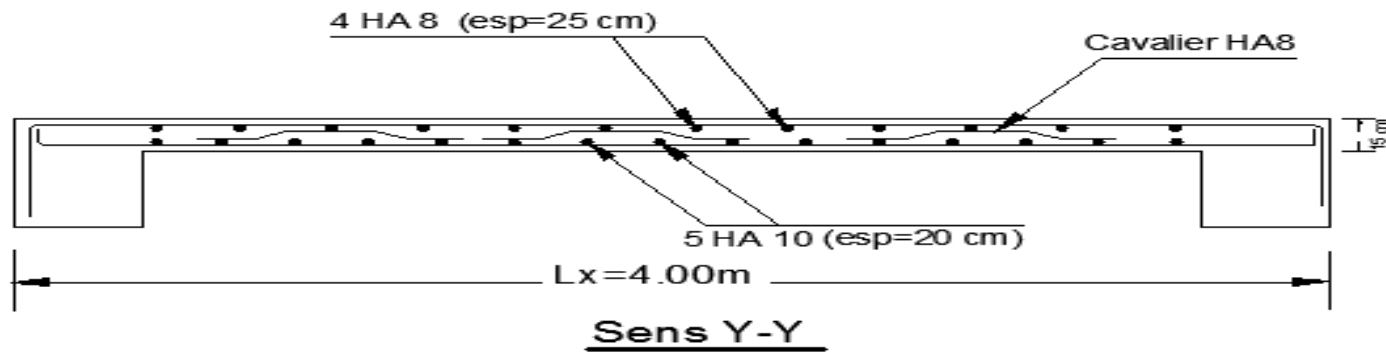


Fig III.2.2.4 ferrailage de la salle machine sens (y-y)

### III.2.3) Les consoles :

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles, le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Les consoles réalisées en dalle pleine coulée sur place est assimilée à une console encastrée à une extrémité.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

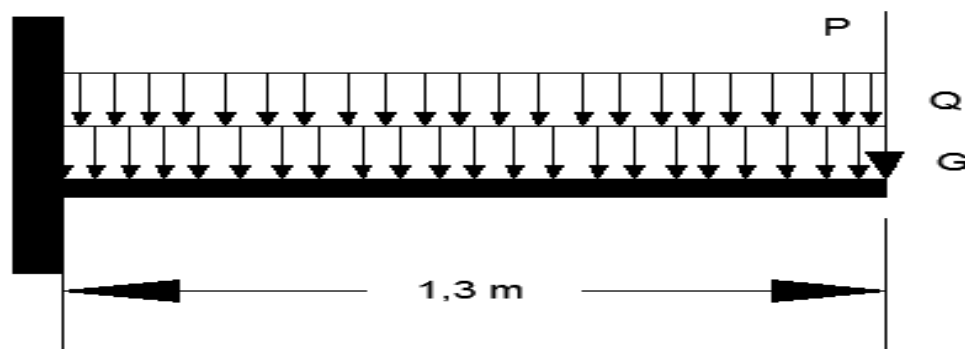


Fig III.2.3.1 Schéma statique du balcon

$G$  : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

$Q$  : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

$P$  : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### III.2.3.1) Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p = L / 10 = 130 / 10 = 13 \text{ cm}$$

On opte:  $e_p = 15 \text{ cm}$

#### III.2.3.2) Détermination des charges et surcharges de la console

- **Charges permanentes :**

Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

##### a- Charges permanentes:

- poids de revêtement carrelage (2cm).....0,44KN/ml;
- Mortier de pose (2cm).....0,44 KN/ml;
- couche de sable (2cm).....0,36 KN/ml;
- poids propre de la dalle..... $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$ ;
- Enduit ciment (2cm)..... 0.36KN/ml.

$$G = 5,35 \text{ KN/ml.}$$

**b- charge concentrée :**

Poids propre du garde-corps :

- Brique (10 cm)  $9 \times 0,1=0,9$  KN/ml.
  - Enduit de ciment (2cm)  $18 \times 0,002 \times 2= 0,72$  KN/ml.
- $P = 1,62$  KN/ml.

- **Surcharges d'exploitation :**

D'après le DTR :  $Q = 3,5$  KN/m<sup>2</sup>**1. Combinaisons de charges :**

- **ELU :**

**La dalle :**  $q_{ui} = 1,35 G_i + 1,5 Q_i = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,50 = 12,47$  KN/ml.**Le garde-corps :**  $P_{ui} = 1,35 P_i \times 1m = 1,35 \times 1,62 \times 1m = 2,19$  KN/ml.

- **ELS :**

**La dalle :**  $q_{si} = G_i + Q_i = 5,35 + 3,50 = 8,85$  KN/ml.**Le garde-corps :**  $P_{si} = P_i \times 1m = 1,62 \times 1m = 1,62$  KN/ml.**2. Calcul à l'ELU:**

$$\text{ELU : } M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \times l \qquad \text{ELS : } M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \times l$$

$$\text{ELU : } M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u \times l = \frac{12,47 \times 1,3^2}{2} + 2,19 \times 1,3 = 13,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8,85 \times 1,3^2}{2} + 1,62 \times 1,3 = 9,58 \text{ KN.m}$$

**III.2.3.3) Ferrailage à l'ELU :****a) Armatures principales :**

$$\mu_1 = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,38 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,056$$

 $\mu_1 = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_1 = 0,056 \Rightarrow \beta_1 = 0,971.$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,38 \times 10^3}{0,971 \times 13 \times 348} = 3,05 \text{ cm}^2$$

 $\Rightarrow A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$ **b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{s1}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**1. Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sI} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$$

**b) Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

**Armatures principales :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_{ti}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Armatures répartitions :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_{ti}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

(Avec :  $h_t = 15 \text{ cm}$ )

**c) Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1, 211]**

Fissuration très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_c}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = q_u \times l + P_u$$

$$T_u^{\max} = 12,47 \times 1,3 + 2,19 = 18,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18,40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,140 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,140 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

$\tau_{se}$  = La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

$\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 0,12 \times 3,14 = 1,884 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,892}{0,9 \times 130 \times 1,884} = 0,083 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**e) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art. A.6.1, 221) :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte : **L<sub>r</sub> = 20 cm**

**III.2.3.4) Vérifications à l'ELS :****a) contrainte de compression dans l'acier et le béton :**

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) = (0,5 \times 400 ; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \quad \Leftrightarrow \quad \beta_1 = 0,899 \quad \Leftrightarrow \quad k_1 = 34,50 \quad \Leftrightarrow \quad K = \frac{1}{k_1} = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9,58 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 145,08 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,028 \times 145,08 = 4,06 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\Leftrightarrow$  **La condition est vérifiée.**

**b) Vérification de la flèche : (BAEL.99/Art B.6.5, 2)**

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0,12 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0,12 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{9,58}{10 \times 9,58} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

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

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des balcons en dalle pleine d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

$$A_s = 5HA12/ml = 5,65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_r = 5HA10 / ml = 3,93 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm.

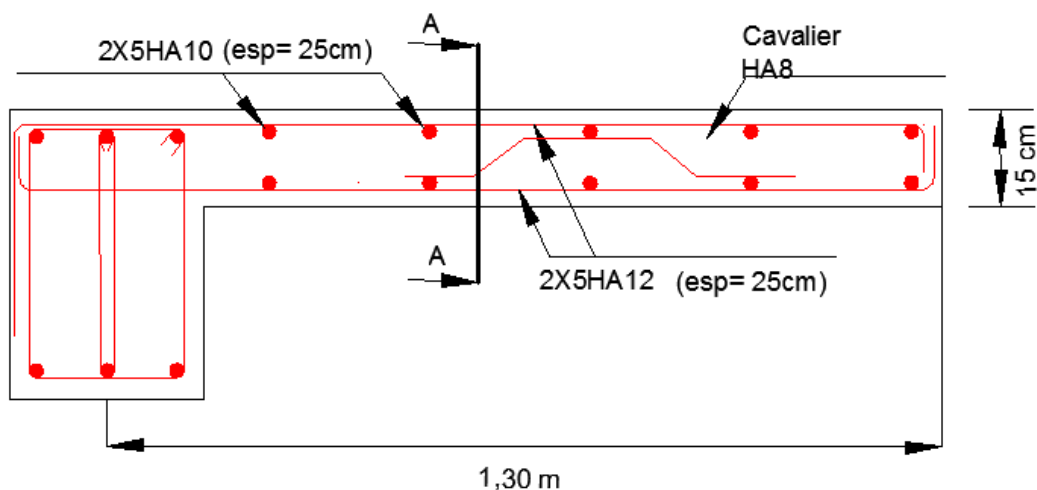


Fig III.2.3.2 ferrailage du balcon

**III.2.4) PLANCHER :**

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

**III.2.4.1) Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520,  $\Phi \leq 6$  mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :

- **20 cm** pour les barres // aux poutrelles.
- **33 cm** pour les barres  $\perp$  aux poutrelles.

**A. Calcul des armatures :**❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq (4 \times L) / f_e$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$A_{\perp} \geq (4 \times 65) / 520 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{\perp} = 6 \phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de **15cm**

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = (A_{\perp} / 2) = 1,7 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 6 \phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de **15cm**

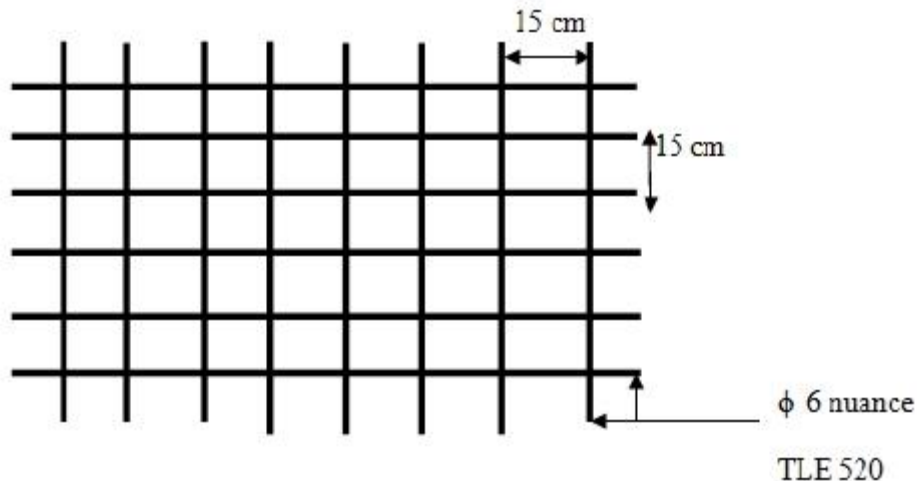


Fig III.2.4.1 Treillis soudés de  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

### III.2.4.2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

#### a) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement **BAEL91**

Préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq l - b_0/2$$

$$b_1 \leq l_1/10$$

$$b_1 \leq l_1/3$$

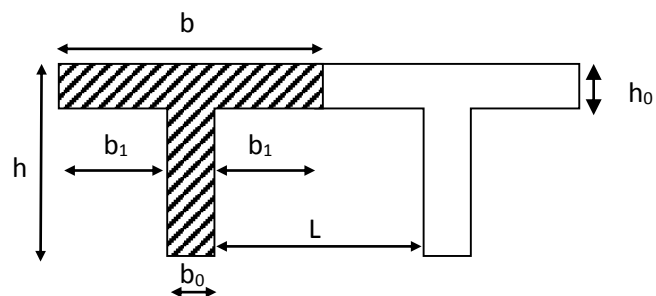


Fig III.2.4.2 caractéristique géométrique de la section en T

#### Avec :

**L** : distance entre axe des poutrelles ;

**l<sub>1</sub>** : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 4,80 \text{ m}$  (la travée la plus sollicitée) ;

**b** : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ ) ;

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ ) ;

D'où : Largeur efficace de la table de compression :

$$b_1 \leq 65 - 12 / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 340 / 10 = 34 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 340 / 3 = 113,5 \text{ cm}$$

On prend :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ .

$$D'où : b_1 = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

**1) Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

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

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

$$D'où : G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

Surcharge due à la main d'œuvre.....  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La hauteur de la dalle de compression...  $h_0 = 4 \text{ cm}$

La largeur de la nervure .....  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Enrobage .....  $c = 2 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression ...  $b = 65 \text{ cm}$

**a) Calcul à L'ELU :**

❖ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,50 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

**Le moment en travée :**

$$M_u = (q_u \times l^2) / 8 = (2,5 \times 3,4^2) / 8 = 3,6125 \text{ KN.m}$$

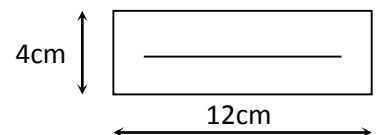
**L'effort tranchant :**

$$T_u = q_u \times l / 2 = 2,5 \times 3,40 / 2 = 4,25 \text{ KN}$$

❖ **Calcul de la section d'armature :**

Soit l'enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile :  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$



$$\mu_b = M_t / d b^2 f_{bc} = 7,2 \times 10^3 / 12 \times 2^2 \times 14,2 = 5,31$$

$$\mu_b \gg 0,392 \Rightarrow \text{Section Doublement Armée (SDA).}$$

**Calcul de la distance entre les étais :**

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

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

$$M_l = \mu_u \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une (S.S.A) est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 (0,267)}{2,5}} = 0,92 \text{ m}$$

On adopte un étais chaque 90cm

**2) Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher :

$$G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ ml.}$$

Les combinaisons des charges :

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$   
 $= 1,35(3,614) + 1,5 (1,625) = 7,32 \text{ KN/ml}$
- ELS:  $q_s = G + Q$   
 $= 3,614 + 1,625 = 5,24 \text{ KN/ml}$

**❖ Nous avons trois diffèrent type de plancher :**

Le premier comporte un plancher sur 7 appuis ; le deuxième sur 4 appuis et le troisième sur 3 appuis

**A. Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

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

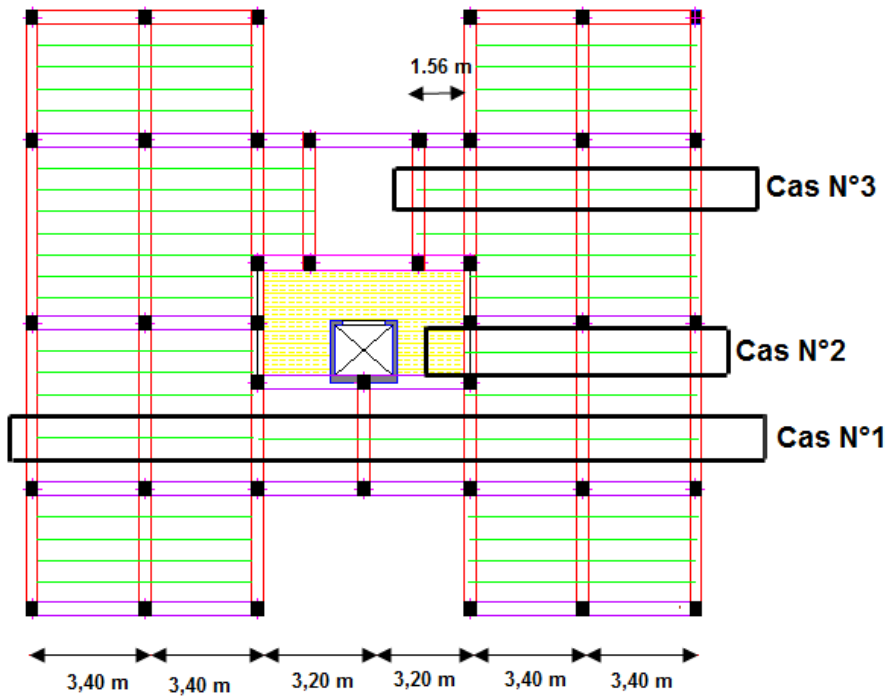


Fig III.2.4.3 description des cas a étudié.

• **Méthode forfaitaire :**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.

La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m<sup>2</sup>.

$Q = 2,5 \text{ (sous -sol)} \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml}) = (2 \times 3,38 ; 5\text{KN/ml}) = 6,76\text{KN/ml}$

⇒ **La condition est vérifiée.**

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $I_i = I_{i+1}$  ⇒ **la condition est vérifiée.**

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre

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

Cas N°1			Cas N°2			Cas N°3		
$L_1/L_2$	$3,4 / 3,4 = 1$	<b>C.V</b>	$L_1/L_2$	$3,40/3,40= 1$	<b>C.V</b>	$L_1/L_2$	$3,40/3,40=1$	<b>C.V</b>
$L_2/L_3$	$3,4 / 3,2 = 1,06$	<b>C.V</b>				$L_2/L_3$	$3,40/1,58=2,15$	<b>C.N.V</b>
$L_3/L_4$	$3,2 / 3,2 = 1$	<b>C.V</b>						
$L_4/L_5$	$3,2 / 3,4 = 0,94$	<b>C.V</b>						
$L_5/L_6$	$3,4 / 3,4 = 1$	<b>C.V</b>						

Tableaux III.2.4.1 Vérification de la méthodes de calcul .

4°/ La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

Donc le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour le cas 1 et 2. et la méthode des trois moments pour le cas 3.

#### a) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement 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.

#### b) Exposé de la méthode

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

- $M_t \geq \max \{ 1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

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

- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,6  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dont :

$M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison:

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

L : longueur entre nus des appuis.

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

#### c) Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

**Cas N°1** : on remarque présente une symétrie par rapport à l'appui n° 4

$$\alpha = \frac{2,5}{5,56+2,5} = 0,31$$

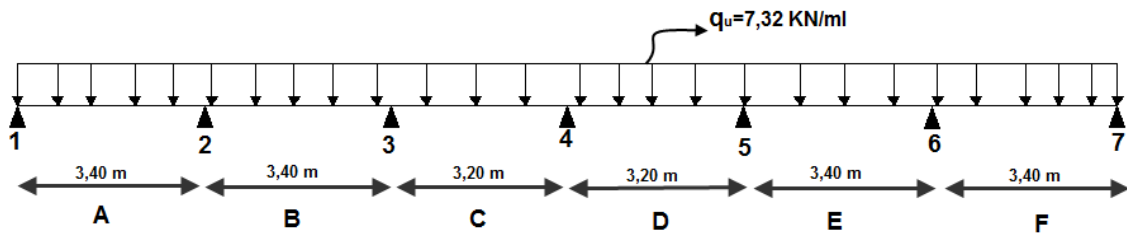


Fig III.2.4.4 schémas statique de la travée n°1.

1) Calcul du moment isostatique :

$$M_{0A} = M_{0F} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,32 \frac{(3,40)^2}{8} = 10,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0E} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,32 \frac{(3,40)^2}{8} = 10,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = M_{0D} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,32 \frac{(3,20)^2}{8} = 9,37 \text{ KN.m}$$

2) Moments aux appuis :

$$M_1 = M_7 = 0,3 M_{0A} \rightarrow M_1 = M_7 = 0,3(10,58) = 3,174 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0,5 \max(M_{0A}, M_{0B}) \rightarrow M_2 = M_6 = 0,5(10,58) = 5,29 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0,4 \max(M_{0B}, M_{0C}) \rightarrow M_3 = M_5 = 0,4(10,58) = 4,232 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{0A} \rightarrow M_4 = 0,4(9,37) = 3,174 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travée :

a) calcul des coefficients :

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,31) = 1,093 > 1,05$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \{1 + 0,3(0,3)\}/2 = 0,5465$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = [1,2 + 0,3(0,31)]/2 = 0,6465$$

$$\text{b) } M_{tA} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_W + M_e}{2}, 0,6465 M_0 \}$$

$$M_{tA} = M_{tF} = 7,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_W + M_e}{2}, 0,5465 M_0 \}$$

$$M_{tB} = M_{tE} = 6,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_W + M_e}{2}, 0,5465 M_0 \}$$

$$M_{tC} = M_{tD} = 7,57 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des efforts tranchants : Tapez une équation ici.

$$T(i) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$T(i + 1) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (kN/ml)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	T <sub>i</sub> (KN)	T <sub>i+1</sub> (KN)
A	3,40	<b>7.32</b>	- 3,147	-5,29	11,81	-13,07
B	3,40		-5,29	-4,232	12,76	-12,13
C	3,20		-4,232	-3,75	11,86	-11,56
D	3,20		-3,75	-4,232	-11,56	11,86
E	3,40		-4,232	-5,29	-12,13	12,76
F	3,40		-5,29	- 3,147	-13,07	11,81

Tableaux III.2.4.2 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 1.

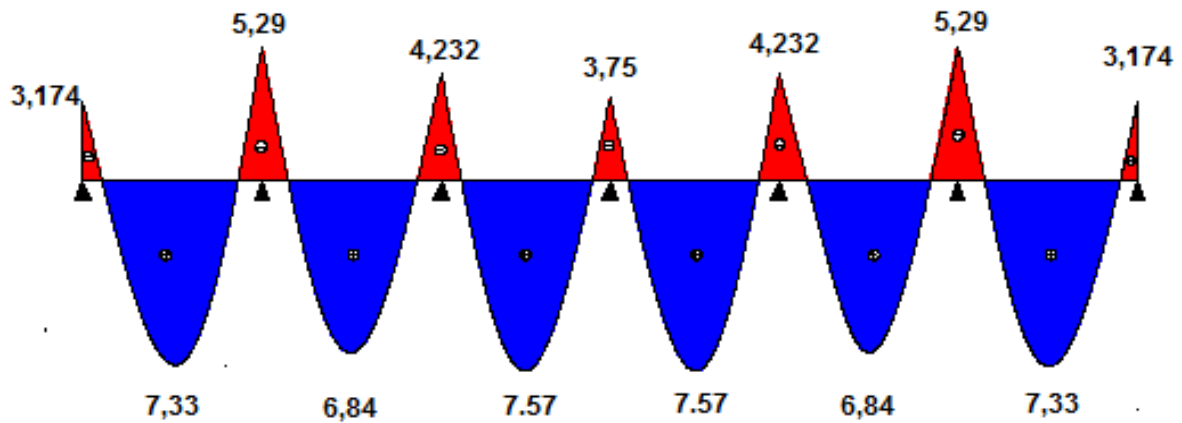


Fig III.2.4.5 diagramme des moments fléchissant de la travée N° 1

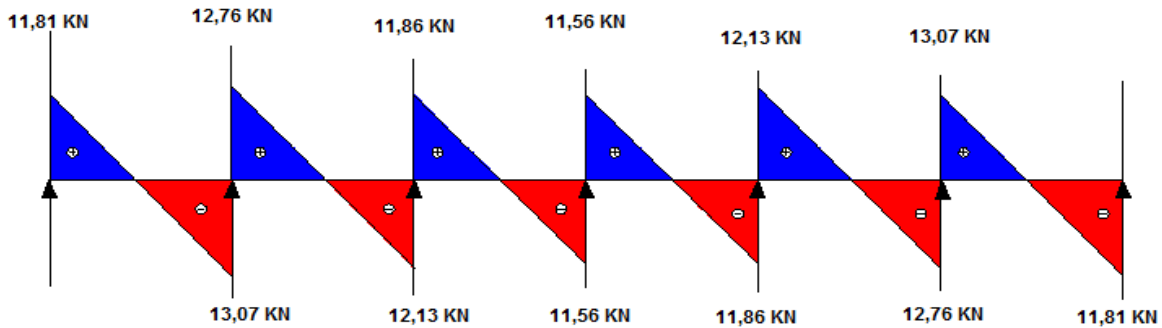


Fig III.2.4.6 diagramme des efforts tranchants de la travée N° 1

Cas N°2 :

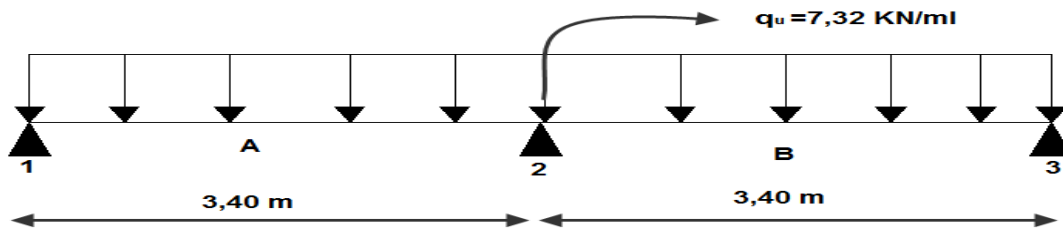


Fig III.2.4.7 schémas statique de la travée N°2

1) Calcul du moment isostatique :

$$M_{0A} = M_{0B} = q_u \frac{l^2}{8} = 7.32 \frac{(3,40)^2}{8} = 10,58 \text{ KN.m}$$

2) Moment aux appuis :

$$M_1 = M_3 = 0,3 M_{0A} \rightarrow M_1 = M_3 = 0,3(10,58) = 3,174 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,6 M_{0A} \rightarrow M_2 = 0,6 (10,58) = 6,348 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travée :

$$M_{tA}=M_{tB} = \max \left\{ (1+ 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}, 0,6465 M_0 \}$$

$$M_{tA}=M_{tB} = 6,85 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l}$$

Travée	L(m)	qu(kN/ml)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	T <sub>i</sub> (KN)	T <sub>i+1</sub> (KN)
A	3,40	7,32	- 3,147	-6,348	13,77	-11,51
B	3,40		-6,348	-3,147	11,51	-13,77

Tableaux III.2.4.3 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 2

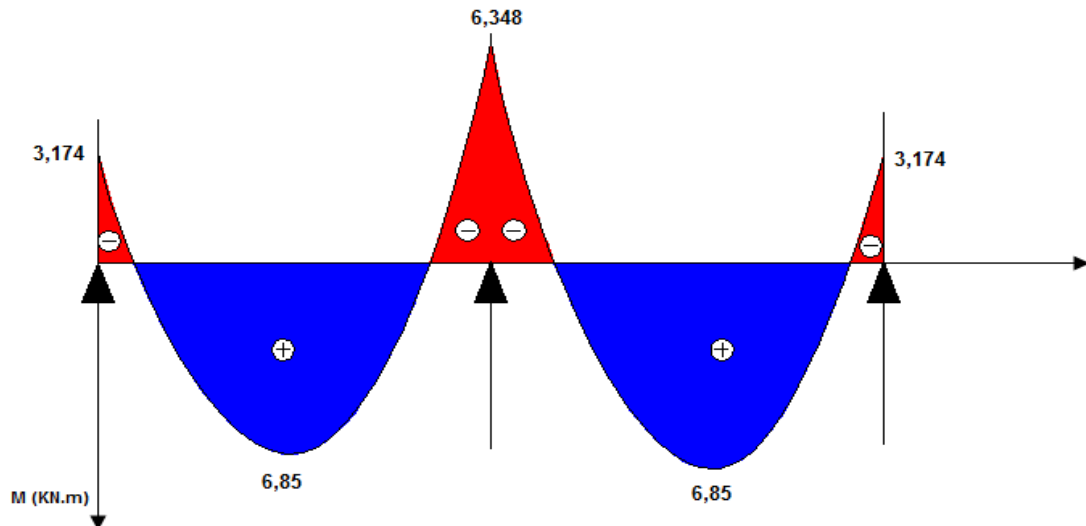


Fig III.2.4.7 diagramme des moments fléchissant de la travée N° 2

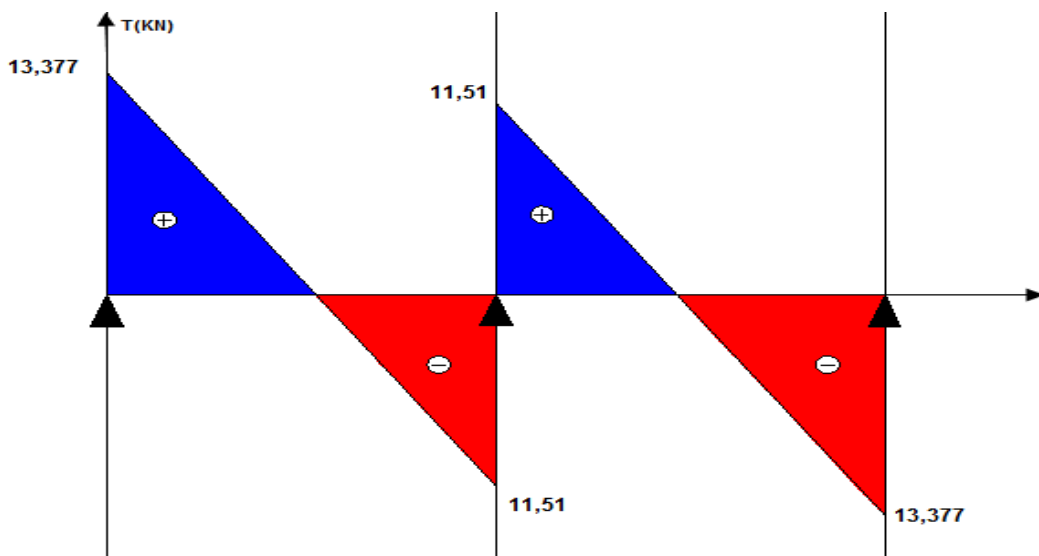


Fig III.2.4.8 diagramme des efforts tranchants de la travée N° 2

**Cas N°3 :**

**1) Rappel sur la méthode des trois moments :**

➤ Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec :  $W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$

2) Exposé de la méthode des trois moments :

➤ Exposition de la méthode :

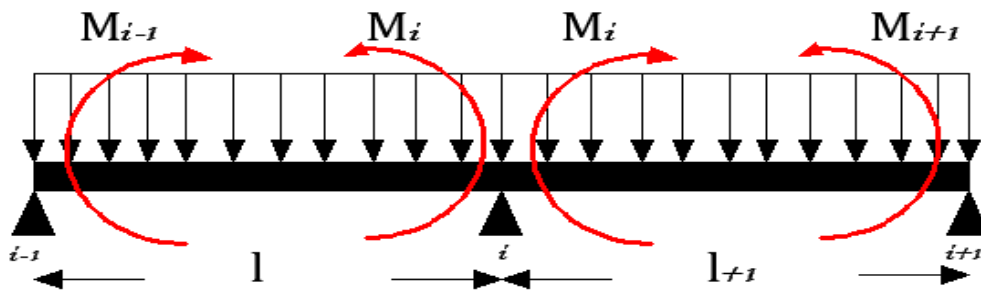


Fig.III.2.4.9 : Méthode des trois moments

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ Aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left( \frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :  $M_{i-1}, M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

$l_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$l_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$P_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

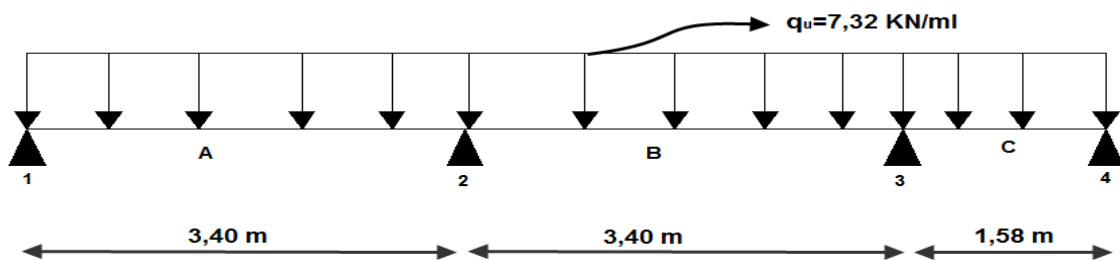


Fig III.2.4.10 schémas statique de la travée N° 3

• Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1             $6,8M_1 + 3,4M_2 = -71,92 \dots \dots \dots (1)$

L'appui 2 :         $3,4 M_1 + 13,6 M_3 + 3,4 M_3 = - 144,85 \dots \dots \dots (2)$

L'appui 3 :         $3,4 M_2 + 9,98 M_3 + 1,58 M_4 = -77,95 \dots \dots \dots (3)$

L'appui 4 :         $1,58M_3 + 3,16 M_4 = -7,22 \dots \dots \dots (4)$

La résolution de ce système avec le logiciel MATLAB nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = - 6,75 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 7,65 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 5,25 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = + 0,35 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée**

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui «  $i$  » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (A)  $\rightarrow x = 1,66 \text{ m} \rightarrow M_{0 \text{ max}}(1,66) = \mathbf{3,38 \text{ KN.m}}$

Travée (B)  $\rightarrow x = 1,796 \text{ m} \rightarrow M_{1 \text{ max}}(1,796) = \mathbf{4,16 \text{ KN.m}}$

Travée (C)  $\rightarrow x = 1,27 \text{ m} \rightarrow M_{2 \text{ max}}(1,27) = \mathbf{0,69 \text{ KN.m}}$

### Remarque

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

$$M_1 = -4,546 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,10 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -3,633 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = +0,23 \text{ KN.m}$$

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées:

Travées	$M_i$ corrigé (KN.m)
Travée (1-2)	4,56
Travée (2-3)	5,50
Travée (3-4)	0,973

Tableaux III.2.4.4. Moments corrigés de la travée N° 3

**A. Calcul des efforts tranchant :**

Au niveau d'un appui « i »,  $V(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$  } les moments seront  
 niveau d'un appui « i+1 »,  $V(i+1) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$  } pris on valeur absolus

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	Longueur(m)	T <sub>i</sub> (x=0) KN	T <sub>i+1</sub> (x=l <sub>i</sub> )	X(m)
Travée 0-1	3,40	12,30	-12,57	1,66
Travée 1-2	3,40	12,84	-12,04	1,796
Travée 2-3	1,58	7,896	-3,66	1,27

Tableaux III.2.4.5 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 3

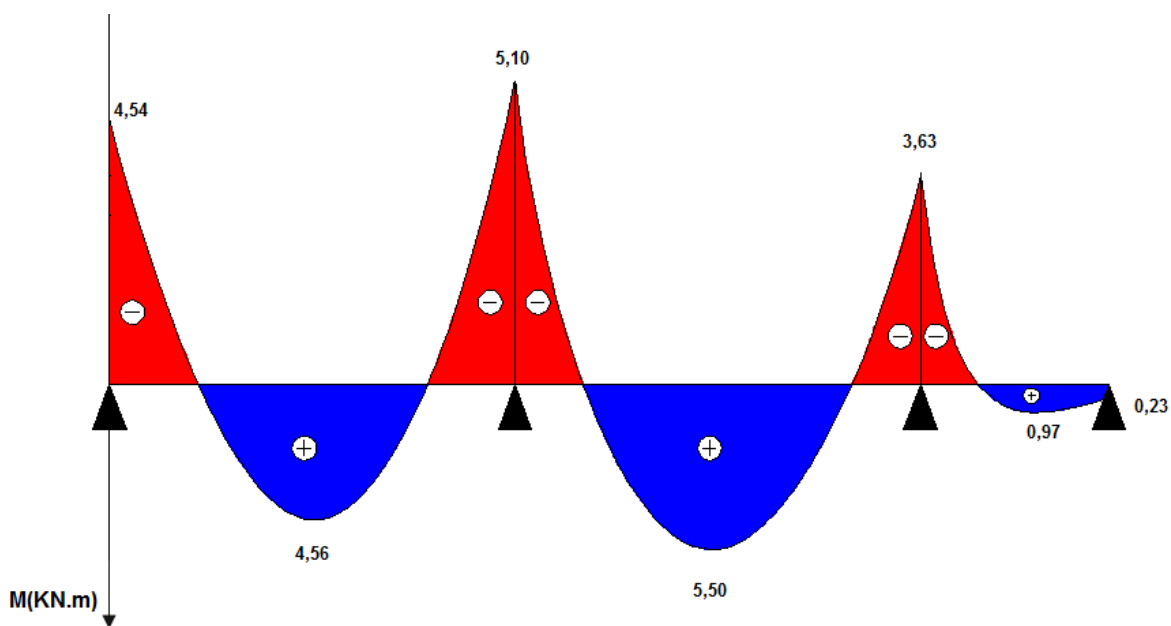


Fig III.2.4.11 diagramme des moments fléchissant de la travée N° 3

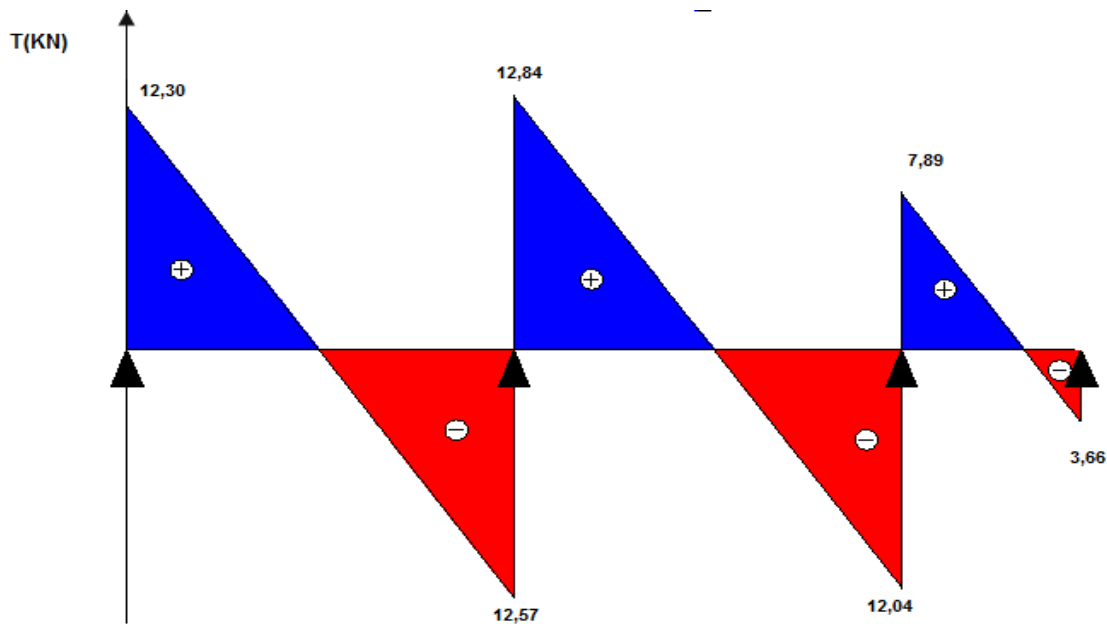


Fig III.2.4.12 diagramme des efforts tranchants de la travée N° 3

**B. Calcul des armatures : (ELU)**

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,07 \text{KN.m}$$

⇒  $M_0 = 59,07 \text{KN.m}$

- Calcul des armatures longitudinales :

Aux appuis :

$M_u = 6,34 \text{KN.m} < M_0 = 59,07$  ⇒ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$b = 65 \text{cm}, c = 2 \text{cm}, h = 20 \text{cm}, d = 18 \text{cm}$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,348 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0212$$

$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392$  ⇒ SSA

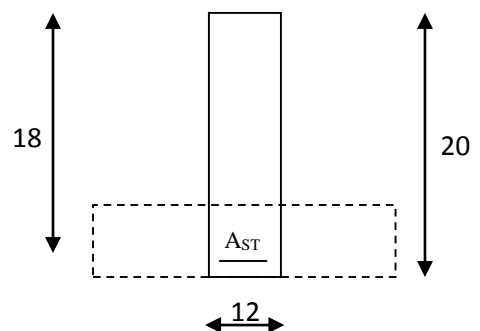


Fig III.2.4.13 section de calcul de la poutrelle aux appuis

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,0212 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times f_c} = \frac{6,34 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{A_{sa} = 2 \text{ HA } 10 = 1,13 \text{ cm}^2.}$$

**En travée :**

$M_u = 7,57 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \Rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,57 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,26$$

$$\mu = 0,26 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times f_c} = \frac{7,57 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

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

- **Calcul des armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2).**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b_0}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right\}$$

Avec :

$h_t$  : étant la hauteur totale de la poutre.

$\phi_\ell$  : Diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min \{0,57; 1,2; 1,2\}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm.}$$

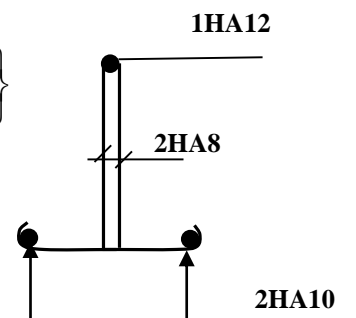


Fig III.2.4.14 ferrailage de la poutrelle

Les armatures transversale seront constituée d'un étrier ;

$$\text{On opte pour : } A_{tr} = 1 \text{ HA } 8 = 0,50 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales :** (Art : A.5-22. BAEL 91)

$$S_t \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_{st} f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art A.5-1-23})$$

$$\frac{1,0 \times 400}{30 \times 15} = 0,44 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.2.4.4) Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**  $A_{sa} : 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **En travée**  $A_{st} : 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

(Art A.6.1,3/BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\Sigma u_i$  : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times \pi \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{13,77 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,35 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

c) **Ancrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,35 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) **Longueur de scellement droit :** (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

e) Longueur d’ancrage mesurée hors crochets :

$$L_0 = 0,4L_s = 0,4 \times 35,273 = 14,109 \text{ cm}$$

f) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1, 322).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_\mu = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa.}$$

⇒ Condition vérifiée.

$$\tau_u = \frac{13,77 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,6357 < \bar{\tau}_\mu = 1,167 \text{ MPa.}$$

g) Influence de l’effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)

- Influence sur le béton (Art A.5.1,313/BAEL91modifiées 99) :

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{a \times b} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm.}$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times (16,2 \times 10) \times 120 \times 25 \times 10^{-3} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13,77 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur l’acier :

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1}{\sigma_s} \left\{ V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right\}.$$

$$A_a \geq \frac{1}{34,8} \left( 13,77 - \frac{6,348}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,73 \text{ cm}^2$$

$$-0,73 \text{ cm}^2 < 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### D. Vérification à l’ELS :

- Calcul des efforts internes à l’ELS:

Calcul des moments :  $q_s = G + Q$

$$3,614 + 1,625 = 5,24 \text{ KN/ml}$$

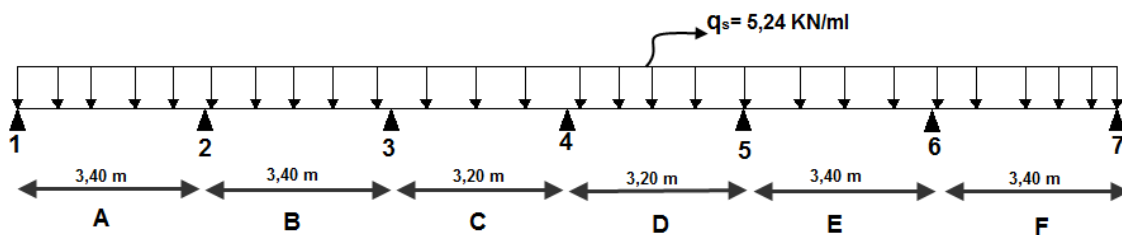


Fig III.2.4.15 schémas statique de la travée N° 1 à ELS

Cas N°1 :

1) Calcul du moment isostatique :

$$M_{0A} = M_{0F} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,24 \frac{(3,40)^2}{8} = 7,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0E} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,24 \frac{(3,40)^2}{8} = 7,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = M_{0D} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,24 \frac{(3,20)^2}{8} = 6,70 \text{ KN.m}$$

2) Moment aux appuis :

$$M_1 = M_7 = 2,133 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 3,557 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 2,846 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 2,521 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travées :

$$M_A = M_F = 4,929 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 4,60 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 5,09 \text{ KN.m}$$

4) Efforts tranchants :

Travée	L(m)	$q_u$ (kN/ml)	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KN)
A	3,40	5,24	7,94	-8,78
B	3,40		8,58	-8,16
C	3,20		7,79	-7,75
D	3,20		-7,75	7,79
E	3,40		-8,16	8,58
F	3,40		-8,78	7,94

Tableaux III.2.4.6 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 1 a ELS

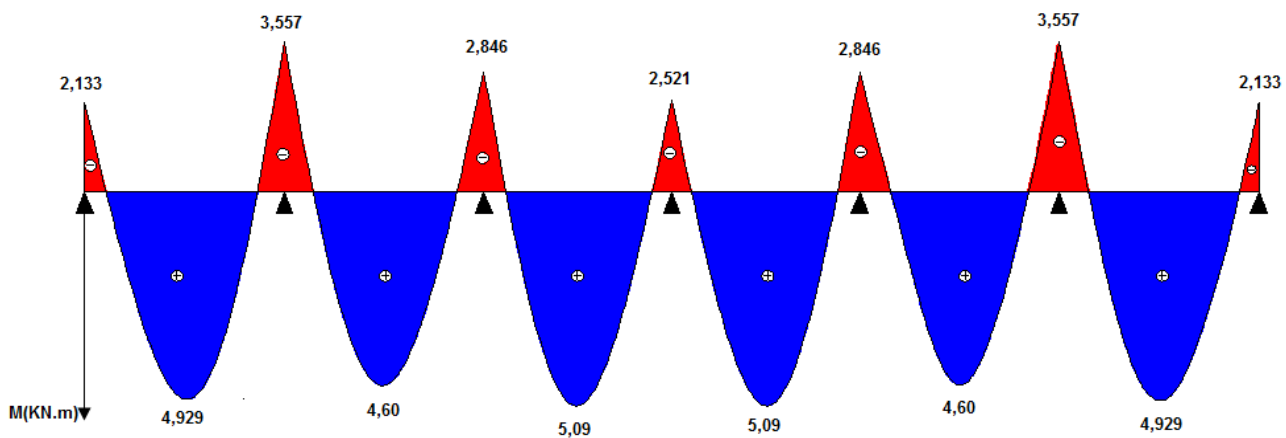


Fig III.2.4.16 diagramme des moments fléchissant de la travée N° 1 a ELS

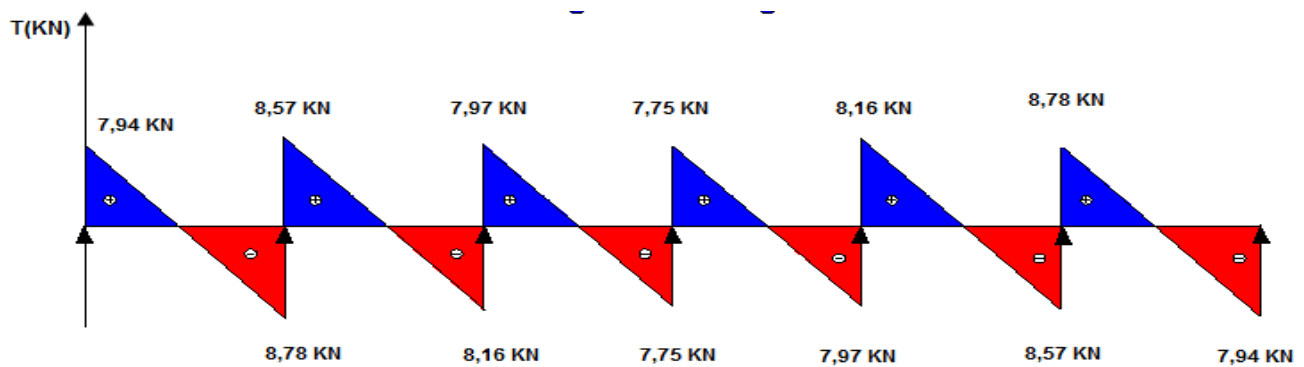


Fig III.2.4.17 diagramme des efforts tranchants de la travée N° 1 a ELS

**Cas N°2 :**

1) Calcul du moment isostatique :

$$M_{0A} = M_{0B} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,24 \frac{(3,40)^2}{8} = 7,57 \text{ KN.m}$$

2) Moment aux appuis :

$$M_1 = M_3 = 2,133 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 4,269 \text{ KN.m}$$

3) Moment en travées :

$$M_A = M_B = 4,60 \text{ KN.m}$$

3) Efforts tranchants :

Travée	L(m)	$q_u$ (kN/ml)	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KN)
A	3,40	5,24	8,996	-7,740
B	3,40		7,740	-8,996

Tableaux III.2.4.7 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 2 a ELS



- **Calcul des moments en travée**

Travée (A)  $\rightarrow x = 1,673 \text{ m} \rightarrow M_{0 \text{ max}} (1,66) = 2,44 \text{ KN.m}$

Travée (B)  $\rightarrow x = 1,796 \text{ m} \rightarrow M_{1 \text{ max}} (1,78) = 2,94 \text{ KN.m}$

Travée (C)  $\rightarrow x = 1,27 \text{ m} \rightarrow M_{2 \text{ max}} (1,33) = 0,70 \text{ KN.m}$

- **Moment en appuis (corrigé) :**

$M_1 = -3,26 \text{ KN.m}$

$M_2 = -3,57 \text{ KN.m}$

$M_3 = -2,62 \text{ KN.m}$

$M_4 = +0,36 \text{ KN.m}$

- **Moment en travée (corrigé) :**

Travées	$M_t$ corrigé (KN.m)
Travée (A)	3,25
Travée (B)	3,92
Travée (C)	0,48

Tableaux III.2.4.8 moments corrigés de la travée N° 3 à ELS

**C. Efforts tranchant :**

Travée	Longueur(m)	$T_i(x=0)$ KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)
Travée A	3,40	8,77	-9,04	1,66
Travée B	3,40	9,32	-8,49	1,78
Travée C	1,58	6,97	-1,30	1,33

Tableaux III.2.4.9 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 3 à ELS

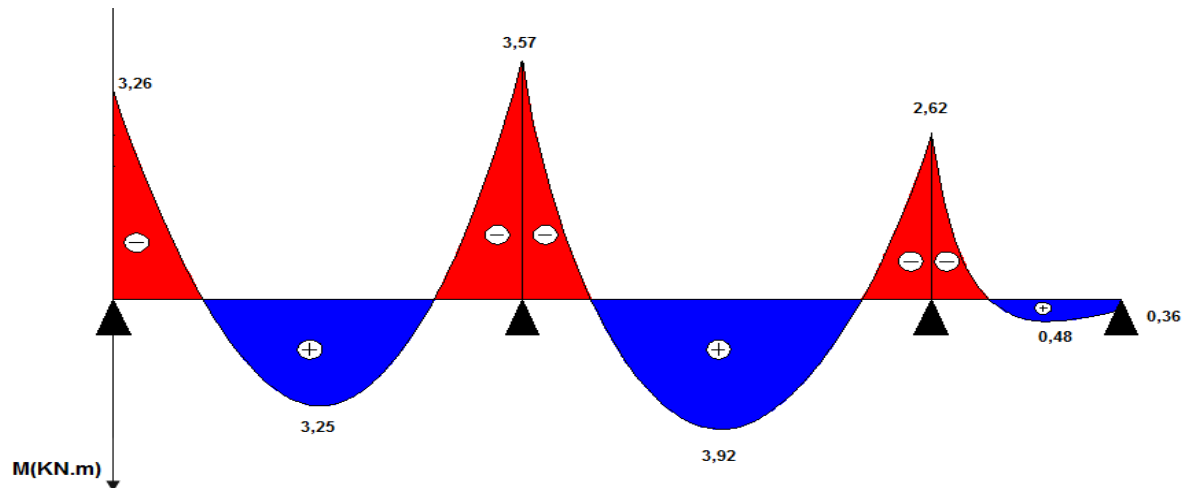


Fig III.2.4.20 diagramme des moments fléchissant de la travée N° 3 a ELS

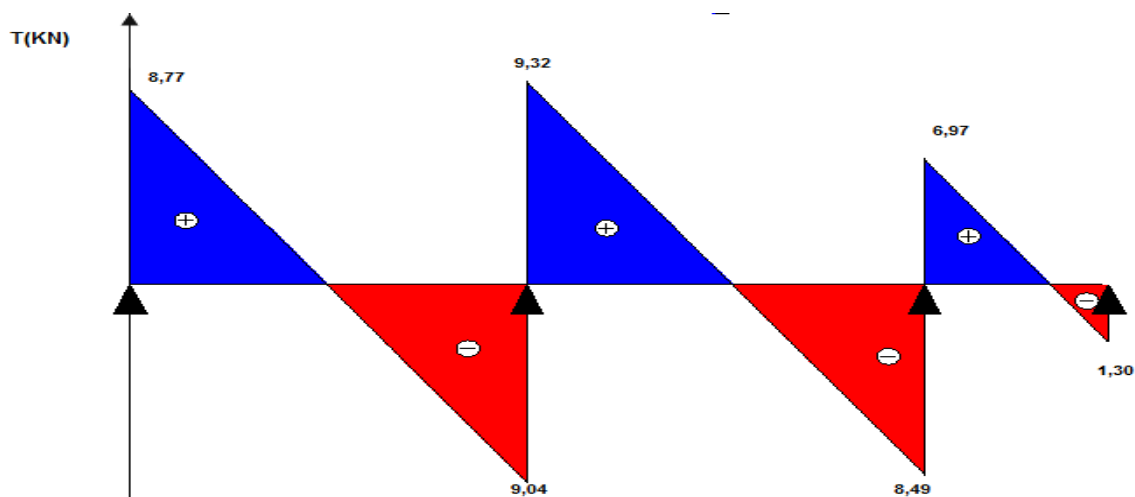


Fig III.2.4.21 diagramme des efforts tranchants de la travée N° 3 a ELS

- **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :** (Art. A.4.5,3/BAEL91)

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification à l'état limite de compression du béton :** (Art. A.4.5,2/BAEL91)

On peut se dispenser de calculer  $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$  si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$   $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

**Aux appuis :**  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$  ;  $M_{as} = -4,269 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,52$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,892 \\ K = 0,032 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4,269 \times 10^3}{0,8 \times 18 \times 1,57} = 151,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,032 \times 152,12 = 4,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2$  ;  $M_{st} = 6,5231 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,73$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K = 0,034 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5,09 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,75} = 184,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,034 \times 184,46 = 6,27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91 (Art **B.6.8,424**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$* \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,058 > \frac{1}{22,5} = 0,040 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,058 > \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{5,09}{15 \times 7,57} = 0,0448 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{1,13}{12 \times 18} = 0,0052 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

**Armatures principales :** Aux appuis :  $A_{sa} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

En travée :  $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

**Armatures transversales :**  $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$  (cadre + étrier) ;  $S_t = 15 \text{ cm}$

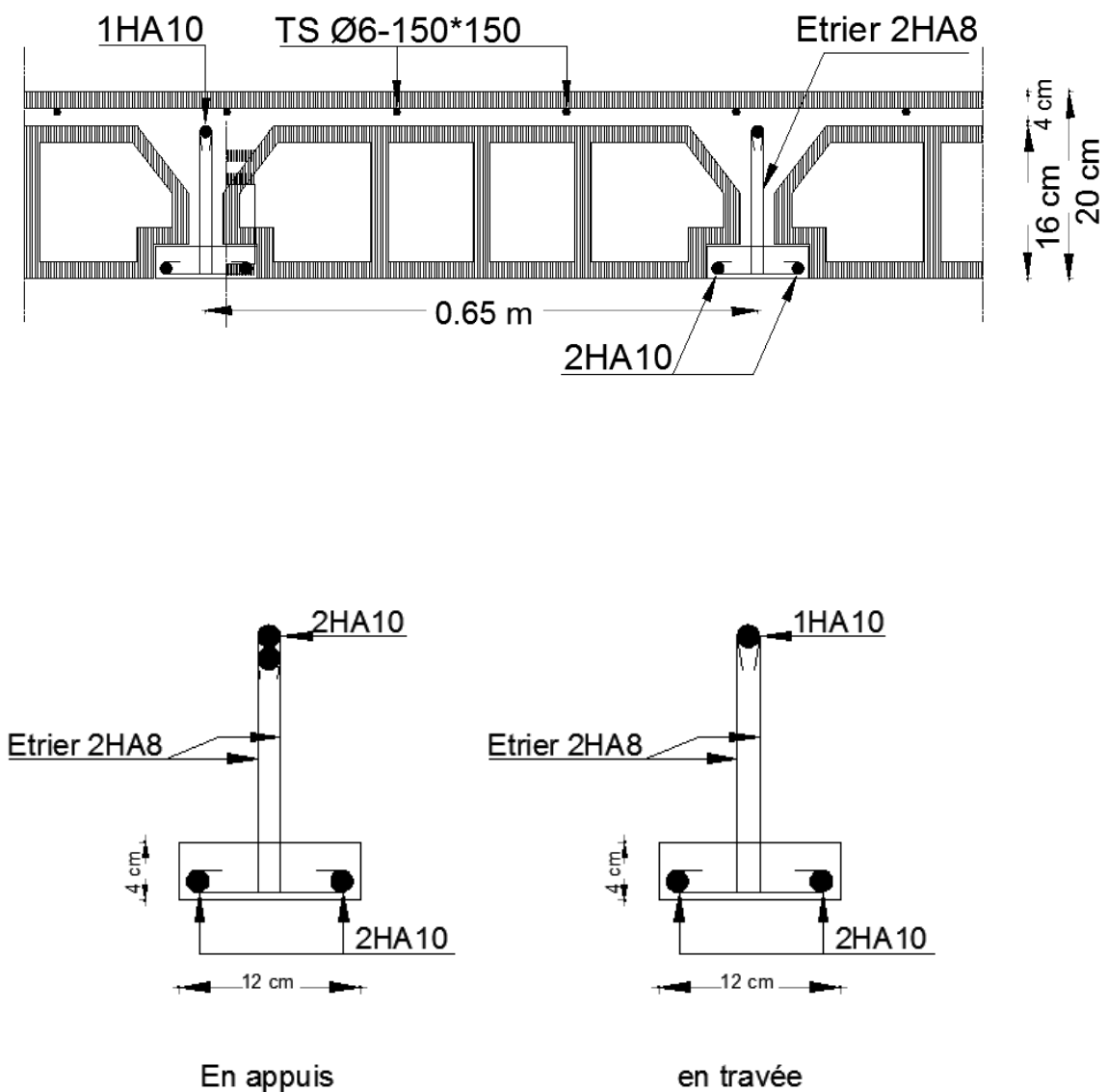


Fig III.2.4.22) Ferrailage du plancher.

### III.2.5) Escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### III.2.5.1) Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

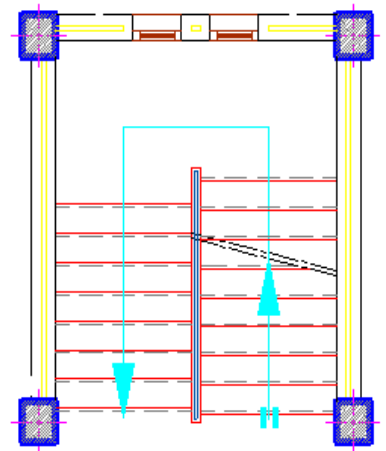


Fig III.2.5.1): Vue en plans des escaliers

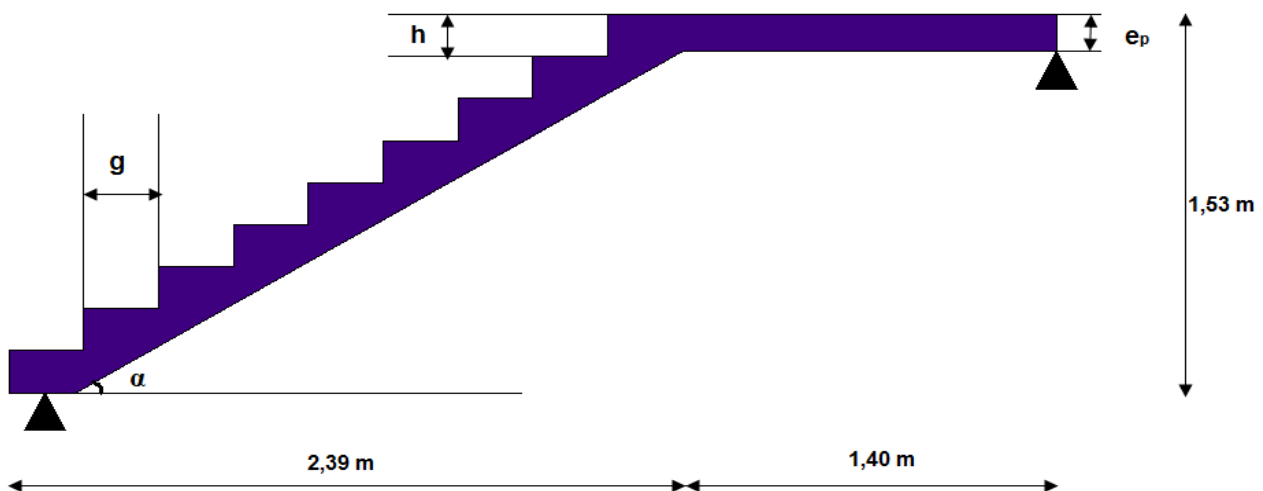


Fig III.2.5.2) : système d'appuis.

#### ❖ Calcul de n, h et g :

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

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

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

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{289}{17} = 17 \text{ marches.}$$

Donc on a 17 marches qui se divisent sur deux volées l'une a 9 marches et la deuxième a 8 marches.

- **Le giron g :**  

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{239-15}{8} = 28 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

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

$60 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \quad \Leftrightarrow$  **La condition est vérifiée donc l'escalier est confortable.**

**Épaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

**Avec :**

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L = L_1 + L_2 + L_3$

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du 1<sup>er</sup> palier.

$L_3$  : longueur du 2<sup>em</sup> palier.

$$\text{Tg } \alpha = 17 / 28 = 0.607$$

$$\alpha = 31.26^\circ$$

$$L_1 = \frac{239}{\cos \alpha} = 280 \text{ cm,} \quad L_2 = 140 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } L = 280 + 140 = 597 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \frac{420}{30} \leq e_p \leq \frac{420}{20} \Leftrightarrow 14 \text{ cm} \leq e_p \leq 21 \text{ cm}$$

Soit :  $e_p = 20 \text{ cm.}$

**N.B :** On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

**III.2.5.2) Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Les charges permanentes**

**Le palier :**

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Poids propre de la dalle pleine en BA</b>	$25 \times 0,20 = 5,00$
<b>Poids des revêtements : (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2)</b>	1,44
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G<sub>1</sub> = 6,44</b>

*Tableau III.2.5.1) : Charge totale du palier*• **La volée :**

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Poids propre de la paille</b>	$\frac{25 \times 0,20}{\cos \alpha} = 5,85$
<b>Poids des marches</b>	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,12$
<b>Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2)</b>	1,44
<b>Poids de garde de corps (0,10x22)</b>	2,20
<b>Charge permanente totale</b>	<b>G<sub>2</sub> = 11,61</b>

*Tableau III.2.5.2) : Charge totale de la volée*➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation : **Q = 2,5 KN / m<sup>2</sup>**.

**III.2.5.3) Combinaison des charges :**

$$\underline{\underline{ELU}}: \quad q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Palier :} \quad q_{u1} = (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,44 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée :} \quad q_{u2} = (1,35 \times 11,61 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 19,42 \text{ KN / ml.}$$

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

$$\text{Palier :} \quad q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,94 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée :} \quad q_{s2} = (11,61 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 14,11 \text{ KN / ml.}$$

**1. Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée  $L_p = 2,39$  m.

**Les réactions aux appuis :**

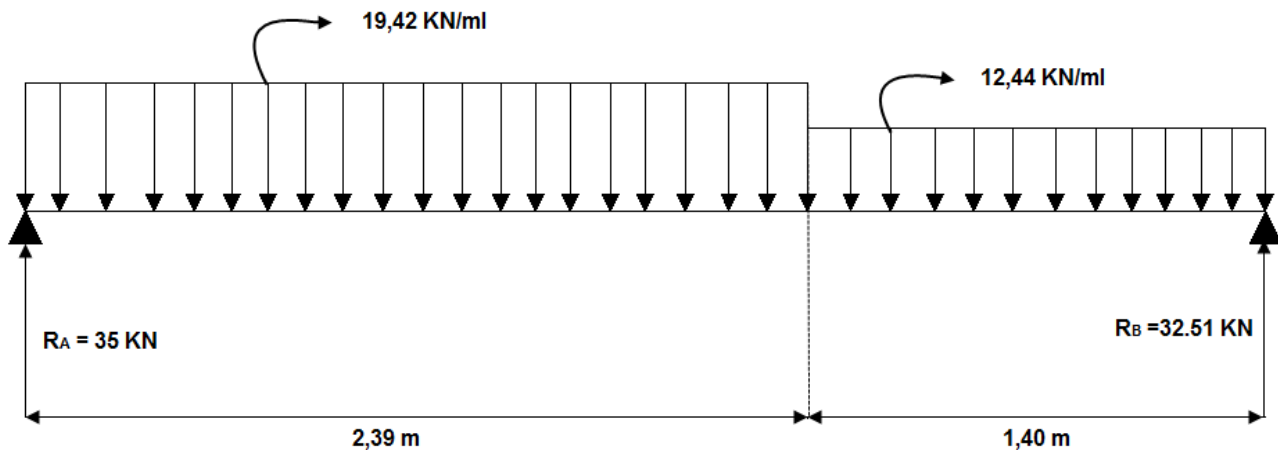


Fig III.2.5.3) : Schéma statique des escaliers.

D'après les formules de l' RDM :

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = (19,42 \times 2,39) + (12,44 \times 1,40) = 67,15 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 67,15 \text{ KN}$$

$$\Sigma M /_A = 0 \Rightarrow (12,44 \times 1,4^2 / 2) + (19,42 \times 2,39 \times 3,09) = R_A \times 3,79 + 1,77$$

$$\Rightarrow R_A = 35 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 67,15 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 28,83 \text{ KN.}$$

• **Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchant:**

Tronçon(m)	Effort tranchant (Ty)	Moments fléchissant	x (m)	Ty (kN)	Mz kN.m)
$0 \leq x \leq 1,77$	$-19,48x + 35$	$(-19,48 x^2 / 2) + (35 x)$	0	0	0
			2,39	+35	-28,36
$0 \leq x \leq 2,39$	$12,44 x - 11,40$	$(28,36) - (11,4x) - (12,44 x^2 / 2)$	0	-11,4	-28,83
			1,40	-28,36	0

Tableau III.2.5.3): Résumé des efforts tranchant et des moments fléchissant.

- **Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$-19,48x + 35 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad X = 1,80 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximum pour la valeur  $X = 1,80 \text{ m}$ . Donc  $M_z^{\text{MAX}} = 31,71 \text{ KN.m}$

- $M_{\text{Appui}} = -0,3 \times 22 = -9,513 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{Travée}} = 0,85 \times 22 = 26,95 \text{ KN.m}$

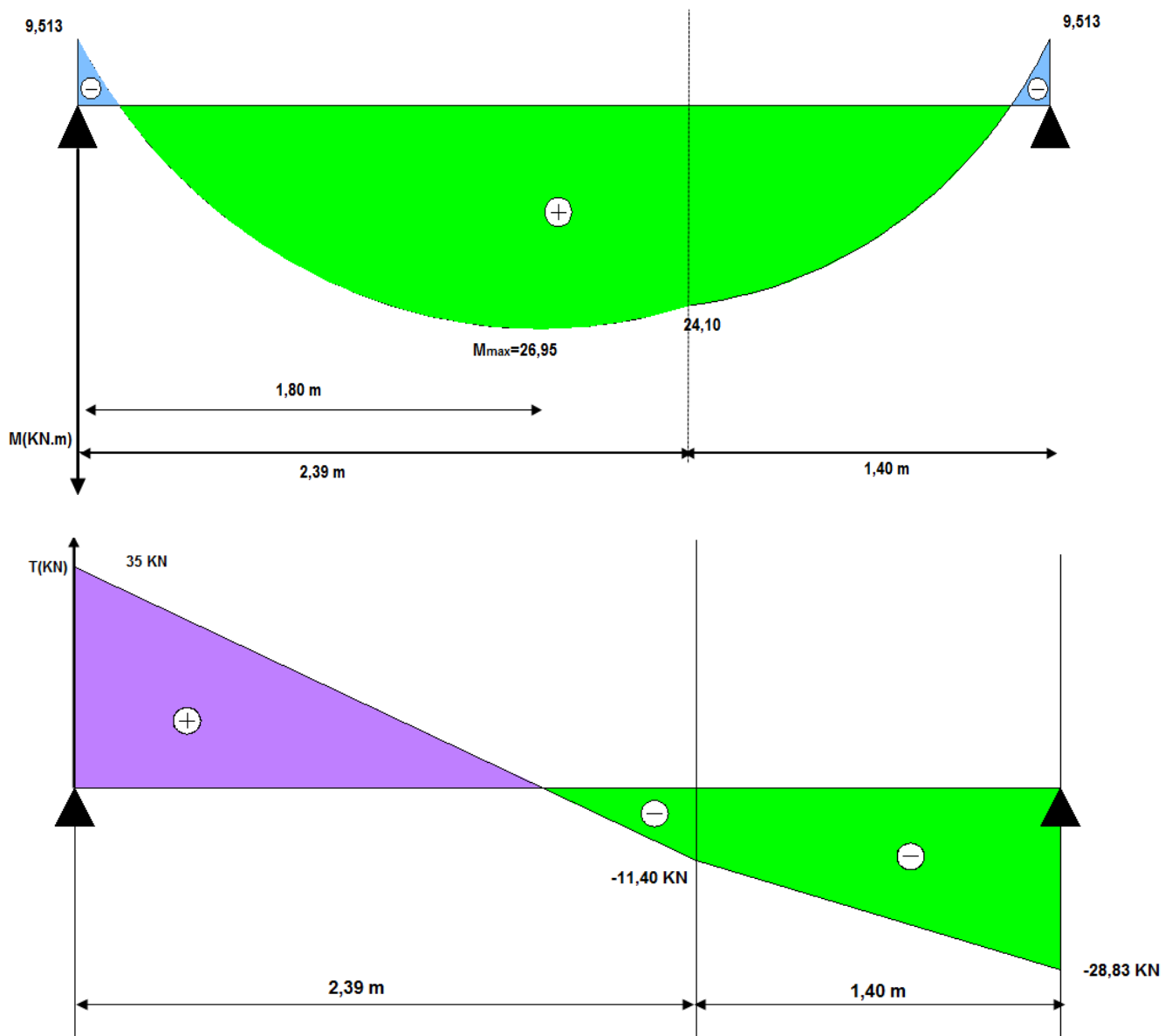
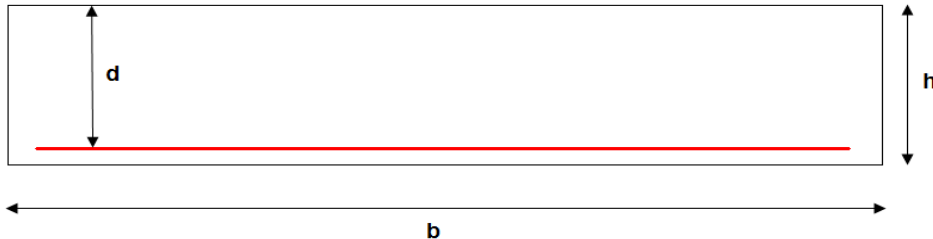


Fig III.2.5.4) : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

**2. Ferrailage (calcul d'armatures à l'ELU) :**

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $d = 18 \text{ cm}$ .



*Fig III.2.55) : coupes schématique sur la section à prendre dans les calculs.*

**En travée :**

$M_a = 26,95 \text{ KN.m}$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,95 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,058$$

$\mu_t = 0,058 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_t = 0,058 \Rightarrow \beta_t = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_t \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,95 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 4,43 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} = 6 \text{ HA10} = 4,71 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{rt} = 4 \text{ HA10} / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$M_a = 9,51 \text{ KN.m}$

➤ **Armatures longitudinales :  $b=100 \text{ cm}$** 

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,51 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,02$$

$\mu_a = 0,02 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_a = 0,02 \Rightarrow \beta_a = 0,990$$

$$A_{sa} = \frac{Ma}{\beta_a d \sigma_{st}} = \frac{9,51 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit :  $A_{st} = 6 \text{ HA10} = 4,71 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

➤ Soit :  $A_{rt} = 4 \text{ HA10} / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 3. Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{min}$

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

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

**Aux appuis :**

$$A_{sa} = 6 \text{ HA10} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_{st} = 6 \text{ HA10} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée}$$

b) **Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

**En travées :**

**Armatures longitudinales:**  $S_t = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

⇒ **Condition vérifiée.**

**Armatures répartitions :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_t, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

⇒ **Condition vérifiée.**

(Avec :  $h_t = 20 \text{ cm}$ )

**Aux appuis :**

**Armatures longitudinales:**  $S_t = 15 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

⇒ **Condition vérifiée.**

**Armatures répartitions :**  $S_t = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h_t, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

⇒ **Condition vérifiée.**

(Avec :  $h_t = 20 \text{ cm}$ )

**c) Vérification au cisaillement : [BAEL99 Art 5.1.1, 211]**

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \min \left( 0,2 \frac{f_c}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} \quad \text{Avec : } Tu^{\max} = 35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,1944\text{MPa} \quad \tau_u = 0,1944\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{la Condition est}$$

vérifiée.

**• Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$Tu \leq 0,4b (0,9d) \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 10 \times (0,9 \times 18) \times \frac{25}{1,5} = 1080 \text{ KN} > Tu_{\max} = 35 \text{ KN}$$

 $\Rightarrow$  la Condition est vérifiée.**• Influence des armatures : il faut avoir :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( v_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 35 + \frac{-9,51 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = -0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2$$

 $\Rightarrow$  La Condition est vérifiée.**c) Vérification de l'adhérence des barres: [BAEL99/art A.6.1.1, 3]**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

 $\tau_{se}$  = La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.**Aux appuis :** $\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 6 \times 0,10 \times 3,14 = 1,884 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35}{0,9 \times 180 \times 1,884} = 0,1147\text{Mpa} \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**En travée :** $\sum u_i$  Somme des périmètres Utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 6 \times 0,10 \times 3,14 = 1,884\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,4}{0,9 \times 130 \times 1,884} = 0,0517\text{Mpa} \quad ; \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**d) Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/Art. A.6.1, 221) :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

**III.2.5.4) Calcul des moments et effort tranchant à l'ELS :**

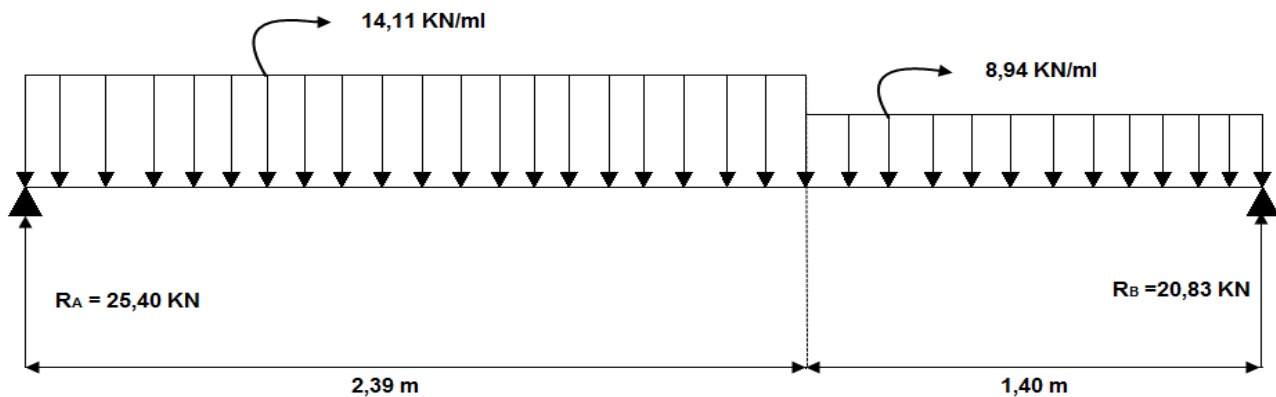


Fig III.2.5.6) : schéma statique à l'ELS.

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (2,39 \times 14,11) + (1,40 \times 8,94)$$

$$R_A + R_B = 46,24 \text{ KN}$$

$$\Sigma M /_B = 0 \quad \rightarrow \quad (2,39 \times 2,595 \times 14,11) + (8,94 \times (1,40^2/2)) = R_A (3,79)$$

$$\Leftrightarrow R_A = 25,40 \text{ KN.}$$

$$R_A + R_B = 46,24 \text{ KN} \quad \Leftrightarrow \quad R_B = 20,83 \text{ KN}$$

• **Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants:**

Tronçon(m)	Effort tranchant (Ty)	Moments fléchissant	x (m)	Ty (kN)	Mz kN.m
<b>0 ≤ x ≤ 2,39</b>	-14,11x + 25,40	-14,11( x <sup>2</sup> /2) + 25,40(x)	<b>0</b>	<b>25,40</b>	<b>0</b>
			<b>2,39</b>	<b>-8,32</b>	20,40
<b>0 ≤ x ≤ 1,40</b>	-8,94x - 8,32	-8,94(x <sup>2</sup> /2) + 8,32(x) - 20,4	<b>0</b>	<b>-8,32</b>	20,40
			<b>2,39</b>	<b>-20,84</b>	<b>0</b>

Tableau III.2.5.4): Résumé des efforts tranchant et des moments fléchissant.

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$-14,11 x + 25,40 = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 1,80 \text{ m (de la gauche)}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximum pour la valeur  $X = 1,80 \text{ m}$ .

Donc :  $M_z^{Max} = 22,86 \text{ KN.m}$

- $M_{Appui} = -0,3 \times 22,86 = -6,858 \text{ KN.m}$
- $M_{Travée} = 0,85 \times 22,86 = 19,43 \text{ KN.m}$

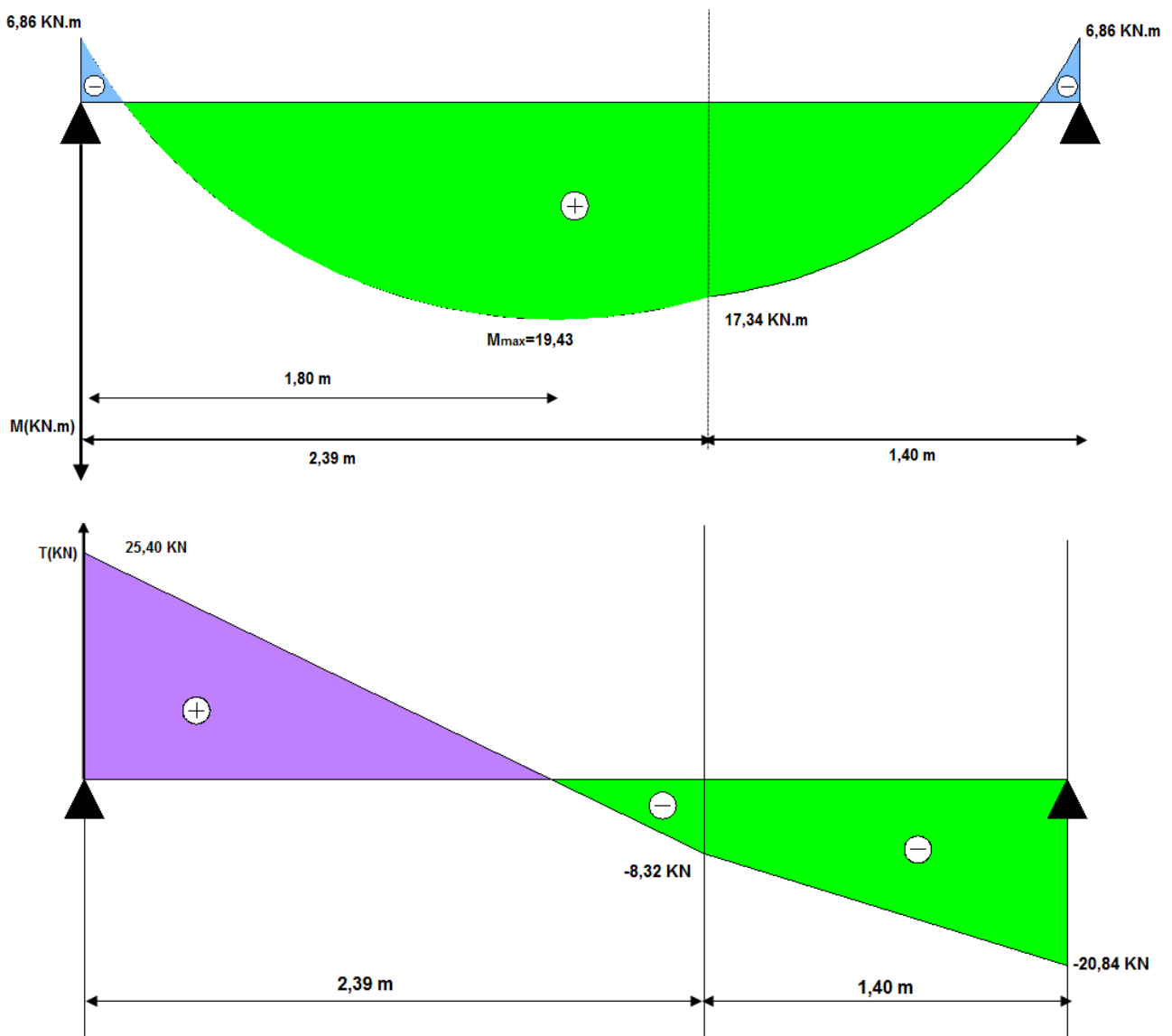


Fig III.2.5.7) : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS :

**1) Les vérifications à l'ELS :**

❖ **Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible vérifiée n'est à effectuer.

❖ **contrainte de compression dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

**Aux appuis :**  $A_{sa} = 4,71 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 18} = 0,261$$

$$\rho = 0,218 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K = 0,0213 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6,86 \times 10^3}{0,925 \times 18 \times 4,71} = 88,04 \text{ MPa} < \sigma_s' = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0213 \times 88,04 = 1,88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 18} = 0,261$$

$$\rho = 0,174 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K = 0,0213 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{19,43 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 4,71} = 249,38 \text{ MPa} < \sigma_s' = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0213 \times 249,38 = 5,33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_s}{db_0} \leq \frac{4,2}{fe}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$l = \frac{2,39}{\cos 31,26} = 280 + 140 = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,063 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{db_0} = \frac{4,71}{100 \times 18} = 0,00261 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{19,43}{10 \times 22,86} = 0,085 > \frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,048 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les conditions non vérifiées donc on procédera au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche : (Article B6.5.2/ BAEL91/99) :

La condition non vérifiée, on passe au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 14,11 \text{ KN/ml.}$$

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 4,71 \times 18) = 21271,70 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 4,71) = 2070,65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21271,70}{2070,65} = 10,273 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,273 = 9,727 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((10,273)^3 + (9,727)^3) + 15 \times 4,71 \times (9,727 - 2)^2 = 71034 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 18} = 0,00261.$$

**Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :**

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00261 \times \left( 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 3,218$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00261 \times 348 + 2,1} = 0,359$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 71034}{1 + 3,218 \times 0,359} = 36254,24 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{14,11 \times 10^3 \times 4,20^4}{10818,86 \times 10^6 \times 36254,24 \times 10^{-8}} = 0,013 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

- **Aux appuis** :  $A_{sa} = 6\text{HA}10/\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2$ . Avec des espacements de :  $S_t = 15 \text{ cm}$   
 $A_{ra} = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  . Avec des espacements de :  $S_t = 25 \text{ cm}$
- **En travée** :  $A_{st} = 6\text{H}10/\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2$ . Avec des espacements de :  $S_t = 15 \text{ cm}$   
 $A_{rt} = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ . Avec des espacements de :  $S_t = 25 \text{ cm}$

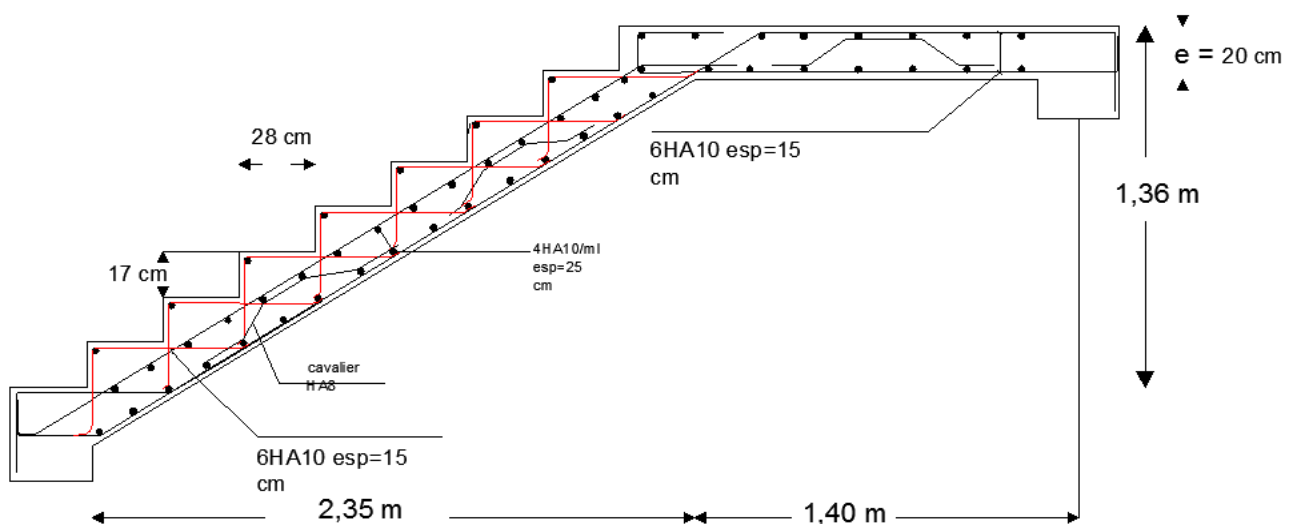


Fig III.2.5.8) : Ferrailage des escaliers.

**III.2.6) Dalle pleine :**

Les dalles pleines servent de hall dans les différents étages, elles ont une épaisseur de 15cm, elles reposent sur 3 appuis comme montré dans le schéma ci-dessous.

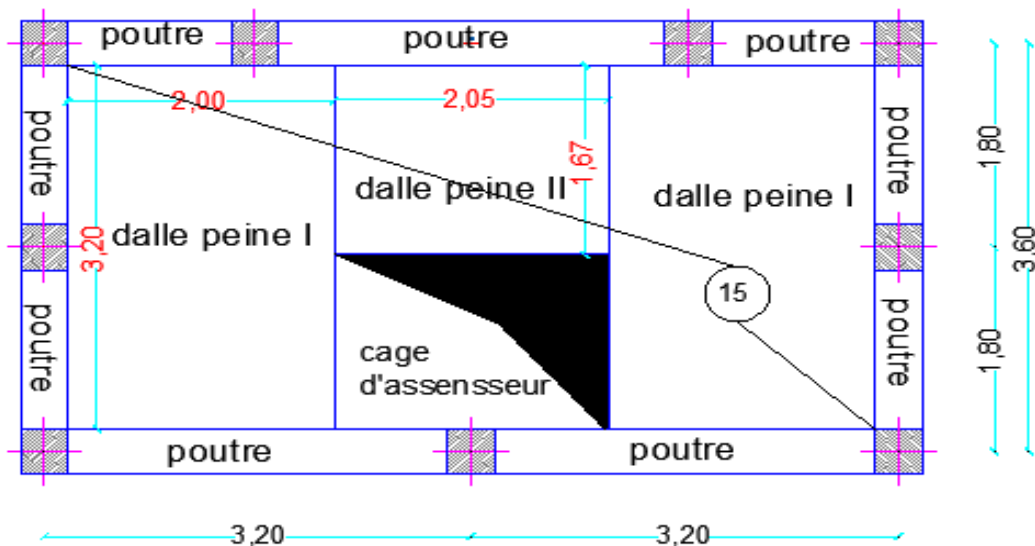


Fig III.2.6.1) Représentation de la dalle pleine

**III.2.6.1) Caractéristiques des dalles pleines :**

- a) Dalle I :
  - La surface de la dalle :  $2,00 \times 3,20 = 6,4 \text{ m}^2$ .
  - Elle repose sur 3 appuis.
- b) Dalle II :
  - La surface de la dalle :  $2,05 \times 1,67 = 6,4 \text{ m}^2$ .
  - Elle repose sur 3 appuis.

**III.2.6.2) Calcul de la dalle pleine :**

a. épaisseur de la dalle :

$h_t = 15\text{cm}$  (chapitre II)

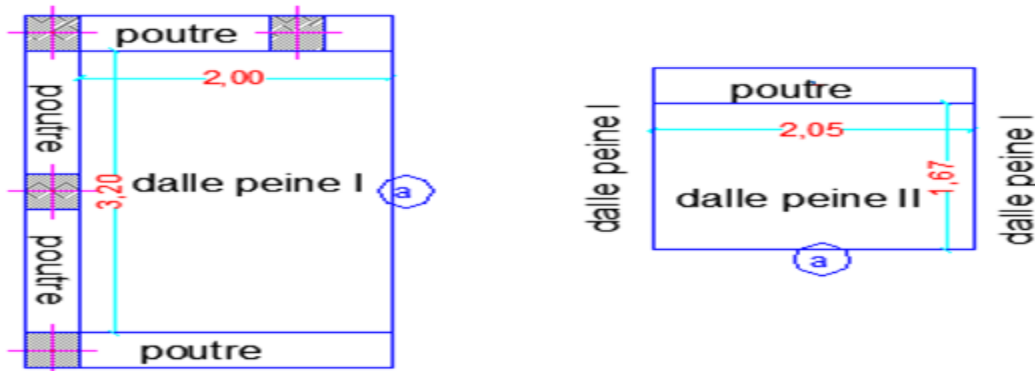


Fig III.2.6.2: schéma statique de la salle machine.

Les dalles reposent sur 03 appuis. La première dalle est encastree dans les poutres et la deuxième est encastree dans la poutre et dans la première dalle,

Les dalles sont soumises à leur poids propre et à une surcharge d'exploitation de l'étage considéré.

**b. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

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

- Poids propre de la dalle :  $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{KN/ml}$
- Poids du revêtement :  $G = 0,40 \text{KN/ml}$
- Poids du (sable + mortier):  $G = 1,26 \text{KN/ml}$
- Poids de l'enduit de plâtre :  $G = 0,40 \text{KN/ml}$

$$G_{\text{totale}} = 5,21 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$   
 $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,21) + (1,5 \times 1,5)(1) = 9,28 \text{ KN/ml}$   
 $q_s = G + Q = (5,21) + (1,5)(1) = 6,71 \text{ KN/ml}$

Les moments sont donnés par les formules dans les deux directions :

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

• **Dalle I :**

$$\rho = \frac{a}{b} = \frac{2,00}{3,20} = 0,625$$

$\mu_x = 0,132$  ;  $\mu_y = 0,0368$  (Tableaux de Bares).

D'où :

$$M_x = 0,132 \times 9,28 \times (2,00)^2 = 4,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,0368 \times 9,28 \times (3,2)^2 = 3,49 \text{ KN.m}$$

• **Dalle II :**

$$\rho = \frac{a}{b} = \frac{1,67}{2,05} = 0,81$$

$\mu_x = 0,086$  ;  $\mu_y = 0,0413$  (Tableaux de Bares).

D'où :

$$M_x = 0,086 \times 9,28 \times (1,67)^2 = 2,22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,0413 \times 9,28 \times (2,05)^2 = 1,61 \text{ KN.m}$$

➤ Pour le ferrailage nous allons utiliser les moments fléchissant du panneau I.

**c. Ferrailage de la dalle :**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

$$d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

❖ **Sens X-X :**• **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times 4,89 = -1,467 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1,467 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,006 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,997$$

$$A_{sa} = \frac{1,467 \times 10^5}{0,997 \times 13 \times 34800} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 4,89 = 4,15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4,15 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,018 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{4,15 \times 10^5}{0,991 \times 13 \times 34800} = 0,925 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Sens Y-Y :**• **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0,3 \times 3,49 = -1,047 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1,047 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,004 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,998$$

$$A_{sa} = \frac{1,047 \times 10^5}{0,998 \times 13 \times 34800} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **En travée :**

$$M_{y,t} = 0,85 \times 3,49 = 2,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2,96 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0,012 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{2,96 \times 10^5}{0,994 \times 13 \times 34800} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III.2.6.3) Vérification à L'ELU :**

**a. Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

❖ **Sens X-X :**

Le ferrailage de la salle machine doit satisfaire la CNF :

$$W_x = W_0(3 - \rho) = 0,0008 \times (3 - 0,625) / 2 = 0,00095$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h_t = 0,00095 \times 100 \times 15 = 1,425 \text{ cm}^2.$$

$\rho_0$  : taux d'armatures dans chaque direction ;  $\rho_0 = 0,8\%$

$$A_{\min} = 1,32\text{cm}^2 < A_{st} = 3,14\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$W_x = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = W_y \times b \times h_t = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,2\text{cm}^2 < A_{st} = 3,14\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$$

**b. Espacement des barres :(B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :**

Sens X-X :  $S_t = 25 \text{ cm} = \min \{ 2 h_t , 25 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

Sens Y-Y :  $S_t = 25\text{cm} < \min \{ 3 h_t , 33 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

(Avec :  $h_t = 15 \text{ cm}$ )

**c. Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u = \beta q_u a$$

$$V_u = \beta q_u b \quad \beta = 1,10 \text{ (tableaux de Bares)}$$

$$V_{\max} = 1,10 \times 9,28 \times 3,2 = 32,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{32,66 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.25 \text{ Mpa.}$$

$$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \checkmark$$

**d. Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Calcul de  $\tau_{se}$  :

❖ Dans le sens yy :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,66 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 125.6} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 2,22 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

❖ Dans le sens xx :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,66 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 125.6} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 2,22 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

**e. 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 demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm ; On prend : } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, 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  $0,4.L_s$  pour les aciers H.A ; Donc :  **$L_c = 16\text{cm}$**

### III.2.6.4) Vérification à l'ELS :

#### a. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur  
Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s a^2 \\ M_{y2} = \mu_y q_s b^2 \end{cases} ; \mu_x = 0,132 \quad ; \mu_y = 0,0368 \quad (\text{Tableaux de Bares}).$$

D'où :

$$\begin{aligned} M_{x2} &= 0,132 \times 6,71 \times (2,00)^2 = 3,54\text{KN.m} \\ M_{y2} &= 0,0368 \times 6,71 \times (3,20)^2 = 2,53\text{KN.m} \end{aligned}$$

#### Aux appuis :

$$\begin{aligned} M_x^a &= -0,3 \times 3,53 = -1,059 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= -0,3 \times 2,53 = -0,76 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

#### En travée:

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0,85 \times 3,54 = 3,009 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0,85 \times 2,53 = 2,159 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

### 1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

#### ❖ Sens X-X :

##### • Aux appuis :

$$M_s = 1,059 \text{ KN.m} ; \quad A_{sa} = 3,14\text{cm}^2$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_{sa}} = \frac{1,059 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 28,16\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020 \times 28,16 = 0,56\text{MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $M_s = 3,009 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{3,009 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 80,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020 \times 80,03 = 1,60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens Y-Y :**

• **Aux appuis :**

$M_s = 0,76 \text{ KN.m}$  ;  $A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_{sa}} = \frac{0,76 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 20,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020 \times 20,21 = 0,40 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**  $M_s = 2,159 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho = 0,241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{2,159 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 57,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020 \times 57,42 = 1,15 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. état limite de déformation :

La flèche max est au niveau du point **a**, elle est donnée par la formule suivante:

$$f = \frac{\psi \cdot p \cdot \alpha^4}{E \cdot h^3}$$

À partir du rapport b/a on tire de tableaux de Bares le coefficient  $\psi$ .

Après interpolation on retrouve la valeur suivante :  $\psi = 0.088$

$$f = \frac{0.088 \times 6,71 \times 10^{-3} \times 3200^4}{10819 \times 130^3} = 1,69 \text{ mm}$$

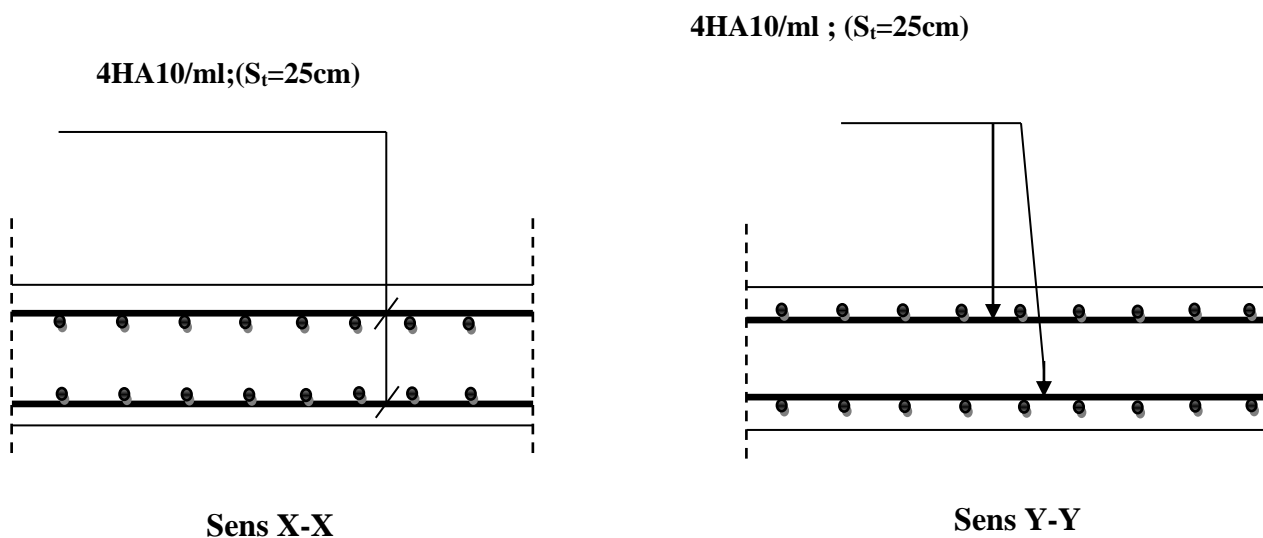
La flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3200}{500} = 6,4 \text{ mm}$

$$f = 1,69 \text{ mm} < \bar{f} = 6,4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.}$$

Le ferrailage de la dalle pleine sera comme suite pour une bande de 1m :

- 4 HA10** tous les **25 cm** dans le sens **yy**.
- 4 HA10** tous les **25cm** dans le sens **xx**.

**III.2.6.5) Plan de ferrailage de la dalle pleine:**



*Fig.III.2.6.3 : Ferrailage de la dalle pleine.*

**III.2.7) charpente :****III.2.7.1) Définition :**

Une charpente on tuile mécanique est l'ensemble d'éléments éléments ont bois (panne, chevrons et liteaux) .et des tuiles de terre cuite a emboitement mécaniques, cette ensemble a pour fonction l'étanchéité de la structure. On a définie dans le 2<sup>ème</sup> chapitre l'inclinaison de la charpente  $\alpha = 20^\circ$

**III.2.7.2) Détermination des charges: (DTR BC.2.2)**

Le choix des sections des panne des chevrons et des liteaux est dictée pas le marcher. C'est pour ça qu'on choisira des sections usuelles talque :

- panne (7,5x25) cm<sup>2</sup>
- chevrons (4x6) cm<sup>2</sup>
- liteaux (3x3) cm<sup>2</sup>

**a) Charges permanentes :**

Poids des tuiles et des liteaux :	0.45 KN/m <sup>2</sup>
Poids des pannes et des cheverons :	<u>0.10 KN/m<sup>2</sup></u>

$$G_{\text{totale}} : 0.55 \text{ KN/m}^2$$

**b) Charges d'exploitation :**

Neige :	<b>1.00 KN/m<sup>2</sup></b>
---------	------------------------------

**c) Combinaison de charge :****1) Etat limites ultime : (q<sub>u</sub>)**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(0,55) + 1,5(1) \quad \rightarrow \quad q_u = 2,25 \text{ KN/m}^2$$

**2) Etat limites de services : (q<sub>s</sub>)**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (0,55) + (1) \quad \rightarrow \quad q_s = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

**III.2.7.3) Dimensionnement des différents éléments :****1. Les pannes :**

La panne est considère comme poutre simplement appuie sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q<sub>p</sub>

La plus grande portée des pannes est  $L_p = 3,40\text{m}$ .

**a) L'espacement des pannes:**

$$e_p = L/n \quad \text{et} \quad 80 \text{ cm} \leq e_p \leq 180 \text{ cm}$$

$$n = L/ e_p$$

n : nombre d'espacement

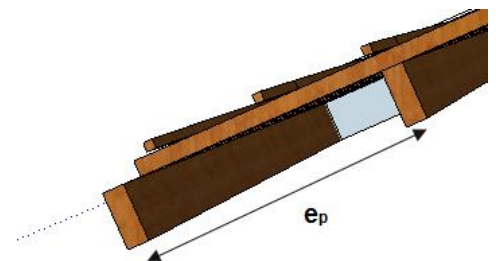


Fig.III.2.7.1 : espacement des panne

L : portée de la poutre inclinée.

$$L = \frac{5,20}{\cos 20^\circ} = 5,53 \text{ m}$$

$$\frac{5,85}{1,80} \leq n \leq \frac{5,85}{0,80}$$

2,99 ≤ n ≤ 6,91 (on prend n = 6)

$$e_p = \frac{L}{n} \rightarrow e_p = \frac{5,53}{6} = 0,92 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 90 \text{ cm}$ .

Calcul de chargement revenant à la panne :

$$q_p(ELU) = (2,25 \text{ KN/m}^2) \cdot (0,90\text{m}) = 2,025 \text{ KN/ml}$$

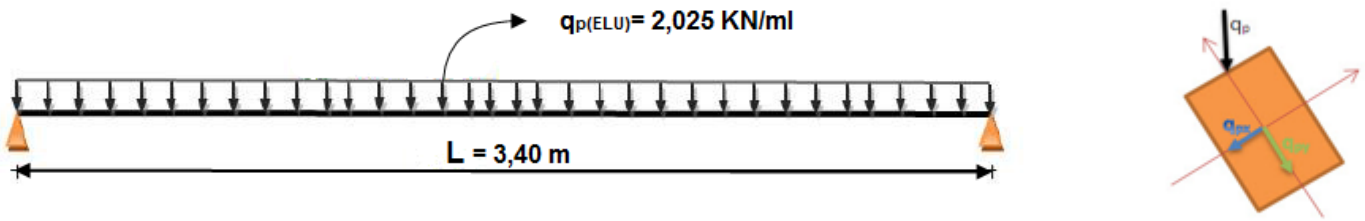


Fig.III.2.7.2 : schémas statique de la panne

**b) Projection sur les axes :**

(x-x)                       $\rightarrow$                        $q_{p(x-x)} = q_{p(ELU)} \cdot \sin \alpha$   
 $q_{p(x-x)} = 2,025 \cdot \sin (20^\circ)$   
 $q_{p(x-x)} = 0,70 \text{ KN/ml}$

(y-y)                       $\rightarrow$                        $q_{p(y-y)} = q_{p(ELU)} \cdot \cos \alpha$   
 $q_{p(y-y)} = 2,025 \cdot \cos (20^\circ)$   
 $q_{p(y-y)} = 1,90 \text{ KN/ml}$

**• Vérification de la contrainte admissible du bois :**

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, d'après les règles CB71.[5] la contrainte admissible forfaitaire  $\overline{\sigma_f}$  dans ce bois travaillant en flexion simple est  $\overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} \cdot v + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \cdot v \leq \overline{\sigma_f}$$

$\sigma_f$  : Contrainte dans le bois

$M_{fx}$  : Moment fléchissant dans le sens (x-x)

$I_{xx}$  : Inertie de la panne dans le sens (x-x)

$v$  : distance entre le centre de gravité de la section et la fibre la plus sollicitée

$M_{fy}$  : Moment fléchissant dans le sens (y-y)

$I_{yy}$  : Inertie de la panne dans le sens (y-y)

$\overline{\sigma_f}$  : Contrainte limites admissible dans le bois.

**1) Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{fx} = q_{p(x-x)} \frac{l^2}{8} = (0,70) \frac{3,4^2}{8} = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{p(y-y)} \frac{l^2}{8} = (1,90) \frac{3,4^2}{8} = 2,75 \text{ KN.m}$$

**2) Calcul des modules de résistance :**

$$W_x = I_{xx} / v = (bh^3/12) \times (2/h) = bh^2/6 = (25 \times 7,5^2) / 6 = 234,375 \text{ cm}^3$$

$$W_y = I_{yy} / v = (hb^3/12) \times (2/b) = hb^2/6 = (7,5 \times 25^2) / 6 = 781,25 \text{ cm}^3$$

On aura :

$$\sigma_f = (1,01 \cdot 10^4 / 234,375) + (2,75 \cdot 10^4 / 781,25) = 78,29 \text{ daN/cm}^2$$

D'où :  $\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$  **condition vérifiée.**

**3) Vérification de la flèche sous G+Q : (Art 4.962/CB71)**

La valeur de la flèche admissible de la panne est :  $f = \frac{l_p}{300} \rightarrow f = \frac{340}{300} = 1,13 \text{ cm}$

Quant à la flèche, elle est donnée par la formule :  $f = \frac{5 \sigma_f l_p^2}{48 E_f 0,5h}$

$E_f$  : module de déformation du bois :  $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$

$$E_f = 11000 \sqrt{124} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

Calcul de  $\sigma_f$  :  $\sigma_f = \sqrt{\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2}$

$$M_{fx} = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = 2,75 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{fx} = 1,01 \cdot 10^4 / 234,375 = 40,09 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = 2,75 \cdot 10^4 / 781,25 = 35,2 \text{ daN/cm}^2$$

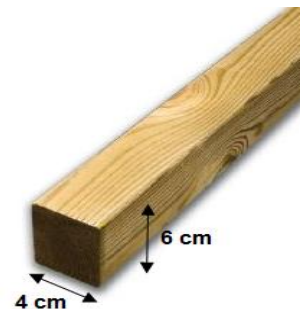
$$\sigma_f = 53,96 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 53,96 \times 340^2}{48 \times 131080,13 \times 12,5} = 0,40 \text{ cm}$$

$f = 0,58 \text{ cm} < \bar{f}_{ad} = 1,13 \text{ cm} \longrightarrow$  (condition vérifiée).

**2. les chevrons :**

Le calcul des chevrons se fera en flexion simple avec une portée de  $L_c = 0,90 \text{ m}$ , un espacement de  $40 \text{ cm}$ , et une charge permanente appliquée  $g_c = g_{\text{(tuile)}} + g_{\text{(chevrons)}}$ , il est considéré comme une poutre appuyée sur plusieurs appuis. la section des chevrons adopter  $(4 \times 6) \text{ cm}^2$ .



1) Calcul des sollicitations :

$$g_{(\text{chevrons})} = (bxh) \cdot \rho_{\text{bois}} \rightarrow g_{(\text{chevrons})} = (0,04 \times 0,06) \cdot 6 = 0,0144 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{chevrons}} = 0,0144 \text{ KN/ml} + (0,45 \text{ KN/m}^2 \times 0,40) = 0,1944 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 0,40 \text{ m} = 0,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(\text{ELU})} = 1,35(0,1944) + 1,5(0,40) = 0,87 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(\text{ELS})} = 0,1944 + 0,40 = 0,5944 \text{ KN/ml}$$

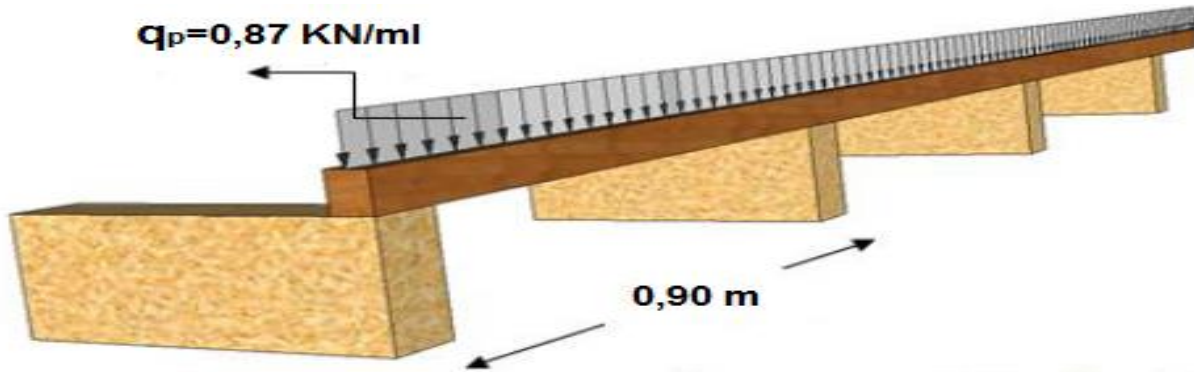


Fig.III.2.7.3 : schémas statique des chevrons

$$M_0 = q_{(\text{ELU})} \frac{l^2}{8} = 0,87 \frac{0,9^2}{8} = 0,088 \text{ KN.m}$$

✓ En tenant compte de la continuité des appuis

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,66 M_0 \rightarrow M_t = 0,058 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0,8 M_0 \rightarrow M_a = 0,070 \text{ KN.m}$$

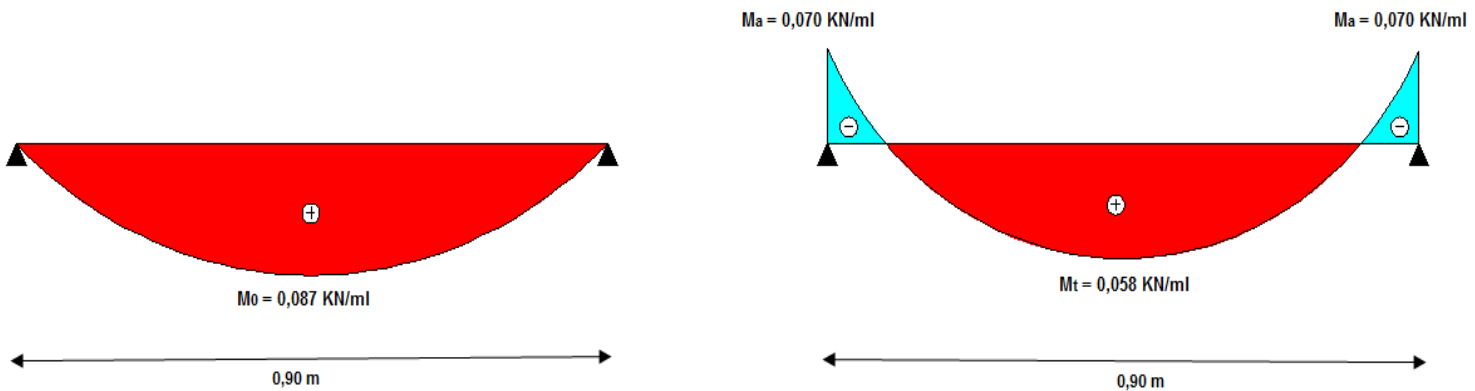


Fig.III.2.7.4 : diagramme du moment dans les chevrons.

## 2) Vérification des contraintes :

## a) Module de résistance des chevrons :

$$W_{\text{Chevrons}} = I_{y-y} / y = b \times h^2 / 6$$

$$W_{\text{Chevrons}} = 4 \times 6^2 / 6 = 24 \text{ cm}^3$$

## b) calcul des contraintes :

## ✓ Aux appuis :

$$\sigma_{\text{appuis}} = M_a / W_c \rightarrow \sigma_{\text{appuis}} = 0,07 \times 10^4 / 24 = 29,16 \text{ dan/cm}^2$$

## ✓ En travée :

$$\sigma_{\text{travée}} = M_a / W_c \rightarrow \sigma_{\text{travée}} = 0,058 \times 10^4 / 24 = 24,17 \text{ dan/cm}^2$$

## 3) vérification de la flèche :

## ✓ En travée :

$$f_{ad} = \frac{l_c}{200} \rightarrow f_{ad} = \frac{90}{200} = 0,45 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \sigma_f l_p^2}{48 E_f 0,5h} \rightarrow f = \frac{5 \times 24,17 \times 90^2}{48 \times 131080,13 \times 3}$$

$$f = 0,05 \text{ cm} < f_{ad} = 0,45 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

## ✓ Aux appuis :

$$f_{ad} = \frac{l_c}{200} \rightarrow f_{ad} = \frac{90}{200} = 0,45 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \sigma_f l_p^2}{48 E_f 0,5h} \rightarrow f = \frac{5 \times 29,16 \times 90^2}{48 \times 131080,13 \times 3}$$

$$f = 0,062 \text{ cm} < f_{ad} = 0,45 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

## 3. les liteaux :

Le calcul des liteaux se fera comme celui des panne, En prend pour la section des liteaux  $(3 \times 3) \text{ cm}^2$ . L'espacement des liteaux est égal à  $e_p = 0,32 \text{ m}$  la longueur de la tuile, et une portée  $L_l = 0,40 \text{ m}$  (espacement des chevrons). la section des liteaux est  $(3 \times 3) \text{ cm}^2$

Poids (tuile + liteaux) :  $0,45 \text{ KN/m}^2$



## a) calcul des sollicitations :

$$q_{(\text{ELU})} = [1,35 (0,45) + 1,5 (1)] (0,32) = 0,6744 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(\text{ELS})} = [0,45 + 1] (0,32) = 0,464 \text{ KN/ml}$$

## ✓ Projection sur les axes (x-x) et (y-y) :

1) selon (x-x) :

$$q_{(x-x)} = q_{(ELU)} \sin 20^\circ \rightarrow q_{(x-x)} = 0,6744 \sin 20^\circ = 0,23 \text{ KN.m}$$

$$2) \text{ selon (y-y) : } q_{(y-y)} = q_{(ELU)} \cos 20^\circ \rightarrow q_{(y-y)} = 0,6744 \cos 20^\circ = 0,633 \text{ KN.m}$$

✓ **calcul des moments fléchissant :**

1) selon (x-x) :

$$M_{(x-x)} = q_{(x-x)} \frac{l^2}{8} \rightarrow M_{(x-x)} = 0,23 \frac{0,4^2}{8} = 0,0046 \text{ KN.m}$$

2) selon (y-y) :

$$M_{(y-y)} = q_{(y-y)} \frac{l^2}{8} \rightarrow M_{(y-y)} = 0,633 \frac{0,4^2}{8} = 0,01266 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des modules de résistance :**

$$W_x = I_{xx} / v = (bh^3/12) \times (2/h) = bh^2/6 = (3 \times 3^2)/6 = 4,5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = I_{yy} / v = (hb^3/12) \times (2/b) = hb^2/6 = (3 \times 3^2)/6 = 4,5 \text{ cm}^3$$

✓ **Calcul de la contrainte dans les liteaux :**

$$\sigma_f = \frac{0,0127 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,0046 \times 10^4}{4,5} = 38,44 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 38,44 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification à la flèche :**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 pour les pannes est donnée par :

$$f_{ad} = \frac{40}{200} = 0,20 \text{ cm.}$$

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} \quad \sigma_f = 135,08 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$E_f$ : module de déformation instantanée du bois.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 135,09 \times 40^2}{48 \times 131080,13 \times 1,5} = 0,155 \text{ cm}$$

$$f = 0,155 \text{ cm} < \bar{f}_{ad} = 0,20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.7.4) assemblage de la charpente :

Pour l'assemblage de notre charpente on a opté pour un assemblage avec cloue.

C'est un assemblage qui est à la fois pratique et facile à réaliser, utilise principalement pour les charpentes traditionnelles, ce type d'assemblage garantie une très bonne transmission des efforts.

Le choix du diamètre des clous est conditionne par : (*Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84*)

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

(dimension) (nature du bois)	Epaisseur (e)	Diamètre (d)
bois frais et tendu (pendant la mise en œuvre)	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
bois sec et durs (pendant la mise en œuvre)	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

$e$  : épaisseur de la pièce.

$d$  : diamètre des clous

Sachant que la pièce la plus mince (liteaux) a une épaisseur de 3 cm est le bois mise en œuvre est un bois sec et durs alors :

$$d \leq \frac{e}{9} \quad \rightarrow \quad d = \frac{30}{9}$$

$$d \leq 3,33 \text{ mm}$$

**Remarque** : L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

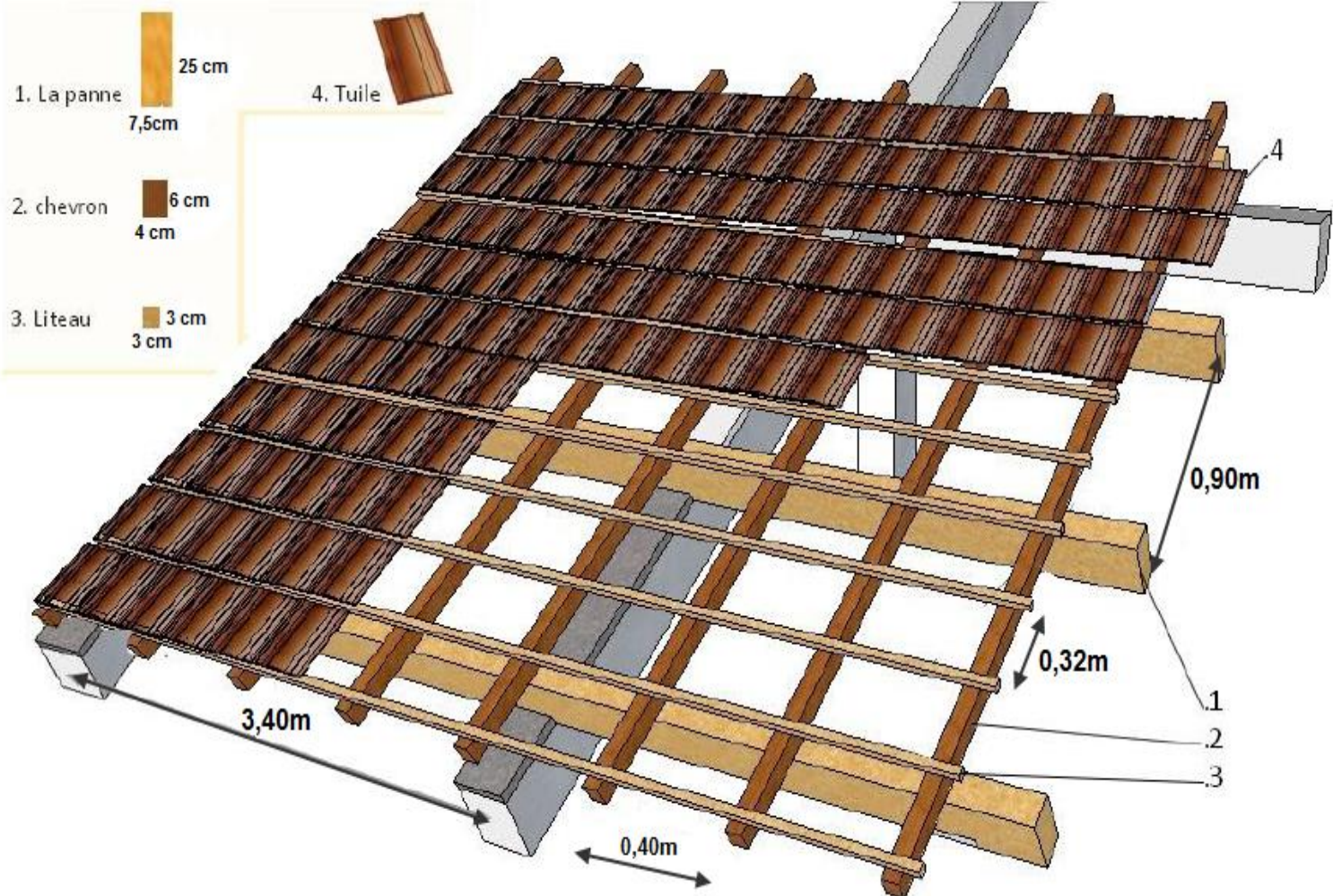


Fig.III.2.7.5 : représentation de la charpente

**IV.1) INTRODUCTION :**

Le contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

D'où la nécessité de comparer l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre refend et portique.

**IV.2) Caractéristiques géométriques des voiles :**

**1. Inertie des voiles :**

a. Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \approx 0 \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles}$$

longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

b. Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \approx 0 \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)

**Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (35 × 35).

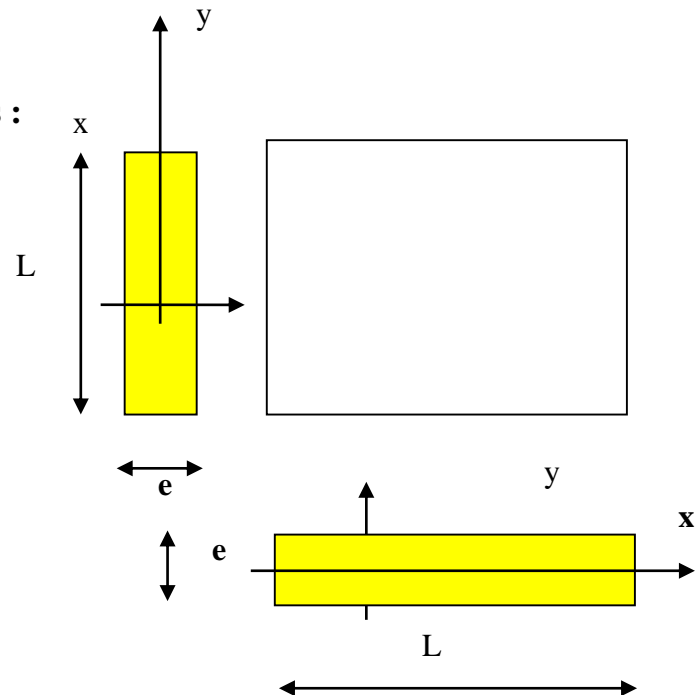


Figure IV-1 : inertie des voile

## 2. Calcul de rigidité linéaire des voiles des voiles :

$$k_{voile} = \frac{I_v}{h_e}$$

$K_v$  : Rigidité linéaire du voile

$I_v$  : Inertie du voile.

$h_e$  : Hauteur de l'étage.

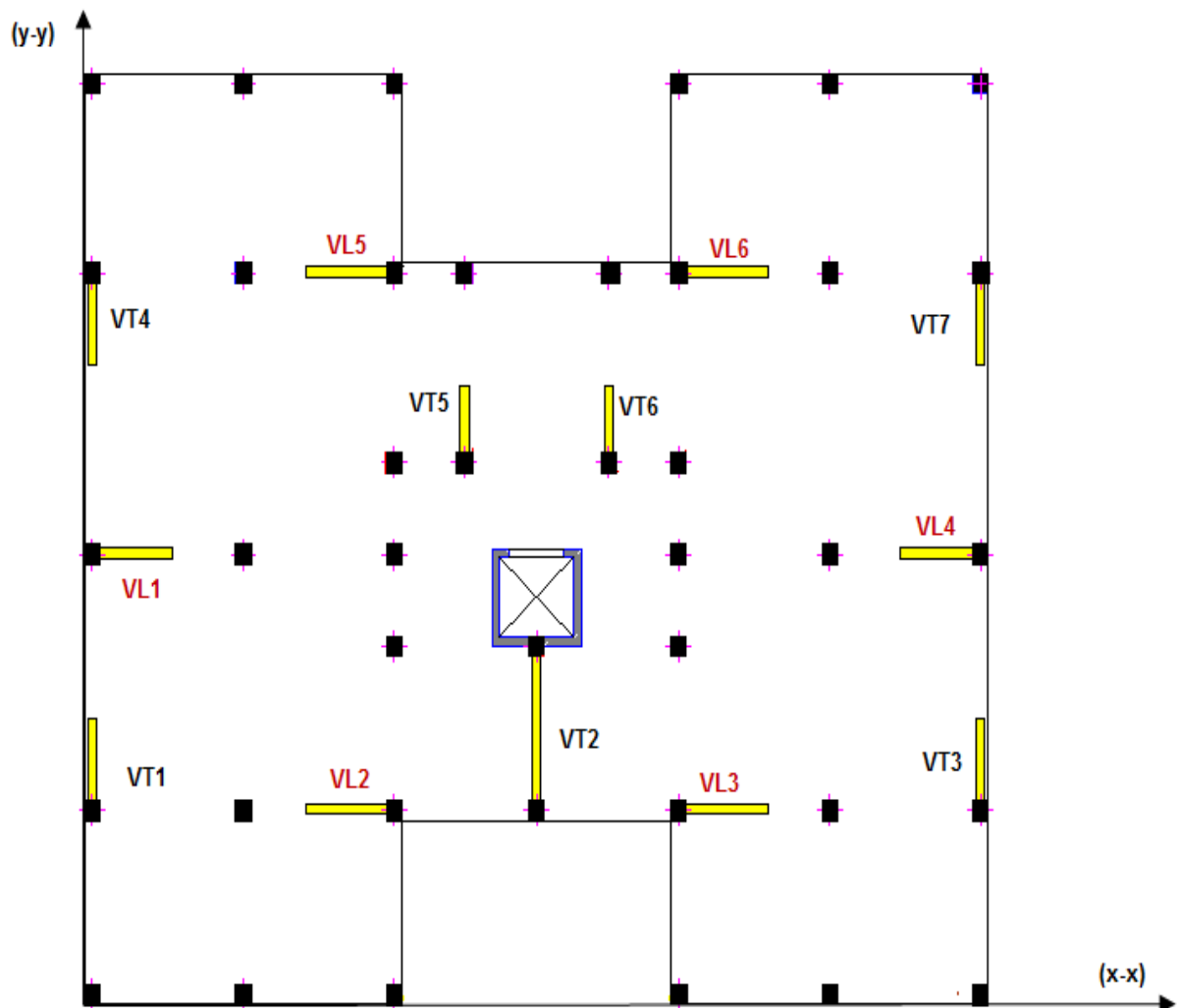


Fig IV.2. Disposition des voiles dans le RDC et les étages courants.

**Sens Longitudinal :**

NIVEAU	voile	L(m)	e(m)	Inertie (m <sup>4</sup> )	h(m) d'étage	K (m <sup>3</sup> )	Somme (m <sup>3</sup> )	K totale (m <sup>3</sup> )
<b>RDC→8</b>	VL1	1,8	0,2	0,0972	2,89	0.0336	0.2516	<b>2.4664</b>
	VL2	2	0,2	0,133333333		0.0461		
	VL3	2	0,2	0,133333333		0.0461		
	VL4	1,8	0,2	0,0972		0.0336		
	VL5	2	0,2	0,133333333		0.0461		
	VL6	2	0,2	0,133333333		0.0461		
<b>Sous-Sol</b>	VL1	1,8	0,25	0,1215	4.5	0.027	0.202	
	VL2	2	0,25	0,166666667		0.037		
	VL3	2	0,25	0,166666667		0.037		
	VL4	1,8	0,25	0,1215		0.027		
	VL5	2	0,25	0,166666667		0.037		
	VL6	2	0,25	0,166666667		0.037		

Tableau IV.1 : Calcul de l'inertie des voiles (sens longitudinal)

**Sens Transversal :**

NIVEAU	voile	L(m)	e(m)	Inertie (m <sup>4</sup> )	h(m) d'étage	K (m <sup>3</sup> )	Somme (m <sup>3</sup> )	K totale (m <sup>3</sup> )
<b>RDC→8</b>	VT1	1,8	0,2	0,0972	2.89	0.0336	0.3624	<b>3.5525</b>
	VT2	3,2	0,2	0,546133333		0.189		
	VT3	1,8	0,2	0,0972		0.0336		
	VT4	1,8	0,2	0,0972		0.0336		
	VT5	1,5	0,2	0,05625		0.0195		
	VT6	1,5	0,2	0,05625		0.0195		
	VT7	1,8	0,2	0,0972		0.0336		
<b>Sous-Sol</b>	VT1	1,8	0,25	0,1215	4.5	0.027	0.2909	
	VT2	3,2	0,25	0,682666667		0.1517		
	VT3	1,8	0,25	0,1215		0.027		
	VT4	1,8	0,25	0,1215		0.027		
	VT5	1,5	0,25	0,0703125		0.0156		
	VT6	1,5	0,25	0,0703125		0.0156		
	VT7	1,8	0,25	0,1215		0.027		

Tableau IV.2 : Calcul de rigidité des voiles (sens transversal)

### IV.3) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m<sup>4</sup>]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

#### 1. Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I= 1[m<sup>4</sup>]**, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit, au-dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

$S_i$  : surface du trapèze.

$X_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2(b_i + b_{i+1})}$$

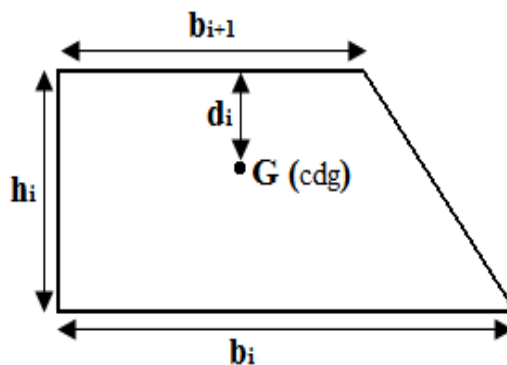


Figure IV-3 : trapèze de calcul

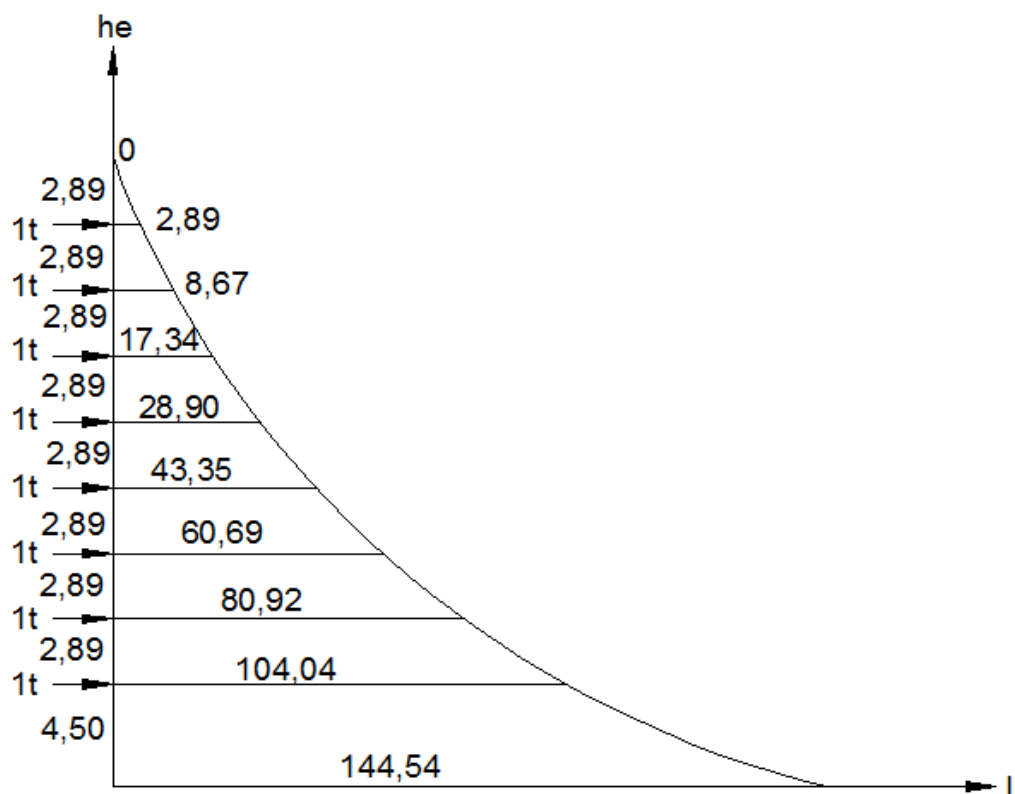


Figure IV-4 : Diagramme des moments des aires.

❖ Flèche dans les refends : (méthode des moments des aires) :

Niveau	$b_{i+1}$	$b_i$	$h_e$	$2B+b$	$3*(B+b)$	$D_i$	$b+B$	$d_i \times S_i(m^3)$	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
8	0	2,89	2,89	5,78	8,67	1,93	2,89	4,18	39394,81
7	2,89	8,67	2,89	20,23	34,68	1,69	11,56	16,70	34504,068
6	8,67	17,34	2,89	43,35	78,03	1,61	26,01	37,58	29630,66
5	17,34	28,9	2,89	75,14	138,72	1,57	46,24	66,82	24844,35
4	28,9	43,35	2,89	115,6	216,75	1,54	72,25	104,40	20206,73
3	43,35	60,69	2,89	164,73	312,12	1,53	104,04	150,34	17171,99
2	60,69	80,92	2,89	222,53	424,83	1,51	141,61	204,63	12373,05
1	80,92	104,04	2,89	289	554,88	1,51	184,96	267,27	8086,52
RDC	104,04	144,04	2,89	392,12	744,24	1,52	248,08	358,48	4477,82
SOUS-SOL	144,54	189,04	4,5	522,62	1000,74	2,35	333,58	750,56	1763,81

Tableau IV.3 : Flèche dans les refonds

$$f_{\text{sous-sol}} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^1 S_i X_i = \frac{1763,81}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^2 S_i X_i = \frac{4477,82}{EI}$$

$$f_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^3 S_i X_i = \frac{8086,52}{EI}$$

$$f_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^4 S_i X_i = \frac{12373,05}{EI}$$

$$f_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^5 S_i X_i = \frac{17171,99}{EI}$$

$$f_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^6 S_i X_i = \frac{20206,73}{EI}$$

$$f_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^7 S_i X_i = \frac{24844,35}{EI}$$

$$f_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^8 S_i X_i = \frac{29630,66}{EI}$$

$$f_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^8 S_i X_i = \frac{34504,068}{EI}$$

$$f_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^9 S_i X_i = \frac{39394,81}{EI}$$

## 2. Déplacement des portiques :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h \text{ Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2} \quad \Leftrightarrow \text{(Déplacement de chaque niveau)}$$

$$\Delta_i = \sum \Delta_n \quad \Leftrightarrow \text{(Déplacement du portique au niveau « i »)}$$

### ❖ Rotation d'étage :

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1<sup>er</sup> niveau :

$$E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m} \text{ Avec :}$$

$$M_n = T_n \times h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

### ❖ Inertie fictive :

$$I_{ei} = \frac{f_n}{\sum \Delta_n}$$

$I_{ei}$  : Inertie fictive du portique au niveau i.

$f_n$  : Flèche du refend au même niveau i.

$\Delta_n$  : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$  : Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ *Tableau : inertie fictive des portiques longitudinaux :*

Niveaux	portique	he(m)	Mn(T.m)	Mn+1(T.m)	$\Sigma K_{poteaux}$ (m <sup>3</sup> 10 <sup>-2</sup> )	$\Sigma K_{poutres}$ M <sup>3</sup> 10 <sup>2</sup>	E $\theta_n$ (T.m <sup>-2</sup> )	E $\psi_n$ (T.m <sup>-2</sup> )	E $\delta_n$ ( kn/m)	Dn= $\Sigma E\delta_n$	Eif	I (m <sup>4</sup> )	somme
Etage 8	(A-A)	2,89	2,89	0	27,636	13,294	90,577	268,299	7753,834	2069658,908	39394,82	0,019	0,13444326
	(B-B)	2,89	2,89	0	32,242	20,381	59,082	192,860	5573,654	2061905,074	39394,82	0,019	
	(C-C)	2,89	2,89	0	13,818	7,087	169,917	514,123	14858,162	2056331,421	39394,82	0,019	
	(D-D)	2,89	2,89	0	27,636	13,294	90,577	268,299	7753,834	2041473,259	39394,82	0,019	
	(E-E)	2,89	2,89	0	18,424	18,744	64,243	259,204	7490,999	2033719,424	39394,82	0,019	
	(F-F)	2,89	2,89	0	36,848	32,038	37,585	140,529	4061,296	2026228,426	39394,82	0,019	
	(G-G)	2,89	2,89	0	27,636	13,294	90,577	268,299	7753,834	206965,908	39394,82	0,019	
Etage 7	(A-A)	2,89	5,78	2,89	27,636	13,294	271,731	533,083	15406,094	2022167,130	34504,07	0,017	0,12166849
	(B-B)	2,89	5,78	2,89	32,242	20,381	177,247	383,376	11079,576	2006761,036	34504,07	0,017	
	(C-C)	2,89	5,78	2,89	13,818	7,087	509,751	1021,231	29513,584	1995681,460	34504,07	0,017	
	(D-D)	2,89	5,78	2,89	27,636	13,294	271,731	533,083	15406,094	1966167,875	34504,07	0,018	
	(E-E)	2,89	5,78	2,89	18,424	18,744	192,730	513,261	14833,242	1950761,782	34504,07	0,018	
	(F-F)	2,89	5,78	2,89	36,848	32,038	112,756	278,685	8054,002	1935928,540	34504,07	0,018	
	(G-G)	2,89	5,78	2,89	27,636	13,294	271,731	533,083	15406,094	2022167,130	34504,07	0,017	

Etage 6	(A-A)	2,89	8,67	5,78	46,715	13,504	445,856	689,687	19931,942	1927874,538	29630,67	0,015	0,11041565
	(B-B)	2,89	8,67	5,78	54,501	20,710	290,724	590,026	17051,765	1907942,596	29630,67	0,016	
	(C-C)	2,89	8,67	5,78	23,358	7,206	835,554	1311,984	37916,348	1890890,831	29630,67	0,016	
	(D-D)	2,89	8,67	5,78	46,715	13,504	445,856	689,687	19931,942	1852974,483	29630,67	0,016	
	(E-E)	2,89	8,67	5,78	31,144	19,364	310,923	605,097	17487,310	1833042,541	29630,67	0,016	
	(F-F)	2,89	8,67	5,78	62,287	32,868	183,180	335,811	9704,936	1815555,231	29630,67	0,016	
	(G-G)	2,89	8,67	5,78	46,715	13,504	445,856	689,687	19931,942	1927874,538	29630,67	0,015	
Etage 5	(A-A)	2,89	11,56	8,67	46,715	13,504	624,198	919,582	26575,923	1805850,295	24844,35	0,014	0,09983709
	(B-B)	2,89	11,56	8,67	54,501	20,710	407,013	641,912	18551,268	1779274,372	24844,35	0,014	
	(C-C)	2,89	11,56	8,67	23,358	7,206	1169,775	1749,312	50555,131	1760723,104	24844,35	0,014	
	(D-D)	2,89	11,56	8,67	46,715	13,504	624,198	919,582	26575,923	1710167,973	24844,35	0,015	
	(E-E)	2,89	11,56	8,67	31,144	19,364	435,292	806,796	23316,413	1683592,051	24844,35	0,015	
	(F-F)	2,89	11,56	8,67	62,287	32,868	256,452	447,748	12939,915	1660275,637	24844,35	0,015	
	(G-G)	2,89	11,56	8,67	46,715	13,504	624,198	919,582	26575,923	1805850,295	24844,35	0,014	
Etage 4	(A-A)	2,89	2,89	11,56	46,715	13,504	802,540	1149,478	33219,904	1647335,723	20206,74	0,012	0,09028941
	(B-B)	2,89	14,45	11,56	54,501	20,710	523,303	802,390	23189,085	1614115,819	20206,74	0,013	
	(C-C)	2,89	14,45	11,56	23,358	7,206	1503,997	2186,641	63193,913	1590926,734	20206,74	0,013	
	(D-D)	2,89	14,45	11,56	46,715	13,504	802,540	1149,478	33219,904	1527732,821	20206,74	0,013	
	(E-E)	2,89	14,45	11,56	31,144	19,364	559,661	1008,495	29145,517	1494512,917	20206,74	0,014	
	(F-F)	2,89	14,45	11,56	62,287	32,868	329,724	559,685	16174,893	1465367,401	20206,74	0,014	
	(G-G)	2,89	2,89	11,56	46,715	13,504	802,540	1149,478	33219,904	1647335,723	20206,74	0,012	

Etage 3	(A-A)	2,89	17,34	14,45	46,715	13,504	980,882	1379,373	39863,884	1449192,507	1449192,507	0,012	0,08901854
	(B-B)	2,89	17,34	14,45	54,501	20,710	639,593	993,048	28699,074	1409328,623	17171,99	0,012	
	(C-C)	2,89	17,34	14,45	23,358	7,206	1838,218	2623,969	75832,696	1380629,549	17171,99	0,012	
	(D-D)	2,89	17,34	14,45	46,715	13,504	980,882	1379,373	39863,884	1304796,853	17171,99	0,013	
	(E-E)	2,89	17,34	14,45	31,144	19,364	684,030	1210,194	34974,620	1264932,969	17171,99	0,014	
	(F-F)	2,89	17,34	14,45	62,287	32,868	402,996	671,622	19409,872	1229958,349	17171,99	0,014	
	(G-G)	2,89	17,34	14,45	46,715	13,504	980,882	1379,373	39863,884	1449192,507	1449192,507	0,012	
Etage 2	(A-A)	2,89	20,23	17,34	46,715	13,504	1159,224	1598,740	46203,578	1210548,477	12373,05	0,010	0,07551025
	(B-B)	2,89	23,23	17,34	54,501	20,710	816,240	1192,369	34459,455	1164344,899	12373,05	0,011	
	(C-C)	2,89	20,23	17,34	23,358	7,206	2172,440	3040,228	87862,602	1129885,444	12373,05	0,011	
	(D-D)	2,89	20,23	17,34	46,715	13,504	1159,224	1598,740	46203,578	1042022,842	12373,05	0,012	
	(E-E)	2,89	20,23	17,34	31,144	19,364	808,399	1396,393	40355,765	995819,26	12373,05	0,013	
	(F-F)	2,89	20,23	17,34	62,287	32,868	476,268	776,381	22437,401	955463,50	12373,05	0,009	
	(G-G)	2,89	20,23	17,37	46,715	13,504	1159,224	1598,740	46203,578	1210548,477	12373,05	010	
Etage 1	(A-A)	2,89	23,12	20,23	74,152	13,720	1316,509	1404,347	40585,614	933026,10	8086,527	0,009	0,06689158
	(B-B)	2,89	23,12	20,23	86,511	21,049	858,117	1138,033	32889,140	892440,48	8086,527	0,010	
	(C-C)	2,89	23,12	20,23	37,076	7,329	2464,524	2497,936	72190,344	859551,34	8086,527	0,009	
	(D-D)	2,89	23,12	20,23	74,152	13,720	1316,509	1664,102	48092,547	787361,00	8086,527	0,012	
	(E-E)	2,89	23,12	20,23	49,435	20,030	901,768	1351,625	39061,952	739268,453	8086,527	0,011	
	(F-F)	2,89	23,12	20,23	98,870	33,750	535,184	765,732	22129,654	700206,501	8086,527	0,007	
	(G-G)	2,89	23,12	20,23	74,152	13,720	1316,509	1404,347	40585,614	933026,10	8086,527	0,009	

RDC	(A-A)- (B-B)	2,89	26,01	23,12	86,511	21,049	972,532	1312,157	37921,328	678076,846	4477,824	0,007	0,05758652
	(C-C)	2,89	26,01	23,12	37,076	7,329	2793,128	3633,569	105010,149	640155,518	4477,824	0,009	
	(D-D)	2,89	26,01	23,12	74,152	13,720	1492,043	1921,009	55517,168	535145,370	4477,824	0,008	
	(E-E)	2,89	26,01	23,12	49,435	20,030	1022,004	1554,069	44912,594	479628,202	4477,824	0,011	
	(F-F)	2,89	26,01	23,12	98,870	33,750	606,541	881,325	25470,291	434715,609	4477,824	0,010	
	(G-G)	2,89	26,01	23,12	74,152	13,720	1492,043	1038,326	30007,616	409245,317	4477,824	0,005	
Sous- sol	(A-A)	4,5	30,51	27,62	54,675	21,049	1150,688	1040,365	46816,446	379237,701	1763,816	0,005	0,14796978
	(B-B)	4,5	30,51	27,62	54,675	21,049	1150,688	1040,365	46816,446	332421,255	1763,816	0,011	
	(C-C)	4,5	30,51	27,62	23,432	7,329	3304,794	2737,447	123185,109	285604,809	1763,816	0,006	
	(D-D)	4,5	30,51	27,62	46,864	13,720	1765,367	1425,208	64134,379	162419,700	1763,816	0,051	
	(E-E)	4,5	30,51	27,62	31,243	20,030	1209,222	1418,398	63827,928	98285,321	1763,816	0,018	
	(F-F)	4,5	30,51	27,62	62,486	33,750	717,652	765,720	34457,393	34457,393	1763,816	0,051	

0.92

Tableau IV.4: inertie fictive dans le sens longitudinal.

➤ *Tableau : inertie fictive des portiques transversaux :*

Niveaux	portique	he(m)	Mn(t.m)	Mn+1(t.m)	$\Sigma K_{poteaux}$ m3 10-4	$\Sigma K_{poutres}$ M3 10-4	$E\theta_n$ t m-2	$E\psi_n$ Tm-2	$E\Delta_n$ kn/m	$D_n = \Sigma E\delta_n$	Eif	I m4	Somme
Etage 8	(1-1)	2,89	2,89	0	23,911	21,840	55,137	210,996	6097,785	2165657,012	39394,82	0,018	0,164
	(2-2)	2,89	2,89	0	23,911	21,840	55,137	210,996	6097,785	2165657,012	39394,82	0,018	
	(3-3)	2,89	2,89	0	33,475	53,911	22,336	116,618	3370,251	2159559,227	39394,82	0,018	
	(4-4)	2,89	2,89	0	9,212	6,372	188,966	639,366	18477,685	2156188,976	39394,82	0,018	
	(5-5)	2,89	2,89	0	9,564	7,409	162,539	576,884	16671,952	2137711,291	39394,82	0,018	
	(6-6)	2,89	2,89	0	9,212	6,372	188,966	639,366	18477,685	2156188,976	39394,82	0,018	
	(7-7)	2,89	2,89	0	33,475	53,911	22,336	116,618	3370,251	2159559,227	39394,82	0,018	
	(8-8)	2,89	2,89	0	23,911	21,840	55,137	210,996	6097,785	2121039,339	39394,82	0,019	
	(9-9)	2,89	2,89	0	23,911	21,840	55,137	210,996	6097,785	2121039,339	39394,82	0,019	
Etage 7	(1-1)	2,89	5,78	2,89	40,404	21,840	165,410	338,049	9769,622	2114941,554	34504,07	0,016	0,148
	(2-2)	2,89	5,78	2,89	40,404	21,840	165,410	338,049	9769,622	2114941,554	34504,07	0,016	
	(3-3)	2,89	5,78	2,89	56,566	53,911	67,009	173,246	5006,807	2105171,932	34504,07	0,016	
	(4-4)	2,89	5,78	2,89	16,162	6,372	566,898	1047,287	30266,605	2100165,125	34504,07	0,016	
	(5-5)	2,89	5,78	2,89	16,162	7,409	487,616	941,576	27211,546	2069898,520	34504,07	0,017	
	(6-6)	2,89	5,78	2,89	40,404	21,840	165,410	338,049	9769,622	2042686,974	34504,07	0,017	
	(7-7)	2,89	5,78	2,89	56,566	53,911	67,009	173,246	5006,807	2105171,932	34504,07	0,016	
	(8-8)	2,89	5,78	2,89	40,404	21,840	165,410	338,049	9769,622	2042686,974	34504,07	0,017	
	(9-9)	2,89	5,78	2,89	40,404	21,840	165,410	338,049	9769,622	2042686,974	34504,07	0,017	

Etage 6	(1-1)	2,89	8,67	5,78	40,404	22,114	272,263	505,535	14609,963	2032917,352	29630,67	0,015	0,133971
	(2-2)	2,89	8,67	5,78	40,404	22,114	272,263	505,535	14609,963	2032917,352	29630,67	0,015	
	(3-3)	2,89	8,67	5,78	56,566	55,147	109,179	372,902	10776,858	2018307,389	29630,67	0,015	
	(4-4)	2,89	8,67	5,78	16,162	6,463	931,614	1564,984	45228,032	2007530,532	29630,67	0,015	
	(5-5)	2,89	8,67	5,78	16,162	7,531	799,473	1406,415	40645,401	1962302,499	29630,67	0,015	
	(6-6)	2,89	8,67	5,78	16,162	6,463	931,614	1564,984	45228,032	2007530,532	29630,67	0,015	
	(7-7)	2,89	8,67	5,78	56,566	55,147	109,179	372,902	10776,858	2018307,389	29630,67	0,015	
	(8-8)	2,89	8,67	5,78	40,404	22,114	272,263	505,535	14609,963	1921657,098	29630,67	0,015	
	(9-9)	2,89	8,67	5,78	40,404	22,114	272,263	505,535	14609,963	1921657,098	29630,67	0,015	
Etage 5	(1-1)	2,89	11,56	8,67	40,404	22,114	381,169	674,047	19479,950	1907047,135	24844,35	0,013	0,120697
	(2-2)	2,89	11,56	8,67	40,404	22,114	381,169	674,047	19479,950	1907047,135	24844,35	0,013	
	(3-3)	2,89	11,56	8,67	56,566	55,147	152,850	344,990	9970,210	1887567,185	24844,35	0,013	
	(4-4)	2,89	11,56	8,67	16,162	6,463	1304,259	2086,645	60304,043	1877596,976	24844,35	0,013	
	(5-5)	2,89	11,56	8,67	16,162	7,531	1119,263	1875,220	54193,868	1817292,932	24844,35	0,014	
	(6-6)	2,89	11,56	8,67	40,404	22,114	381,169	674,047	19479,950	1763099,064	24844,35	0,014	
	(7-7)	2,89	11,56	8,67	56,566	55,147	152,850	344,990	9970,210	1887567,185	24844,35	0,013	
	(8-8)	2,89	11,56	8,67	40,404	22,114	381,169	674,047	19479,950	1763099,064	24844,35	0,014	
	(9-9)	2,89	11,56	8,67	40,404	22,114	381,169	674,047	19479,950	1763099,064	24844,35	0,014	

Etage 4	(1-1)	2,89	14,45	11,56	40,404	22,114	490,074	842,558	24349,938	1743619,114	20206,74	0,012	0,108593
	(2-2)	2,89	14,45	11,56	40,404	22,114	490,074	842,558	24349,938	1743619,114	20206,74	0,012	
	(3-3)	2,89	14,45	11,56	56,566	55,147	196,522	431,237	12462,762	1719269,176	20206,74	0,012	
	(4-4)	2,89	14,45	11,56	16,162	6,463	1676,905	2608,306	75380,054	1706806,414	20206,74	0,012	
	(5-5)	2,89	14,45	11,56	16,162	7,531	1439,052	2344,025	67742,335	1631426,360	20206,74	0,012	
	(6-6)	2,89	14,45	11,56	40,404	22,114	490,074	842,558	24349,938	1563684,025	20206,74	0,013	
	(7-7)	2,89	14,45	11,56	56,566	55,147	196,522	431,237	12462,762	1719269,176	20206,74	0,012	
	(8-8)	2,89	14,45	11,56	40,404	22,114	490,074	842,558	24349,938	1563684,025	20206,74	0,013	
	(9-9)	2,89	14,45	11,56	40,404	22,114	490,074	842,558	24349,938	1563684,025	20206,74	0,013	
Etage 3	(1-1)	2,89	17,34	14,45	40,404	22,114	598,980	1011,070	29219,925	1539334,087	17171,99	0,011	0,106214
	(2-2)	2,89	17,34	14,45	40,404	22,114	598,980	1011,070	29219,925	1539334,087	17171,99	0,011	
	(3-3)	2,89	17,34	14,45	56,566	55,147	240,194	528,818	15282,851	1510114,162	17171,99	0,011	
	(4-4)	2,89	17,34	14,45	16,162	6,463	2049,550	3129,968	90456,065	1494831,311	17171,99	0,011	
	(5-5)	2,89	17,34	14,45	16,162	7,531	1758,841	2812,831	81290,802	1404375,246	17171,99	0,012	
	(6-6)	2,89	17,34	14,45	16,162	6,463	2049,550	3129,968	90456,065	1494831,311	17171,99	0,011	
	(7-7)	2,89	17,34	14,45	56,566	55,147	240,194	528,818	15282,851	1510114,162	17171,99	0,011	
	(8-8)	2,89	17,34	14,45	40,404	22,114	598,980	1011,070	29219,925	1323084,444	17171,99	0,013	
	(9-9)	2,89	17,34	14,45	40,404	22,114	598,980	1011,070	29219,925	1323084,444	17171,99	0,013	

Etage 2	(1-1)	2,89	20,23	17,34	<i>40,404</i>	<i>22,114</i>	707,885	1174,450	33941,612	1293864,519	12373,05	0,010	0,093353
	(2-2)	2,89	20,23	17,34	<i>40,404</i>	<i>22,114</i>	707,885	1174,450	33941,612	1293864,519	12373,05	0,010	
	(3-3)	2,89	23,23	17,34	<i>56,566</i>	<i>55,147</i>	306,532	655,487	18943,573	1259922,907	12373,05	0,010	
	(4-4)	2,89	20,23	17,34	<i>16,162</i>	<i>6,463</i>	2422,196	3631,805	104959,171	1240979,333	12373,05	0,010	
	(5-5)	2,89	20,23	17,34	<i>16,162</i>	<i>7,531</i>	2078,631	3261,810	94266,297	1136020,162	12373,05	0,011	
	(6-6)	2,89	20,23	17,34	<i>16,162</i>	<i>6,463</i>	2422,196	3631,805	104959,171	1240979,333	12373,05	0,010	
	(7-7)	2,89	23,23	17,34	<i>56,566</i>	<i>55,147</i>	306,532	655,487	18943,573	1259922,907	12373,05	0,010	
	(8-8)	2,89	20,23	17,34	<i>40,404</i>	<i>22,114</i>	707,885	1174,450	33941,612	1041753,87	12373,05	0,012	
	(9-9)	2,89	20,23	17,34	<i>40,404</i>	<i>22,114</i>	707,885	1174,450	33941,612	1041753,87	12373,05	0,012	
Etage 1	(1-1)	2,89	23,12	20,23	<i>64,113</i>	<i>22,395</i>	806,527	1160,809	33547,384	1007812,25	8086,527	0,008	0,084155
	(7-7)	2,89	23,12	20,23	<i>64,113</i>	<i>22,395</i>	806,527	1160,809	33547,384	1007812,25	8086,527	0,008	
	(3-3)	2,89	23,12	20,23	<i>89,758</i>	<i>56,448</i>	319,986	831,677	24035,479	974264,87	8086,527	0,010	
	(4-4)	2,89	23,12	20,23	<i>25,645</i>	<i>6,556</i>	2755,194	3690,157	106645,538	950229,39	8086,527	0,009	
	(5-5)	2,89	23,12	20,23	<i>25,645</i>	<i>7,658</i>	2358,768	3491,944	100917,180	843583,85	8086,527	0,010	
	(6-6)	2,89	23,12	20,23	<i>25,645</i>	<i>6,556</i>	2755,194	3690,157	106645,538	950229,39	8086,527	0,009	
	(7-7)	2,89	23,12	20,23	<i>89,758</i>	<i>56,448</i>	319,986	831,677	24035,479	974264,87	8086,527	0,010	
	(8-8)	2,89	23,12	20,23	<i>64,113</i>	<i>22,395</i>	806,527	1414,195	40870,233	742666,672	8086,527	0,011	
	(9-9)	2,89	23,12	20,23	<i>64,113</i>	<i>22,395</i>	806,527	1414,195	40870,233	742666,672	8086,527	0,011	

CHAPITRE IV

Etude du contreventement

RDC	(1-1)	2,89	26,01	23,12	64,113	22,395	914,064	1559,676	45074,622	701796,439	4477,824	0,007	0,076231
	(2-2)	2,89	26,01	23,12	64,113	22,395	914,064	1559,676	45074,622	701796,439	4477,824	0,007	
	(3-3)	2,89	26,01	23,12	89,758	56,448	362,651	2270,092	65605,663	656721,817	4477,824	0,009	
	(4-4)	2,89	26,01	23,12	25,645	6,556	3122,553	3247,028	93839,111	591116,154	4477,824	0,008	
	(5-5)	2,89	26,01	23,12	38,468	14,408	1420,836	2038,446	58911,100	497277,043	4477,824	0,009	
	(6-6)	2,89	26,01	23,12	25,645	6,556	3122,553	3247,028	93839,111	591116,154	4477,824	0,008	
	(7-7)	2,89	26,01	23,12	89,758	56,448	362,651	2270,092	65605,663	656721,817	4477,824	0,009	
	(8-8)	2,89	26,01	23,12	64,113	22,395	914,064	795,110	22978,670	438365,943	4477,824	0,010	
	(9-9)	2,89	26,01	23,12	64,113	22,395	914,064	795,110	22978,670	438365,943	4477,824	0,010	
S-S	(1-1)	4,5	30,51	27,62	31,974	15,840	1529,132	1559,753	70188,889	415387,273	1763,816	0,005	0,105822
	(2-2)	2,89	26,01	23,12	25,645	6,556	3122,553	3247,028	93839,111	591116,154	4477,824	0,008	
	(3-3)	4,5	30,51	27,62	47,960	49,892	485,465	772,857	34778,587	345198,384	1763,816	0,011	
	(4-4)	4,5	30,51	27,62	15,987	6,556	3694,566	3437,657	154694,582	310419,797	1763,816	0,006	
	(5-5)	4,5	30,51	27,62	23,980	14,408	1681,115	1900,807	85536,326	155725,215	1763,816	0,011	
	(6-6)	4,5	30,51	27,62	15,987	6,556	3694,566	3437,657	154694,582	310419,797	1763,816	0,006	
	(7-7)	4,5	30,51	27,62	47,960	49,892	485,465	772,857	34778,587	345198,384	1763,816	0,011	
	(8-8)	4,5	30,51	27,62	31,974	15,840	1529,132	1559,753	70188,889	70188,889	1763,816	0,025	
	(9-9)	4,5	30,51	27,62	31,974	15,840	1529,132	1559,753	70188,889	70188,889	1763,816	0,025	

1.13

Tableau IV.4: inertie fictive dans le sens transversale.

**IV.4) Comparaison des rigidités des voiles à celles des portiques :**

- **Sens longitudinal :**

Rigidité totale (voiles + portiques) .....	3,3864 [m <sup>3</sup> ]	.....100%
Rigidité des portiques.....	0,92 [m <sup>3</sup> ]	.....27,17%
Rigidité des voiles .....	2,4664 [m <sup>3</sup> ]	.....72,83 %

- **Sens transversal :**

Rigidité totale (voiles + portiques) .....	4,6825 [m <sup>3</sup> ]	.....100%
Rigidité des portiques.....	1,13 [m <sup>3</sup> ]	.....25,13%
Rigidité des voiles.....	3,5525 [m <sup>3</sup> ]	.....75,87%

- **CONCLUSION :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. D'où le coefficient de comportement

$$: R = 5 \text{ (Tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)}$$

Après avoir défini le système de contreventement nous passons à la modélisation et à l'interprétation des résultats et aux vérifications selon le RPA.

## V.1) INTRODUCTION :

Dans le domaine du génie civil, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF) permettant un calcul automatique de diverses structures.

On considère l'analyse de la structure sous un chargement dynamique, ce qui rend l'étude plus complexe vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent en particulier celui de l'effort sismique, Pour éviter le calcul manuel laborieux et peu fiable, et pour des résultats plus exacts et un travail facile l'outil informatique devient indispensable afin de modéliser une structure, de ces outils on utilisera l'ETABS pour aboutir aux résultats voulus.

### V.1.1) Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building System) :

L'ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour un calcul de bâtiment et ouvrages de génie civil, il permet une modélisation facile et rapide grâce à son interface graphique unique, Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique et son calcul est basé sur la MEF.

Grace à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

Ce logiciel utilise aussi une certaine terminologie propre au domaine du bâtiment (dalle, plancher, trumeau, linteau, etc...) et permet un transfert de données avec d'autres logiciels comme, Autocad, SAP2000.....

### V.1.2) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.7.4

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1) :

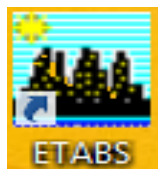


Fig V.1 icone ETABS

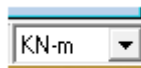
### V.1.3) Etapes de modélisations :

#### A. Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### ➤ Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



FigV.2 icone des unités dans ETABS

➤ **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model**⇒**Default.edb**. Cette option permet d'introduire :

- ❖ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 16 lignes suivant x-x)
- ❖ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 9 lignes suivant y-y)
- ❖ \*Le nombre des étages, (11 niveaux : un sous-sol, R+8 et une charpente.)

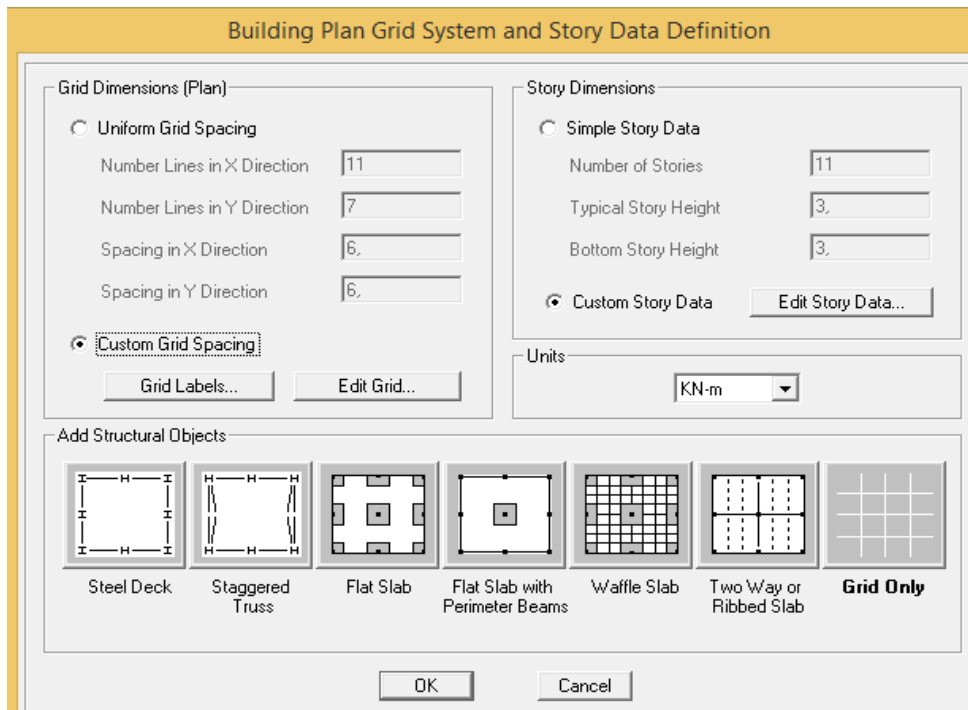
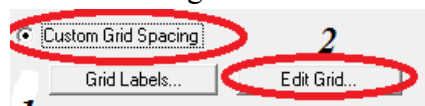


Fig V.3. Géométrie de de base

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z. Y-Z**.

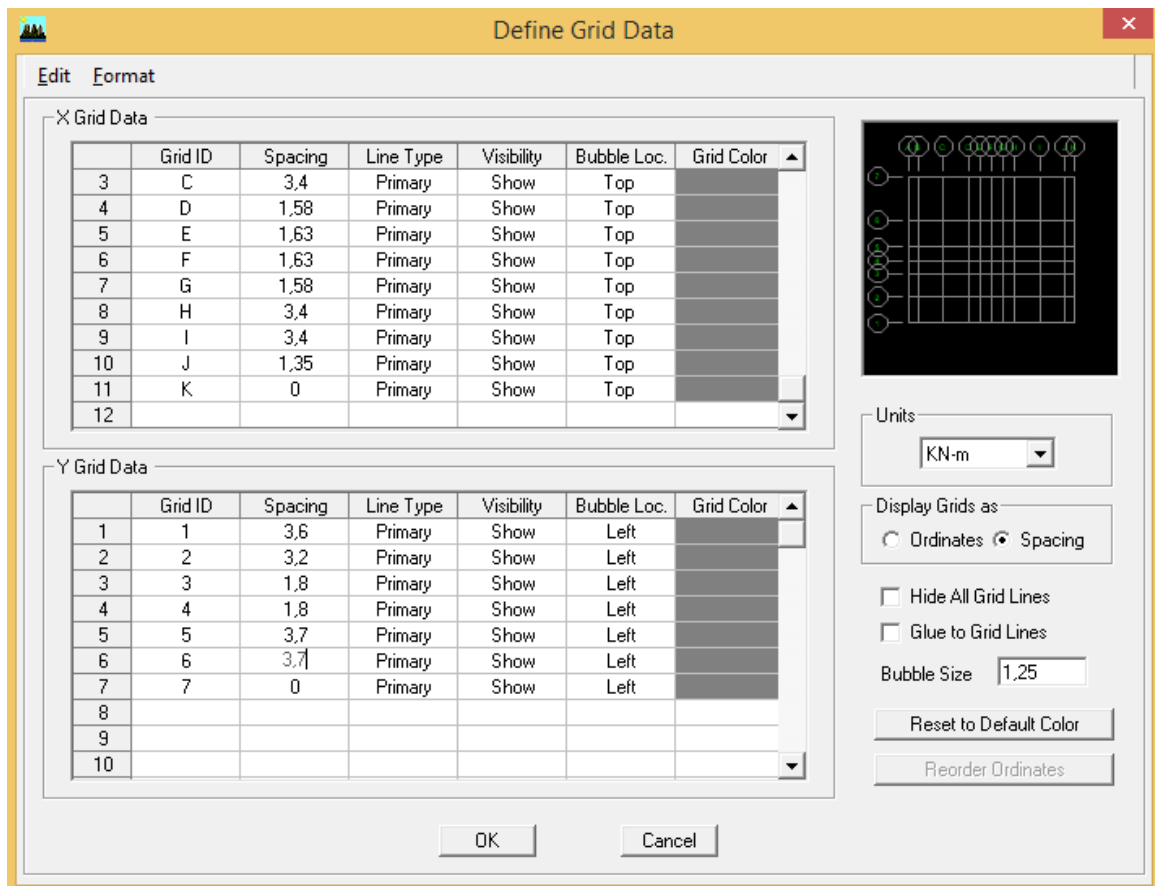
➤ **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,



- On clique sur **1**
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.


- La modification des hauteurs d'étage n'est pas nécessaire :  $h_{ec} = h_{RDC}$

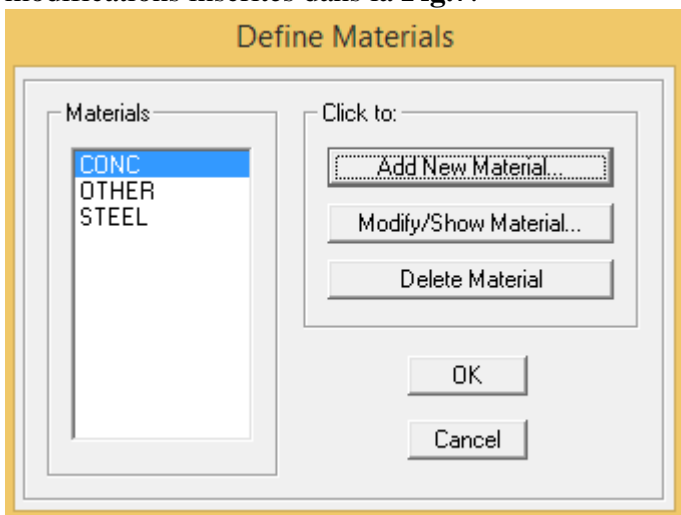


FigV. 4. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

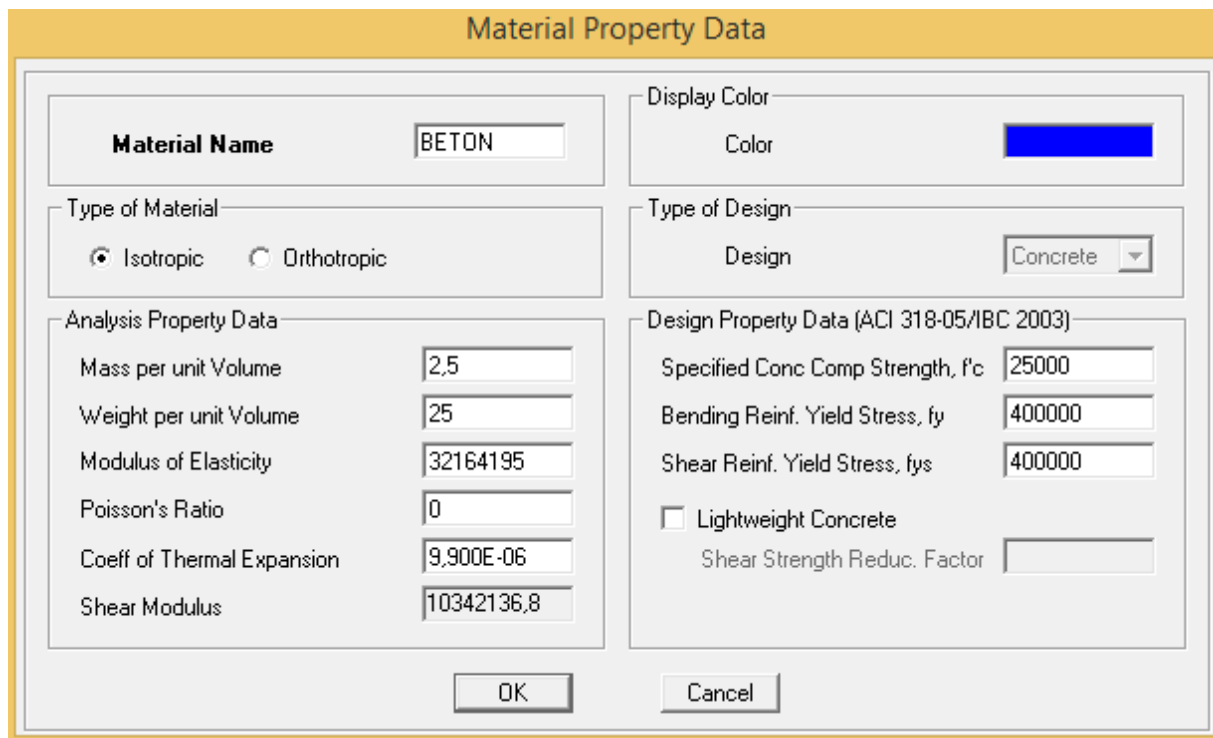
**B. deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ⇒ **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit *BETON* dans la case **Material name**, ou bien l'icône  et on apporte les modifications inscrites dans la Fig.7:



FigV.5: définir un nouveau matériau




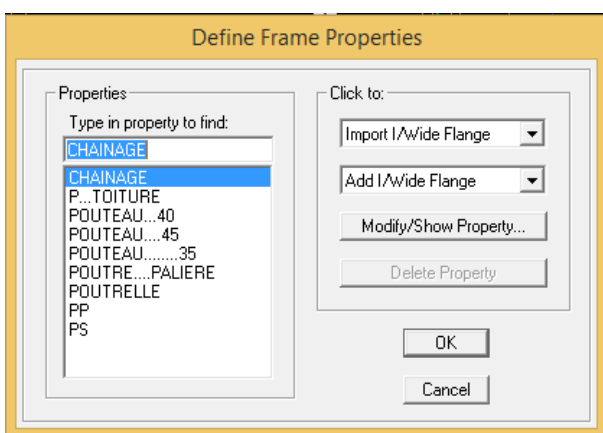
FigV.6. Introduction des propriétés mécaniques du béton

➤ **Troisième étape :**

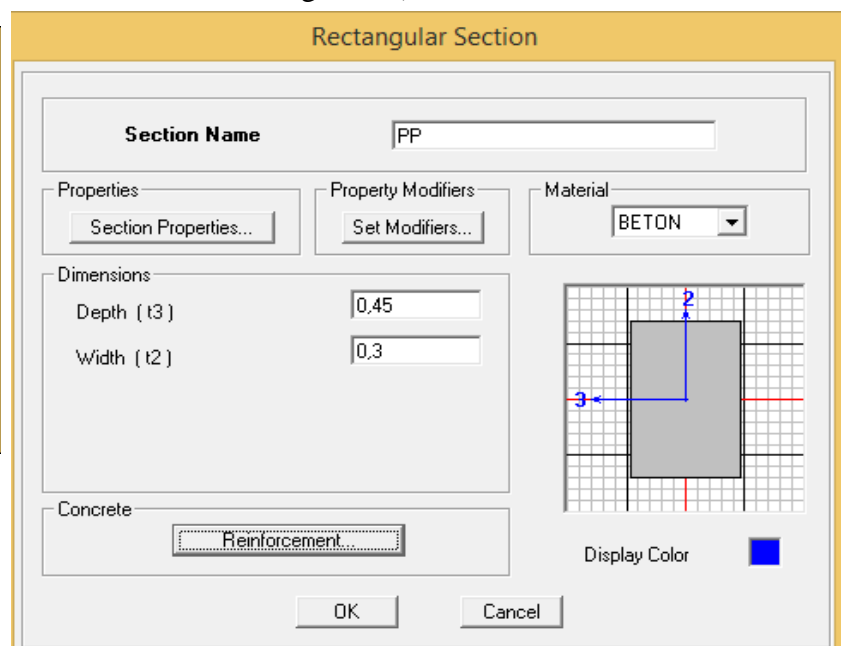
La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections** (  ), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



FigV.7. dimensions des éléments



FigV.8 dimensionnement des éléments.

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures



Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, planché)

On choisit le menu :

**Define** ⇒ **wall/slab/deck section** ⇒ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile **Fig11**

**Define**⇒**wall/slab/deck section**⇒**Add new deck** pour le dimensionnement du plancher**Fig12**

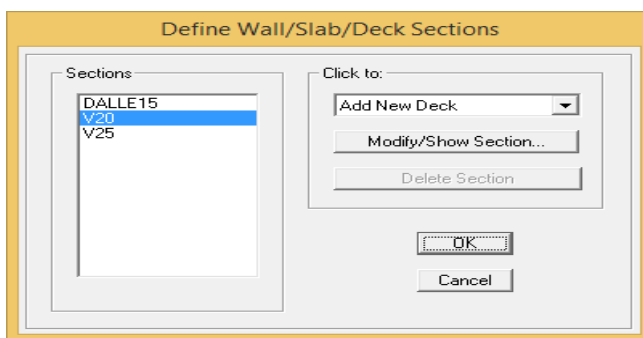
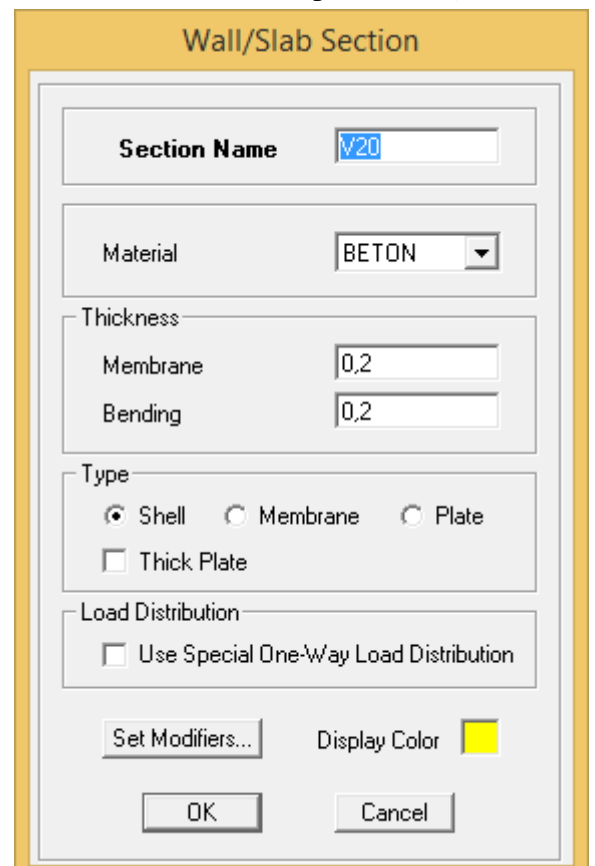
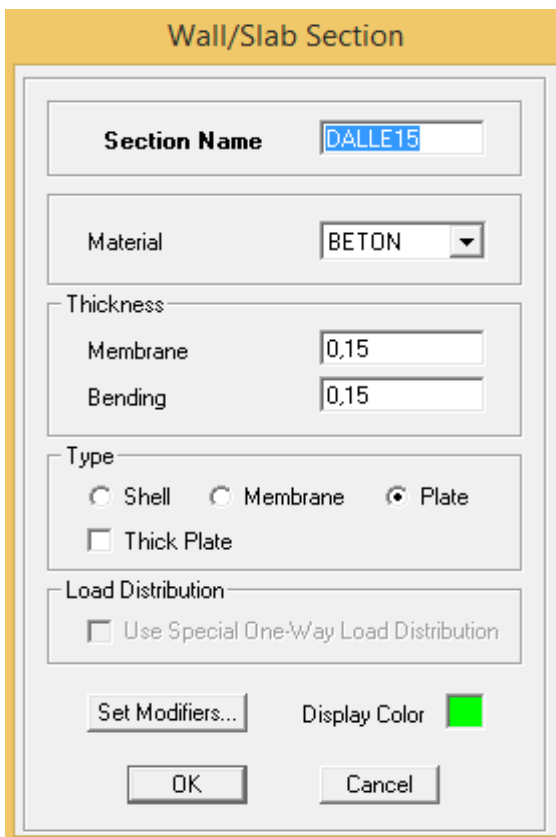


Fig V.09. Définitions des voiles



FigV.10. Dimensionnement des voiles



FigV.11. Dimensionnement de la dalle pleine.

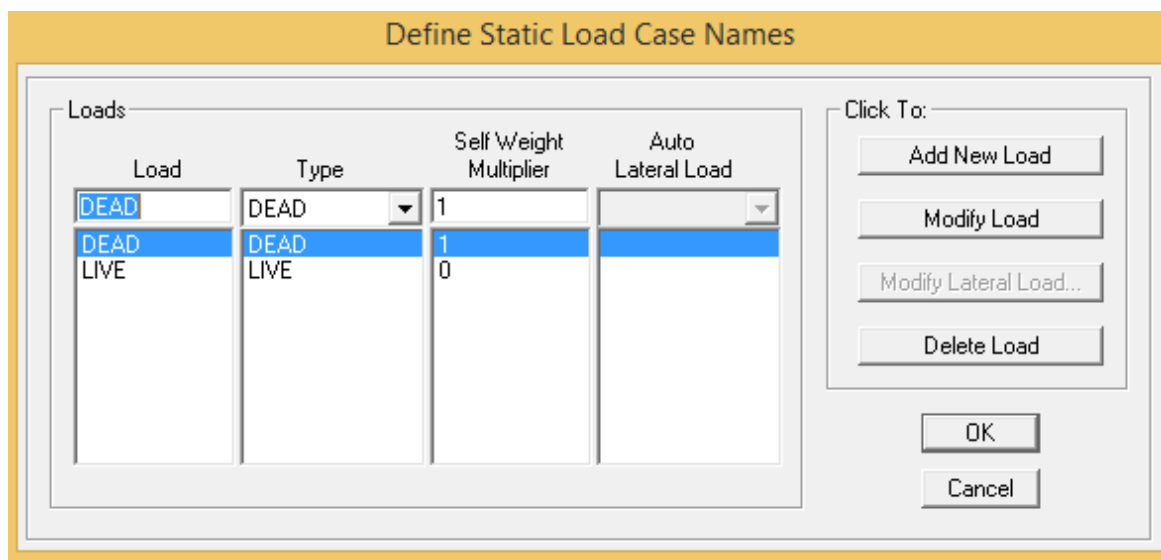
➤ *Quatrième étape :*

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise à :

Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static Load Cases**, Ou bien l'icône :



FigV.12.définition des charges G et Q

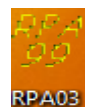
❖ **Charge dynamique (E):**

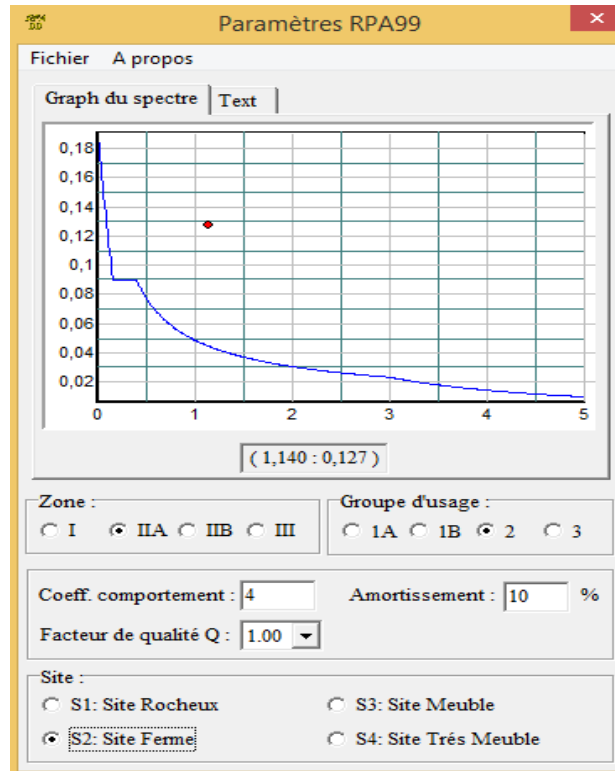
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

*Données à introduire dans le logiciel :*

- **Zone :** II<sub>a</sub> (Zone à sismicité élevée, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- **Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coefficient de comportement :** A= 4 (voile porteurs)
- **Remplissage :** Danse
- **Site :** S3 (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q):**  $Q=1+\sum P_q$  ; Q=1,05
- On ouvre l'application en cliquant sur l'icône :



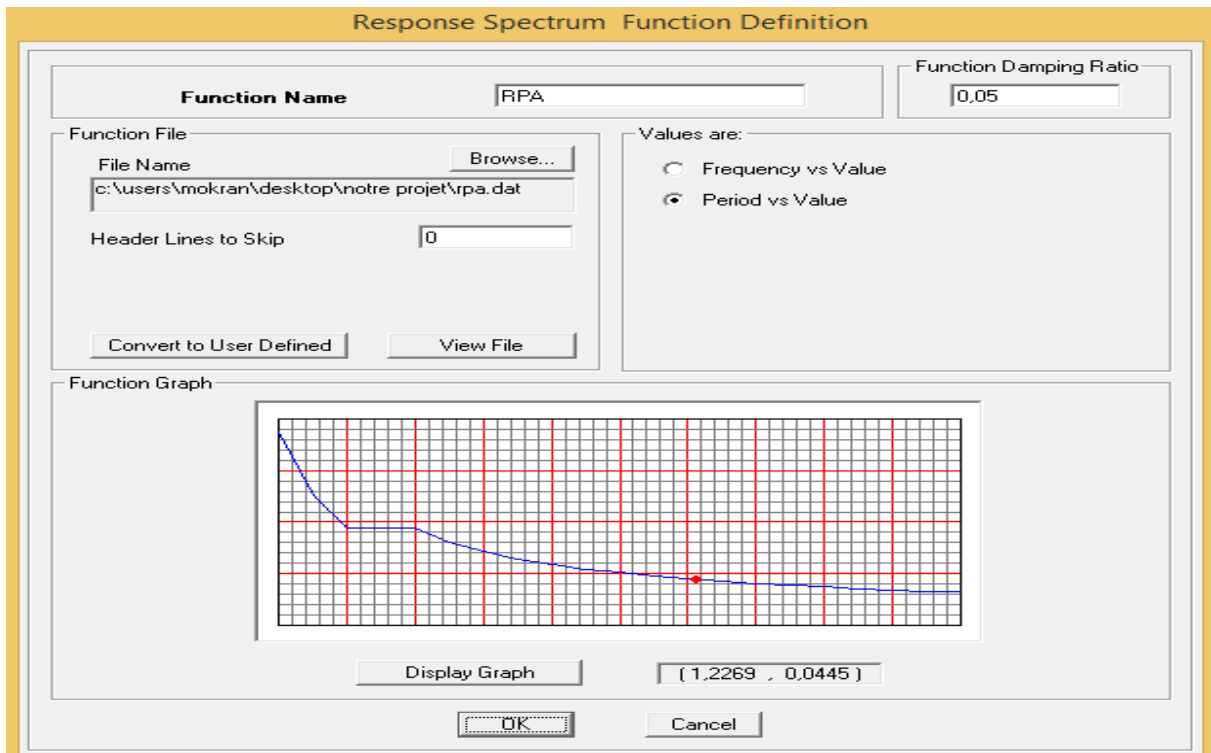


FigV.13.le spectre de réponse

❖ Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** et on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

**Define** ⇒ **Response Spectrum Functions** (ou ) ⇒ **Add Spectrum from file**

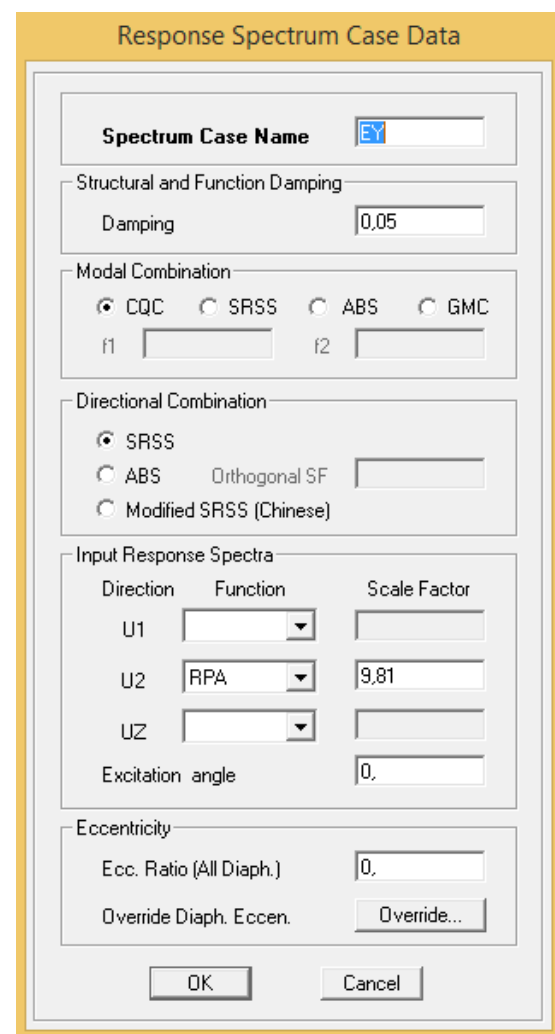
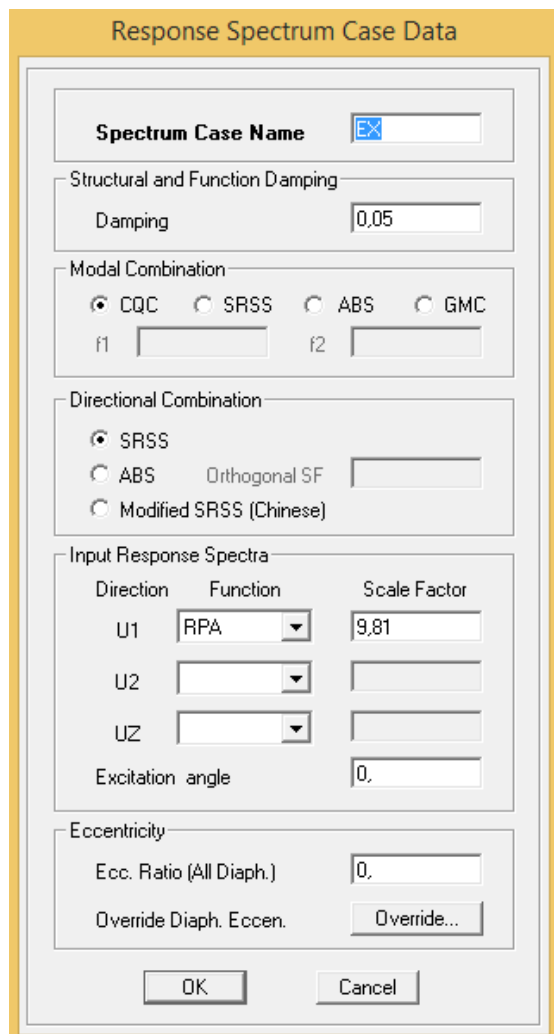
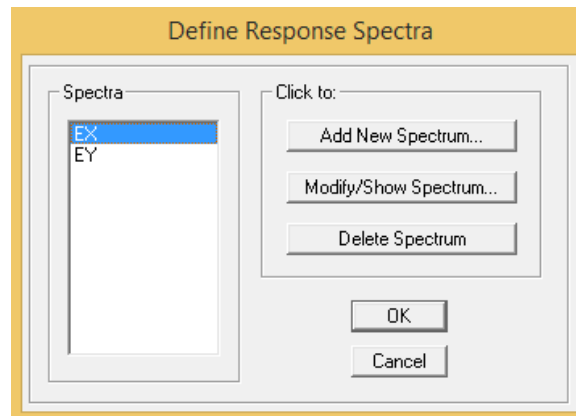


FigV.14.introduction du spectre de réponse

❖ Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** ⇒ **Reponses spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum** (ou ).

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **X(U1)** et **Y(U2)**.




FigV.15. Définition du chargement Ex et Ey (séisme)

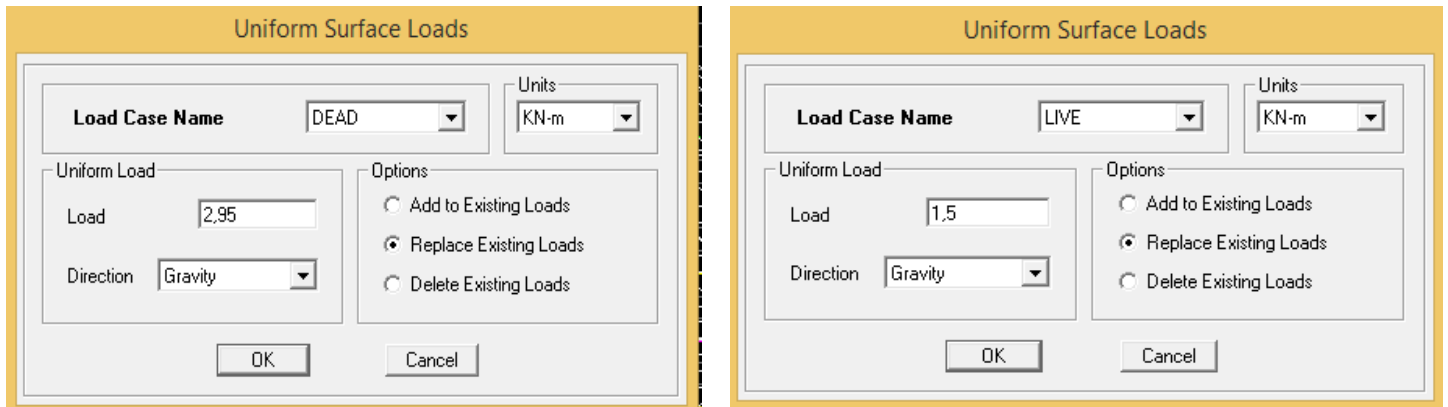
➤ *Cinquième étape :*

Chargement du plancher

❖ **Etapes du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

**Assign** ⇒ **Shell/Area loads** ⇒ **Uniform...** (ou sur )



FigV.16.Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ *Sixième étape :*

❖ **Introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

**ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS** :  $G + Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQEx** :  $G+Q\pm Ex$

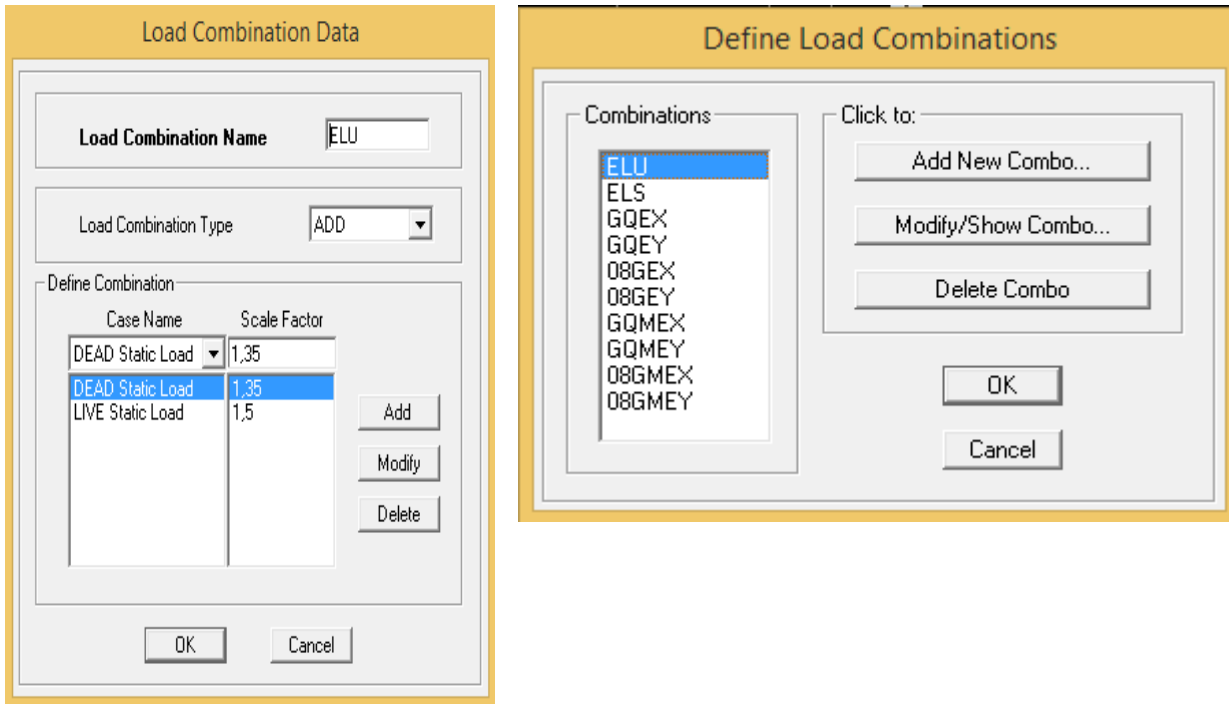
**GQEy** :  $G+Q\pm Ey$

**0,8GEx** :  $0,8G\pm Ex$

**0,8GEy** :  $0,8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** ⇒ **load Combinations** ⇒ **Add New Combo** (ou )




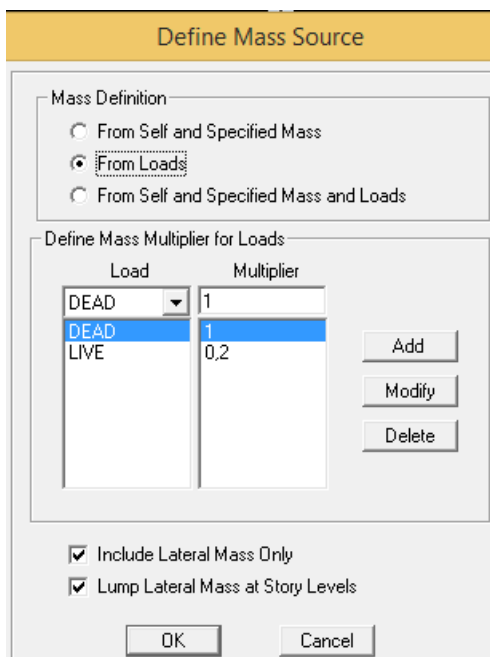
FigV.17.Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

➤ **Septième étape :**

- ❖ **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**
- ❖ **Mass- Source :**

Introduire la masse sismique  $G+0,2Q$  par : **Define** ⇒ **Mass source** (ou  )

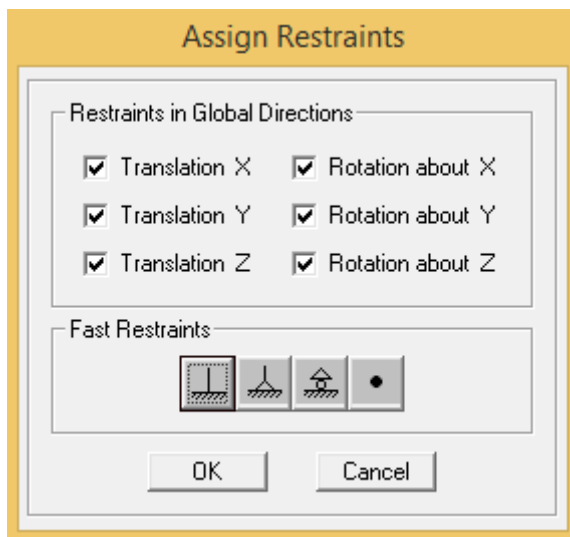


FigV.18.la combinaison du poids ( $G+0,2Q$ )

• **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints** (ou )




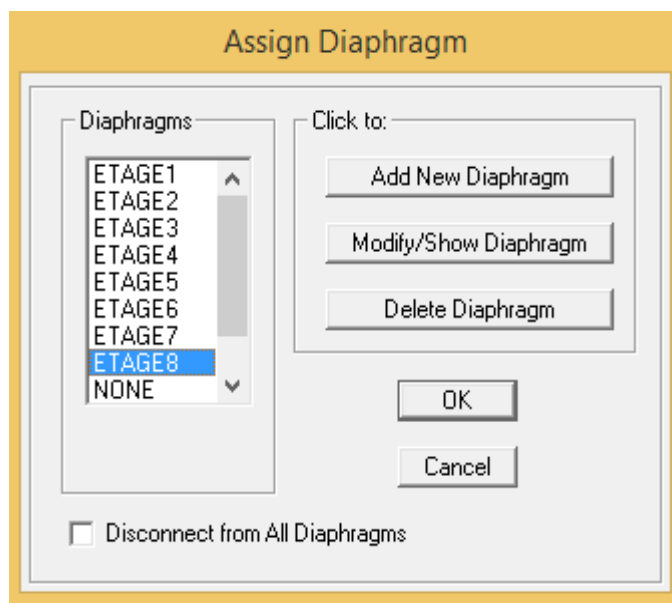
FigV.19. Encastrement des appuis

• **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm** (ou )



FigV.20. Le diaphragme

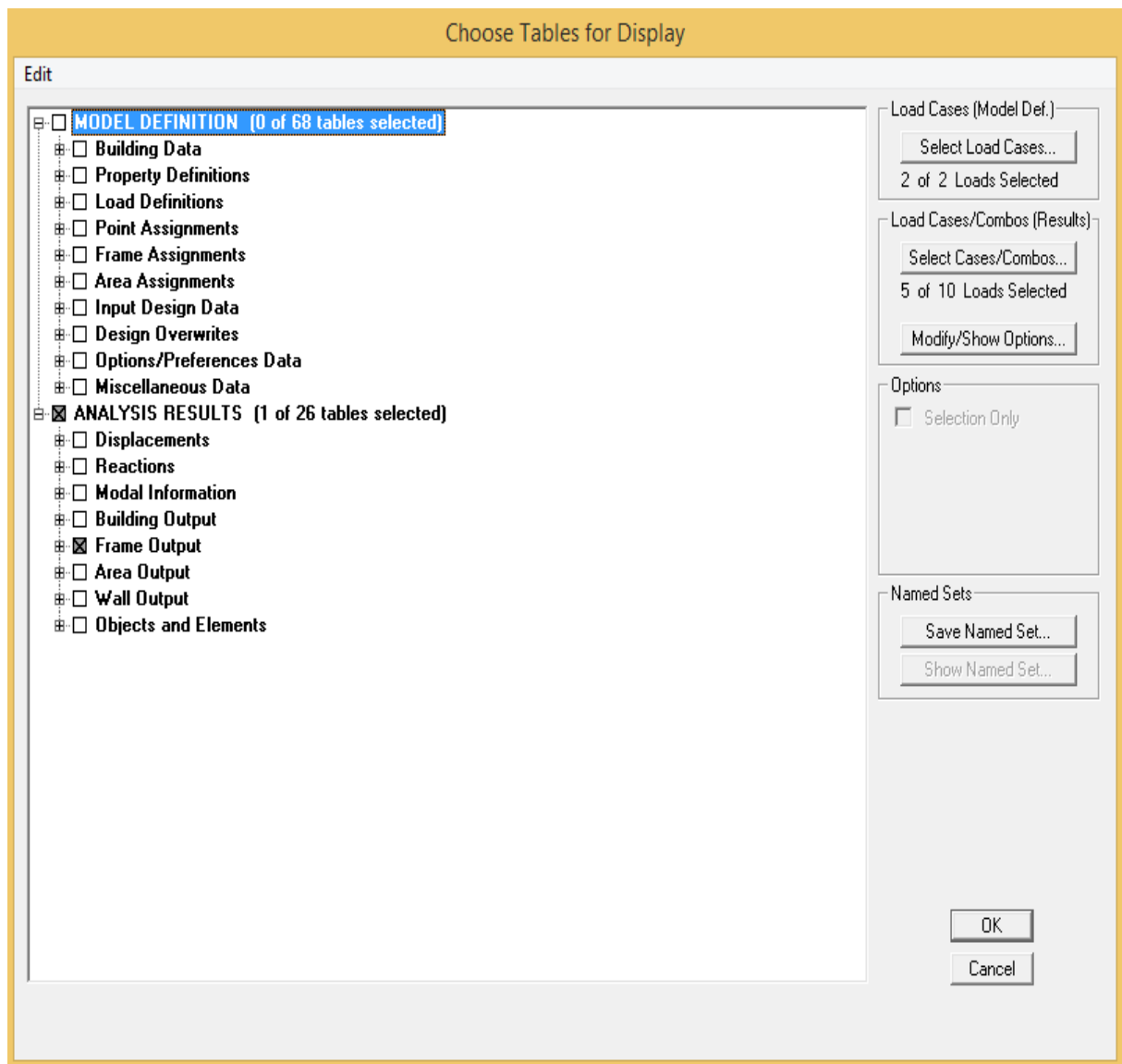
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

- *Huitième étape* :Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse : **Analyze** ⇒ **Run Analysis** (ou  )  
pour la visualisation des résultats :

#### ❖ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **Display** ⇒ **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



FigV.21.Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** (  ) et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**(  ) dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

- ❖ **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** ⇒ **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- ❖ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U<sub>x</sub>** correspond au sens **xx**, et **U<sub>y</sub>** au sens **yy**,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** »

- **Effort tranchant de niveau :**

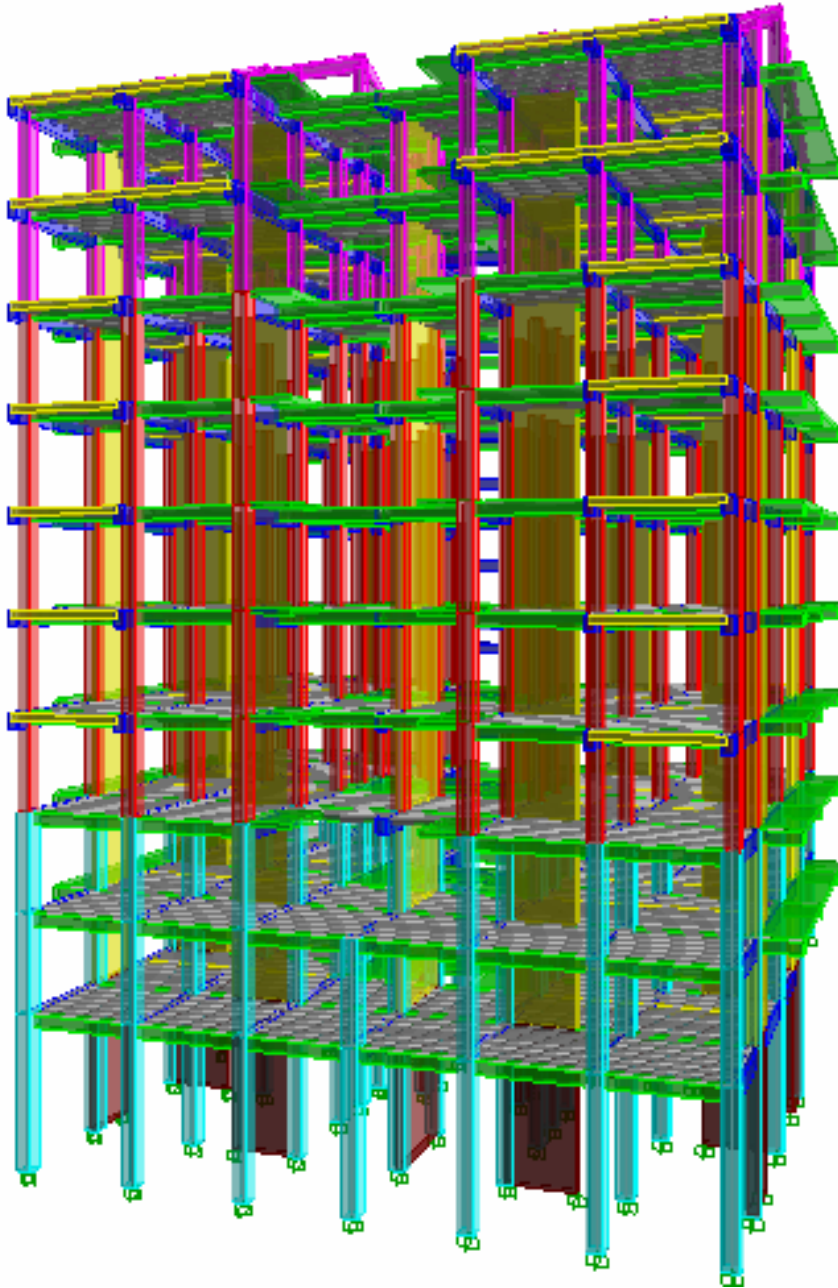
Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ**

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

**Remarque :**

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et en désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.



*FigV.22.Modèle 3D de la structure*

**V.2) Etude sismique:****V.2.1) Méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA99/03 Tab 4.1.2**)
- par Méthode dynamique qui regroupe :
  - par la méthode d'analyse modale spectrale
  - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

**1. Présentation de la méthode modale spectrale :**

Par cette méthode, on cherche pour chacun des modes de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

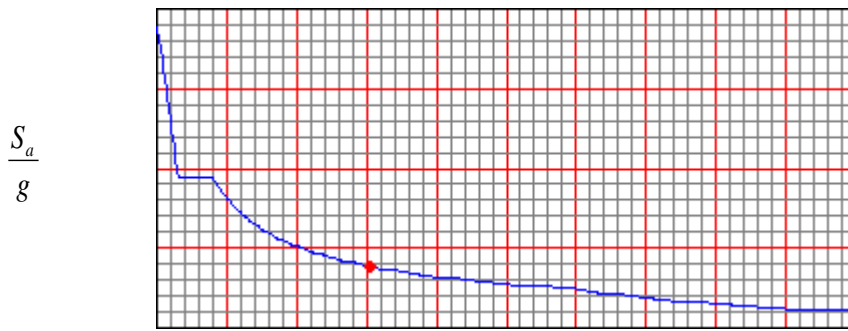
**2. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :**

La structure est classée comme suit :

- En groupe d'usage **2 (RPA 99/03 Art 3.2)**.
- Un sol de catégorie **S2** (sol ferme.)
- Dans une zone de moyenne sismicité : **Zone IIa**.
- La structure étudiée fait 33,76m de hauteur(**R+8+sous-sol+charpante**), le système structural est constitué de portique contreventé par voile en béton armé, Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et on considère que la charge horizontale est reprise uniquement par les voiles.

**3. Vérifications aux exigences de l'RPA99 modifié en 2003 :****a) Spectre de réponse de calcul :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003 A 4.3.3)}$$



FigV.23 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

**T (sec)** : la période avec une précision de 0,1 sec

**A** : coefficient d'accélération de zone

**η** : facteur de correction d'amortissement

**R** : coefficient de comportement de la structure

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

**Q** : facteur de qualité de la structure,  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  Formule (4-4)

**Pq** est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q ; (tableau 4-4 du RPA2003)

**b) Calcul du facteur de qualité Q :**

- **Sens longitudinal :**

Critère q	Pénalités P <sub>q</sub>
1, Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2, Redondance en plan	0,05
3, Régularité en plan	0
4, Régularité en élévation	0
5, Contrôle de la qualité des matériaux	0
6, Contrôle de la qualité de l'exécution	0

.1: valeurs des pénalités P<sub>q</sub>Sens longitudinal

$$Q = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

- Sens transversal :

Critère q	Pénalités P <sub>q</sub>
1, Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2, Redondance en plan	0,05
3, Régularité en plan	0
4, Régularité en élévation	0
5, Contrôle de la qualité des matériaux	0
6, Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau V.2: valeurs des pénalités P<sub>q</sub> Sens transversal

$$Q = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05.$$

**Note :** D'où la valeur de Q à introduire dans le spectre de réponse est la plus défavorable

Qui est : Q = 1,05.

- Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

**A= 0,15** [zone III. groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

**R= 5** [contreventement mixte . (RPA 2003, Tableau 4.3)].

**T<sub>1</sub>= 0,15 s ; T<sub>2</sub>= 0,4 s** [Site S2 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

**Q = 1,05** ; la redondance on plan n'est pas vérifiée.

**c) Nombre de modes à considérer : (RPA99/ 03 Art 4.3.2)**

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - 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 modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

- Dans notre cas N=10 niveaux  $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10} = 9,48)$   
Donc :  $K \geq 10$  nombre de modes à considérer.

**4. Caractéristiques géométriques de la Structure :**

- **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans

**a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :  $e_x = 0,05 \times 22,95 = 1,1475 \text{ m.}$

$$e_y = 0,05 \times 18,20 = 0,91 \text{ m.}$$

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etage	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculé		Excentricité accidentelle		obs.	obs.
	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
SOUS-SOL	12,709	7,353	12,706	9,687	0,003	-2,334	1,1475	0,91	obs	n. obs.
R-D-C	12,729	8,763	12,707	9,947	0,022	-1,184	1,1475	0,91	obs	n. obs.
ETAGE1	12,709	8,9	12,707	9,802	0,002	-0,902	1,1475	0,91	obs	obs.
ETAGE2	12,709	8,839	12,707	9,7	0,002	-0,861	1,1475	0,91	obs	obs.
ETAGE3	12,721	8,839	12,707	9,632	0,014	-0,793	1,1475	0,91	obs	obs.
ETAGE4	12,709	8,817	12,707	9,585	0,002	-0,768	1,1475	0,91	obs	obs.
ETAGE5	12,702	8,839	12,707	9,552	-0,005	-0,713	1,1475	0,91	obs.	obs.
ETAGE6	12,715	8,842	12,707	9,528	0,008	-0,686	1,1475	0,91	obs.	obs.
ETAGE7	12,709	8,79	12,708	9,504	0,001	-0,714	1,1475	0,91	obs.	obs.
ETAGE8	12,709	8,82	12,708	9,469	0,001	-0,649	1,1475	0,91	obs.	obs.

Tableau V.3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

L'excentricité n'étant pas vérifiée dans le sous-sol et le RDC, on doit prendre cette excentricité en considération dans notre calcul. et pour ce on introduit les valeurs des excentricités dans ETABS

### 5. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
1	0,83123	63,2205	0,0004	0	63,2205	0,0004	0,0005	81,9786	13,2357
2	0,74846	0,0044	76,5594	0	63,2249	76,5598	99,4116	0,0058	0,0098
3	0,7449	13,0522	0,0136	0	76,2771	76,5734	0,0179	17,4226	65,4523
4	0,24367	10,212	0,0001	0	86,489	76,5735	0	0,0952	2,8106
5	0,22457	3,2503	0,002	0	89,7393	76,5755	0	0,057	9,123
6	0,22035	0,0002	13,2656	0	89,7396	89,8411	0,1208	0	0,0016
7	0,12288	3,318	0	0	93,0576	89,8411	0	0,2568	0,4726
8	0,11393	0,1544	0,0001	0	93,212	89,8412	0	0,0254	4,0606
9	0,10655	0	5,1156	0	93,212	94,9568	0,3553	0	0,0001
10	0,1027	1,8222	0	0	95,0342	94,9568	0	0,0733	0,0689
11	0,09543	0	0	0	95,0342	94,9568	0	0	0
12	0,06935	0,6871	0,0001	0	95,7213	94,9568	0	0,009	1,6099

Tableau V.4 périodes et participations massiques

**Note :** La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 9**.

### 6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V<sub>r</sub>' 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* (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_T \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

Avec:

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :  $A = 0,15$
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_1=0,15$  ;  $T_2=0,5$  voir le **tableau 4.7(RPA)**

$\eta$  : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

•  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = \left( \frac{7\% + 10\%}{2} \right) = 8,5\%$$

Quand  $\xi = 8,5\%$  ; On a  $\eta = 0,816$

**T** : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (4-6)$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  $h_N = 33,76$  m
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.  $C_T = 0,05$

$$T = 0,70 \text{ sec}, \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.}$$

Vérification de la période selon l'**RPA 99 / 03 (Art4.2.4.b.4)**:

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{MMS} = 0,83 \text{ sec} < T \times 1,30 = 0,91 \text{ sec.}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T_{etabs}} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,25 \Rightarrow \underline{\underline{D_x = D_y = 1,25}}$$

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)

$$\underline{\underline{R = 5}}$$

- **Q** : facteur de qualité voir le titre **E - b**.

$$\underline{\underline{Q_x = 1,05}} \quad \underline{\underline{Q_y = 1,05}}$$

- **W** : poids total de la structure, donné par ETABS

$$\underline{\underline{W_{tx} = W_{ty} = 37651,85 \text{ KN}}}$$

• **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente*  $V_{max}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V_t > 0,80 V$ )

$$V_x = \frac{A D_x Q}{R} W_T \Rightarrow V_x = \frac{0,15 \cdot 1,25 \cdot 1,05}{5} \cdot 37651,85 \Rightarrow V_x = 1482,54 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A D_y Q}{R} W_T \Rightarrow V_y = \frac{0,15 \cdot 1,25 \cdot 1,05}{5} \cdot 37651,85 \Rightarrow V_y = 1482,54 \text{ KN}$$

	$V_{MSE}(V_{max})$ (KN)	0,8 $V_{MSE}$ (KN)	$V_{MMS}(V_T)$ (KN)	Observation
Sens (x-x)	1482,54	1186.03	1442,98	vérifie
Sens (y-y)	1482,54	1186.03	1509,91	vérifie

Tableau V.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

**7. Vérification des déplacements :**

. On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 Art 5.10].

On doit aussi vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :  $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

**a) Vérification des déplacements max de la structure :**

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

**Déplacement maximal :**

❖ **Sens longitudinal :**

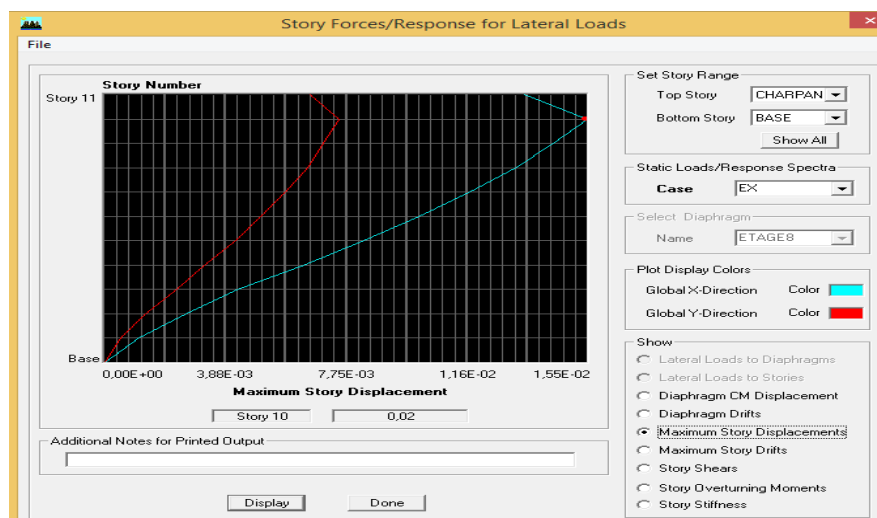


Fig.V.24. Vérification des déplacements selon E.

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{33,76}{500} = 0,0675 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens transversal :

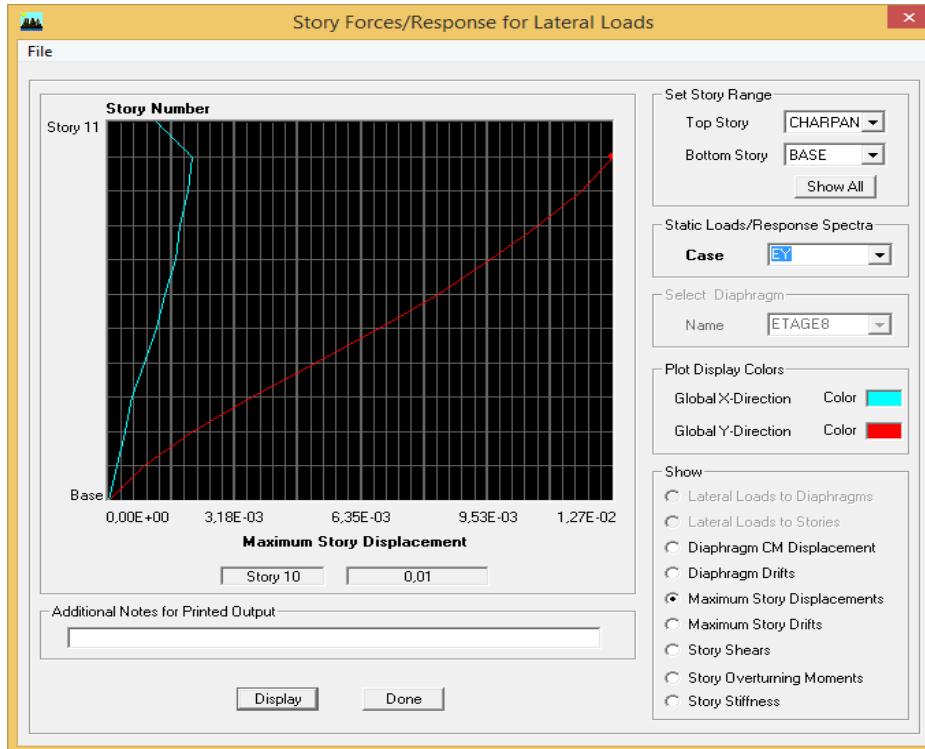


Fig.V.25. Vérification des déplacements selon E<sub>s</sub>

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : 
$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{33,76}{500} = 0,0675 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des déplacements max de la structure :

**Le déplacement horizontal** : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit  
D'après le RPA 99 (Art 4.43) :  $\delta_K = R \delta_{ek}$

Avec :  $\delta_k$  : déplacement du aux forces sismique.F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion)  
R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

❖ Sens longitudinal :

Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% h	Obs
Niveau 8	0,013	5	0,065	0,005	0,0289	Observé
Niveau 7	0,012	5	0,06	0,0055	0,0289	Observé
Niveau 6	0,0109	5	0,0545	0,006	0,0289	Observé
Niveau 5	0,0097	5	0,0485	0,007	0,0289	Observé
Niveau 4	0,0083	5	0,0415	0,008	0,0289	Observé
Niveau 3	0,0067	5	0,0335	0,008	0,0289	Observé
Niveau 2	0,0051	5	0,0255	0,0075	0,0289	Observé
Niveau 1	0,0036	5	0,018	0,0075	0,0289	Observé
RDC	0,0021	5	0,0105	0,006	0,0289	Observé
S-SOL 1	0,0009	5	0,0045	0,0045	0,045	Observé

Tableau V.6: Déplacements relatifs sous l'action  $E_x$

❖ Sens transversal :

Niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% h	Obs
Niveau 8	0,0119	5	0,0595	0,0045	0,0289	Observé
Niveau 7	0,011	5	0,055	0,0045	0,0289	Observé
Niveau 6	0,0101	5	0,0505	0,006	0,0289	Observé
Niveau 5	0,0089	5	0,0445	0,0065	0,0289	Observé
Niveau 4	0,0076	5	0,038	0,007	0,0289	Observé
Niveau 3	0,0062	5	0,031	0,0075	0,0289	Observé
Niveau 2	0,0047	5	0,0235	0,007	0,0289	Observé
Niveau 1	0,0033	5	0,0165	0,007	0,0289	Observé
RDC	0,0019	5	0,0095	0,0055	0,0289	Observé
S-SOL 1	0,0008	5	0,004	0,004	0,045	Observé

Tableau V.6: Déplacements relatifs sous l'action  $E_y$

Remarque:

Lors du calcul des déplacements, la valeur du coefficient de comportement R est déjà introduite dans le logiciel ETABS, d'où il n'est pas nécessaire de l'introduire au moment de modéliser (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

c) Justification Vis a Vis De l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_k} \leq 0,10 \quad (\text{RPA99 /Art 5.9})$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : 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 ».

Niveaux	$P_K$ (KN)	$h_K$	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
			$\Delta_K$ (m)	$V_k$	$\theta_x$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_y$
Niveau 8	3060,832	2,89	0,005	330,23	<b>0,01604</b>	0,0045	360,76	<b>0,01321</b>
Niveau 7	3875,55	2,89	0,0055	616,86	<b>0,0214</b>	0,0045	676,47	<b>0,01597</b>
Niveau 6	3839,424	2,89	0,006	840,83	<b>0,02661</b>	0,006	923,65	<b>0,02422</b>
Niveau 5	3894,954	2,89	0,007	1032,35	<b>0,03442</b>	0,0065	1140,36	<b>0,02894</b>
Niveau 4	3882,203	2,89	0,008	1199,22	<b>0,04283</b>	0,007	1331,62	<b>0,03375</b>
Niveau 3	3890,847	2,89	0,008	1342,61	<b>0,04627</b>	0,0075	1492,45	<b>0,03903</b>
Niveau 2	3898,513	2,89	0,0075	1463,69	<b>0,04671</b>	0,007	1624,13	<b>0,03929</b>
Niveau 1	3796,995	2,89	0,0075	1562,4	<b>0,05006</b>	0,007	1730,51	<b>0,04219</b>
RDC	4017,023	2,89	0,006	1641,7	<b>0,04319</b>	0,0055	1815,73	<b>0,0358</b>
S-SOL	3495,51	4,5	0,0045	1442,6	<b>0,0261</b>	0,004	1508,43	<b>0,02219</b>

Tableau V.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

D'où  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieure à « **0,1  $h_K$**  ».

⇒ Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### CONCLUSION :

Toutes les exigences du l'RPA sont vérifiées, alors on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

**VI.1) Les Poutres****VI.1.1) INTRODUCTION :**

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

- **1,35G+1,5Q** ELU
- **G +Q ± E** RPA 2003
- **0,8G ± E** RPA 2003

Les vérifications nécessaires se feront à l'ELS avec la combinaison suivante :

- **G+ Q** ELS

**VI.1.2) Recommandation de l'RPA:****❖ Armatures longitudinales (Art 7.5.2 RPA) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : (0.5% b×h) en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% b×h en zone courant
- 6% b×h en zone de recouvrement

**➤ Le tableau représentatif des sections minimales et maximales des armatures :**

<b>POUTRE</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>max</sub> de la zone nodale (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>max</sub> de la zone courante (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Principale</b>	<b>6,75</b>	<b>81</b>	<b>54</b>
<b>Secondaire</b>	<b>5,25</b>	<b>63</b>	<b>42</b>
<b>Palière</b>	<b>5,25</b>	<b>63</b>	<b>42</b>

*Tableau VI. 1) armature min et max dans les poutres (RPA)*

**Avec :**

Poutres principales :	(30 x 45) cm <sup>2</sup>
Poutres secondaires :	(30 x 35) cm <sup>2</sup>
Poutres palière :	(30 x 35) cm <sup>2</sup>
Les fermes et les pannes :	(30 x 35) cm <sup>2</sup>
Poutre de chaînage	(20 x 20) cm <sup>2</sup>

**❖ Armatures transversales :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ 40 φ en zone II<sub>a</sub>
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : **A<sub>t</sub> = 0,003 × S<sub>t</sub> × b**
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$s_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

### VI.1.3) Les étapes de calculs :

#### A. Armatures longitudinales :

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont données par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **situations durables** (1,35G + 1,5Q) dans ce cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Situations accidentelles** (G + Q ± E) dans ce cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$  si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$  si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

En résumant dans un tableau :

Situation	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI. 2) caractéristique mécanique des aciers.

❖ Sens transversal (poutres principales) :

Etage	Position	Combinaison	M <sub>u</sub>
SOUS-SOL	travée	ELU	61,52
	appuis	ELU	-90,173
R-D-C	travée	ELU	63,379
	appuis	ELU	-86,18
ETAGE1	travée	ELU	60,578
	appuis	ELU	-76,777
ETAGE2	travée	ELU	58,986
	appuis	ELU	-79,27
ETAGE3	travée	ELU	57,205
	appuis	ELU	-79,456
ETAGE4	travée	ELU	56,07
	appuis	ELU	-79,534
ETAGE5	travée	ELU	55,332
	appuis	ELU	-79,6
ETAGE6	travée	ELU	54,936
	appuis	ELU	-79,43
ETAGE7	travée	ELU	54,609
	appuis	ELU	-81,879
ETAGE8	travée	ELU	40,668
	appuis	ELU	-52,086

Tableau VI.3.): Différentes sollicitations (poutre principale)

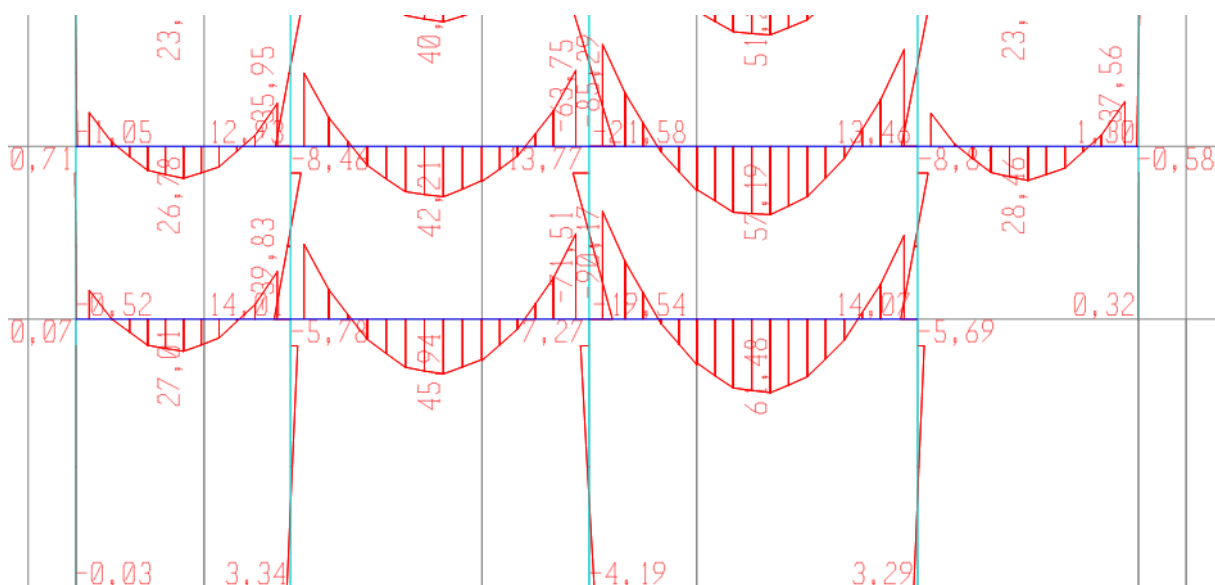


fig.VI.1.): diagramme des moment fléchissant dans les poutre principale (ETABS)

❖ *Poutres secondaires :*1) *poutres secondaires solidaire des voiles :*

Etage	Position	Combinaison	M <sub>u</sub> (KN.m)
SOUS-SOL	travée	ELU	19,027
	appuis	ELU	-36,803
R-D-C	travée	ELU	27,359
	appuis	ELU	-48,707
ETAGE1	travée	ELU	30,155
	appuis	ELU	-54,221
ETAGE2	travée	ELU	36,819
	appuis	ELU	-65,035
ETAGE3	travée	ELU	41,496
	appuis	ELU	-72,519
ETAGE4	travée	ELU	44,542
	appuis	ELU	-77,783
ETAGE5	travée	ELU	47,031
	appuis	ELU	-80,932
ETAGE6	travée	ELU	45,573
	appuis	ELU	-82,202
ETAGE7	travée	ELU	46,876
	appuis	ELU	-84,215
ETAGE8	travée	ELU	44,827
	appuis	ELU	-82,101

Tableau VI.4): Différentes sollicitations (poutre secondaire solidaire des voiles).

2) *Poutres secondaires loin des voiles :*

Etage	Position	Combinaison	$M_u$ (KN.m)
SOUS-SOL	appuis	ELU	-18,355
	travée	ELU	9,769
R-D-C	appuis	ELU	-20,982
	travée	ELU	8,91
ETAGE1	appuis	ELU	-20,999
	travée	ELU	7,951
ETAGE2	appuis	ELU	-24,257
	travée	ELU	10,866
ETAGE3	appuis	ELU	-26,183
	travée	ELU	10,923
ETAGE4	appuis	ELU	-27,667
	travée	ELU	10,922
ETAGE5	appuis	ELU	-28,854
	travée	ELU	11,121
ETAGE6	appuis	ELU	-29,402
	travée	ELU	12,759
ETAGE7	appuis	ELU	-30,988
	travée	ELU	15,191
ETAGE8	appuis	ELU	-28,451
	travée	ELU	18,592

Tableau VI.5.): Différentes sollicitations (poutre secondaire)

❖ *poutres palière :*

Etage	position	combinaison	$M_u$ (KN.m)
✓	appuis	G+Q-Ex	-60,613
	travée	0,8G-Ex	23,619

Tableau VI.6.): Différentes sollicitations (poutre palière )

*Fermes :*

Etage	position	combinaison	$M_u$ (KN.m)
✓	appuis	ELU	-44,559
	travée	ELU	25,433

Tableau VI.7.): Différentes sollicitations ( fermes )

❖ *Panne :*

Etage	position	combinaison	$M_u$ (KN.m)
✓	appuis	ELU	-17,952
	travée	ELU	12,497

Tableau VI.8.): Différentes sollicitations (pannes)

❖ *poutres de chaînage :*

Etage	position	combinaison	$M_u$ (KN.m)
✓	appuis	ELU	-10,391
	travée	ELU	3,858

Tableau VI.9.): Différentes sollicitations (poutre chaînage)

**VI.3.1) Détermination du type de ferrailage des poutres:**1) **Poutres principales :**

Le type de ferrailage se fait par rapport à la condition suivante :

- Si  $\mu < \mu_l \Rightarrow$  c'est une section simplement armé (SSA).
- Si non c'est une section doublement armé (SDA).

$$\text{Avec : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

**Avec :**

$M_u$  : moment de flexion à l'E.L.U.

$b$  : largeur de la section du béton.

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c$ ).

$c$  : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

✓ **Aux appuis :**

$$M_u = -90,137 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{90,137 \times 10^3}{30 \times (43)^2 \times 14,2} = 0,114 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,114 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{90,173 \times 10^3}{0,975 \times 43 \times 348} = 1,98 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée**

$$M_u = 63,379 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{63,379 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,080 < \mu_e = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,080 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,924$$

$$A_t = \frac{62,82 \times 10^3}{0,924 \times 43 \times 348} = 5,92 \text{ cm}^2$$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

**1) Poutres principales :**

Etage	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
SOUS-SOL	61,52	0,078	S.S.A	0,959	4,29	6,75	3HA 14	4,62
	-90,173	0,114	S.S.A	0,939	6,43		3HA14+3HA12	8,01
R-D-C	63,379	0,080	S.S.A	0,958	4,43	6,75	3HA 14	4,62
	-86,18	0,109	S.S.A	0,9425	6,13		3HA14+3HA12	8,01
ETAGE1	60,578	0,076	S.S.A	0,960	4,23	6,75	3HA 14	4,62
	-76,777	0,098	S.S.A	0,948	5,42		3HA14+3HA12	8,01
ETAGE2	58,986	0,074	S.S.A	0,962	4,11	6,75	3HA 14	4,62
	-79,27	0,100	S.S.A	0,947	5,61		3HA14+3HA12	8,01
ETAGE3	57,205	0,072	S.S.A	0,963	3,98	6,75	3HA 14	4,62
	-79,456	0,100	S.S.A	0,947	5,62		3HA14+3HA12	8,01
ETAGE4	56,07	0,071	S.S.A	0,9635	3,9	6,75	3HA 14	4,62
	-79,534	0,100	S.S.A	0,947	5,63		3HA14+3HA12	8,01
ETAGE5	55,332	0,070	S.S.A	0,964	3,84	6,75	3HA 14	4,62
	-79,6	0,101	S.S.A	0,9465	5,63		3HA14+3HA12	8,01
ETAGE6	54,936	0,070	S.S.A	0,964	3,82	6,75	3HA 14	4,62
	-79,43	0,100	S.S.A	0,947	5,62		3HA14+3HA12	8,01
ETAGE7	54,609	0,069	S.S.A	0,9645	3,79	6,75	3HA 14	4,62
	-81,879	0,104	S.S.A	0,945	5,8		3HA14+3HA12	8,01
ETAGE8	40,668	0,051	S.S.A	0,9735	2,8	6,75	3HA 14	4,62
	-52,086	0,066	S.S.A	0,966	3,61		3HA14+3HA12	8,01

Tableau VI.10): ferrailage des poutres principales.

**2) Poutre secondaire solidaire des voiles :**

Tableau VI.11): Ferrailage des poutres secondaires solidaire des voiles.

Etage	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
SOUS-SOL	19,027	0,041	SSA	0,9795	1,69	5,25	3HA14	4,62
	-36,803	0,079	SSA	0,9585	3,35		6HA14	9,23
R-D-C	27,359	0,058	SSA	0,970	2,46	5,25	3HA14	4,62
	-48,707	0,104	SSA	0,945	4,5		6HA14	9,23
ETAGE1	30,155	0,065	SSA	0,9665	2,72	5,25	3HA14	4,62
	-54,221	0,116	SSA	0,938	5,05		6HA14	9,23
ETAGE2	36,819	0,079	SSA	0,9585	3,35	5,25	3HA14	4,62
	-65,035	0,140	SSA	0,924	6,18		6HA14	9,23
ETAGE3	41,496	0,089	SSA	0,9535	3,8	5,25	3HA14	4,62
	-72,519	0,156	SSA	0,915	6,93		6HA14	9,23
ETAGE4	44,542	0,096	SSA	0,949	4,09	5,25	3HA14	4,62
	-77,783	0,167	SSA	0,908	7,49		6HA14	9,23
ETAGE5	47,031	0,101	SSA	0,9465	4,34	5,25	3HA14	4,62
	-80,932	0,174	SSA	0,904	7,83		6HA14	9,23
ETAGE6	45,573	0,098	SSA	0,948	4,19	5,25	3HA14	4,62
	-82,202	0,177	SSA	0,9015	7,97		6HA14	9,23
ETAGE7	46,876	0,101	SSA	0,9465	4,32	5,25	3HA14	4,62
	-84,215	0,181	SSA	0,8995	8,19		6HA14	9,23
ETAGE8	44,827	0,096	SSA	0,949	4,12	5,25	3HA14	4,62
	-82,101	0,176	SSA	0,902	7,96		6HA14	9,23

## 3) Poutre secondaire loin des voiles :

Etage	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
SOUS-SOL	-18,355	0,039	SSA	0,9815	1,63	5,25	3HA12	3,39
	9,769	0,021	SSA	0,9905	0,86		3HA12	3,39
R-D-C	-20,982	0,045	SSA	0,9765	1,87	5,25	3HA12	3,39
	8,91	0,019	SSA	0,0905	0,78		3HA12	3,39
ETAGE1	-20,999	0,045	SSA	0,9765	1,87	5,25	3HA12	3,39
	7,951	0,017	SSA	0,9915	0,7		3HA12	3,39
ETAGE2	-24,257	0,052	SSA	0,973	2,17	5,25	3HA12	3,39
	10,866	0,023	SSA	0,9885	0,96		3HA12	3,39
ETAGE3	-26,183	0,056	SSA	0,971	2,35	5,25	3HA12	3,39
	10,923	0,023	SSA	0,9885	0,96		3HA12	3,39
ETAGE4	-27,667	0,060	SSA	0,969	2,49	5,25	3HA12	3,39
	10,922	0,023	SSA	0,9885	0,96		3HA12	3,39
ETAGE5	-28,854	0,062	SSA	0,968	2,6	5,25	3HA12	3,39
	11,121	0,024	SSA	0,988	0,98		3HA12	3,39
ETAGE6	-29,402	0,063	SSA	0,9675	2,65	5,25	3HA12	3,39
	12,759	0,027	SSA	0,9865	1,13		3HA12	3,39

<b>ETAGE7</b>	-30,988	0,066	SSA	0,966	2,8	<b>5,25</b>	<b>3HA12</b>	3,39
	15,191	0,032	SSA	0,984	1,35		<b>3HA12</b>	3,39
<b>ETAGE8</b>	-28,451	0,061	SSA	0,9685	2,56	<b>5,25</b>	<b>3HA12</b>	3,39
	18,592	0,040	SSA	0,980	1,65		<b>3HA12</b>	3,39

Tableau VI.12) Ferrailage des poutres secondaire.

## 4) Poutre palière

position	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )
appuis	32,20	0,069	SSA	0,965	2,91	<b>5,25</b>	<b>3HA12+12</b>	3,39
travée	20,71	0,044	SSA	0,978	1,85		<b>3HA12</b>	3,39

Tableau VI.13): Ferrailage des poutres palière.

## 5) Fermes :

position	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )
appuis	-44,559	0,096	SSA	0,949	4,10	<b>5,25</b>	<b>3HA14</b>	4,62
travée	25,433	0,054	SSA	0,972	2,88		<b>3HA14</b>	4,62

Tableau VI.14): Ferrailage des fermes.

## 6) Panne :

position	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )
appuis	-17,952	0,038	SSA	0,981	1,6	<b>5,25</b>	<b>3HA12</b>	3,39
travée	12,497	0,026	SSA	0,986	1,1		<b>3HA12</b>	3,39

Tableau VI.15): Ferrailage des pannes

## 7) Poutre de chaînage :

position	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )
appuis	-10,391	0,112	SSA	0,940	1,76	<b>1,8</b>	<b>2HA12</b>	2,26
travée	3,858	0,042	SSA	0,979	0,63		<b>2HA12</b>	2,26

Tableau VI.16): Ferrailage des poutres principale

**VI.3.2) Vérifications à l'ELU:****1) Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,55 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale}).$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondaire et palière}).$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondaire et palières, fermes, pannes}).$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,434 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre de chaînage}).$$

Avec :

$$\text{Poutre principale} \quad \Leftrightarrow A_{s \text{ adop}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,55 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutre secondaire} \quad \Leftrightarrow A_{s \text{ adop}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutre palière} \quad \Leftrightarrow A_{s \text{ adopt}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Fermes} \quad \Leftrightarrow A_{s \text{ adopt}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pannes} \quad \Leftrightarrow A_{s \text{ adopt}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutre de chaînage} \quad \Leftrightarrow A_{s \text{ adopt}} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,434 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min}$  est inférieur à toute section d'armature adoptée  $\Leftrightarrow$  **Condition vérifiée.**

**2) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,267 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,43 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 774,96 \text{ KN}.$$

$$\text{Poutres principales} : T_u^{\max} = 113,47 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 774,96 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 594,74 \text{ KN}.$$

$$\text{Poutres secondaires} : T_u^{\max} = 121,4 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 594,74 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 25 \times 10^3 = 594,74 \text{ KN}.$$

$$\text{Poutres palière} : T_u^{\max} = 63,33 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 594,74 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0,267 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,2 \times 25 \times 10^3 = 216,27 \text{ KN}.$$

$$\text{Poutres de chaînage} : T_u^{\max} = 14,14 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 216,27 \text{ KN}$$

### 3) Justification de l'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales :} \quad \tau_u = \frac{113,47 \times 10^3}{300 \times 430} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires :} \quad \tau_u = \frac{121,4 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres palière :} \quad \tau_u = \frac{63,33 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\text{Fermes :} \quad \tau_u = \frac{39,84 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,415 \text{ MPa}$$

$$\text{Pannes :} \quad \tau_u = \frac{33,44 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,337 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres de chaînage :} \quad \tau_u = \frac{14,14 \times 10^3}{200 \times 180} = 0,39 \text{ MPa}$$

#### • Etat limite ultime béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Poutres principales} \quad \tau_u = 0,88 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad \tau_u = 1,22 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Poutres palière} \quad \tau_u = 0,62 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Solive :} \quad \tau_u = 0,415 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Solive :} \quad \tau_u = 0,337 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poutres de chaînage} \quad \tau_u = 0,39 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 4) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

**Poutres principales :**

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 24,49\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{113,47 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 244,9} = 1,19\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires solidaire ou voiles :**

$$6\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 26,38\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{121,4 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 263,8} = 1,54\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutres secondaires loin des voiles:**

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11,30\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{45,33 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113} = 1,38\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutres palière :**

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11,30\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{63,33 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,0} = 1,887\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Fermes :**

$$3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 22,60\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{39,84 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226,0} = 0,59\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Pannes:**

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11,3\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{33,44 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,0} = 0,996\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutres de chaînage:**

$$2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 7,536\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{14,14 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,58\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**5) Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42,33$  cm.

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49,38$  cm.

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 56,43$  cm.

Pour l'ancrage 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  $\Phi 12$  :  $l_s = 16,92$  cm.

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19,75$  cm.

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 22,57$  cm.

**6) Armatures transversales :****• Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1,14 ; 1,2 ; 3)$$

Soit  $\Phi_t = 8$  mm ; On choisit un cadre + un étrier.

$$\text{Soit : } \underline{A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

**7) Calcul des espacements :**

$$\text{a) Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

- Poutre principales	(30 x 45)	⇒	$S_t = 10$ cm
- Poutre secondaire	(30 x 35)	⇒	$S_t = 07$ cm
- Poutre palière	(30 x 35)	⇒	$S_t = 07$ cm
- Fermes	(30 x 35)	⇒	$S_t = 10$ cm
- Pannes	(30 x 35)	⇒	$S_t = 10$ cm

$$\text{b) Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de	(30 x 45)	⇒	$S_t = 20$ cm
- Poutre secondaire de	(30 x 35)	⇒	$S_t = 15$ cm
- Poutre palière de	(30 x 35)	⇒	$S_t = 15$ cm
- Solive de	(30 x 35)	⇒	$S_t = 15$ cm

c) *Délimitation de la zone nodale :*

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : dimensions du poteau.h<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

L' = 2 x 45 = 90 cm : poutre principales de (30 x 45)

L' = 2 x 35 = 70 cm : poutre secondaire de (30 x 35) est les autre poutre (paliere,pannes,fermes).

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

8) *Armatures transversales minimales :*

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI.1.4) Vérification à l'ELS :**1) **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):****Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

a) *Poutres principales :***Aux appuis :** A<sub>a</sub> = 8,01 cm<sup>2</sup> ; M<sub>as</sub> = -64,785 KN .m

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 8,01}{30 \times 43} = 0,620 \quad \rho = 0,342 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,884 \\ K = 0,035 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{64,785 \times 10^3}{0,884 \times 43 \times 8,01} = 212,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,035 \times 212,77 = 7,57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_{st} = 4,62\text{cm}^2 ; M_{st} = 45,355\text{KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 43} = 0,358 \quad \rho = 0,368 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K = 0,0247 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{45,355 \times 10^3}{0,910 \times 43 \times 4,62} = 250,88\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0247 \times 250,88 = 6,19\text{MPa} < 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

*\*Les résultats sont résumés dans les tableaux qui suivent :*

		$M_s$	$A_u$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
<b>Poutres principales</b>	travée	45,355	4,62	0,368	0,910	0,0247	250,88	6,19	15	<b>cv</b>
	appuis	-64,785	9,23	0,715	0,884	0,035	212,77	7,57	15	<b>cv</b>
<b>Poutres secondaires solidaire des voiles</b>	travée	34,086	4,62	0,466	0,879	0,0298	254,35	7,57	15	<b>cv</b>
	appuis	-60,988	9,23	0,932	0,846	0,046	236,68	10,88	15	<b>cv</b>
<b>Poutres secondaires loin des voiles</b>	travée	13,488	3,39	0,342	0,909	0,025	132,63	3,31	15	<b>cv</b>
	appuis	-22,479	3,39	0,342	0,909	0,025	221,05	5,52	15	<b>cv</b>
<b>poutre palière</b>	travée	14,935	3,39	0,342	0,909	0,025	146,86	3,67	15	<b>cv</b>
	appuis	-23,592	3,39	0,342	0,909	0,025	232	5,80	15	<b>cv</b>
<b>Fermes</b>	travée	17,926	4,62	0,466	0,897	0,029	128	3,81	15	<b>cv</b>
	appuis	31,551	4,62	0,466	0,887	0,029	225,3	5,56	15	<b>cv</b>
<b>Pannes</b>	travée	8,82	3,39	0,342	0,909	0,025	146,86	3,67	15	<b>cv</b>
	appuis	-12,81	3,39	0,342	0,909	0,025	232	5,80	15	<b>cv</b>
<b>poutre de chainage</b>	travée	2,447	2,26	0,627	0,884	0,036	68,12	2,45	15	<b>cv</b>
	appuis	-7,762	2,26	0,627	0,884	0,036	216,08	7,79	15	<b>cv</b>

Tableau VI.17) Vérification à l'ELS

## 2) ELS vis-à-vis des déformations :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

### a) Valeurs limites de la flèche :

Pour  $L \leq 5 \text{ m}$   $\Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$  ;  $L$  : La portée mesurée entre nus du poteau.

**Poutres principales :**  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$

**Poutres secondaires :**  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm}$

**Poutres palières :**  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{325}{500} = 0,65 \text{ cm}$

### b) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

#### Poutres principale :

$$* \frac{h}{L} = \frac{45}{550} = 0,081 \succ \frac{1}{16} = 0,0625$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$* \frac{h}{L} = 0,081 \succ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{45,355}{10 \times 45,355} = 0,100$$

$\Rightarrow$  **Condition non vérifiée**

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{4,62}{30 \times 43} = 0,0035 \prec \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### Poutres secondaire :

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0,102 \succ \frac{1}{16} = 0,061$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$* \frac{h}{L} = 0,102 \succ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{45,355}{10 \times 45,355} = 0,100$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,0034 \prec \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

**Poutres palières :**

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0,109 > \frac{1}{16} = 0,061 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,109 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{14,935}{10 \times 14,935} = 0,100 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres de chaînage :**

$$* \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,059 > \frac{1}{16} = 0,061 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,059 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{14,935}{10 \times 14,935} = 0,100 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{2,26}{30 \times 33} = 0,0062 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Fermes :**

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{584} = 0,059 > \frac{1}{16} = 0,061 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,059 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{14,935}{10 \times 14,935} = 0,100 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{4,21}{30 \times 33} = 0,0042 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Pannes :**

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,061 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = 0,102 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{14,935}{10 \times 14,935} = 0,100 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 1081886 \text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$M_s$  : Moment de service.

$L$  : Portée de la poutre

$I_{fv}$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right) + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right) \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right) + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right) \right]$$

Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{5\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{5\rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}, 0 \right\}$$

$$If_v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

✓ Poutres principale :

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>st</sub> (Mpa)	ρ	λ	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>v</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
45,355	550	1081886	45	4,62	250,88	0,358	0,022	0,89	307428,86	331677,5	3,37	11

Tableau VI.18) calcul de la flèche des poutres principales.

✓ Poutres de chaînage :

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>st</sub> (Mpa)	ρ	λ	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>v</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
2,447	340	1081886	20	2,26	68,12	0,627	0,0133	0,78	17672,53	19239,42	1,35	6,8

Tableau VI.19) calcul de la flèche des poutres de chaînage.

✓ Fermes :

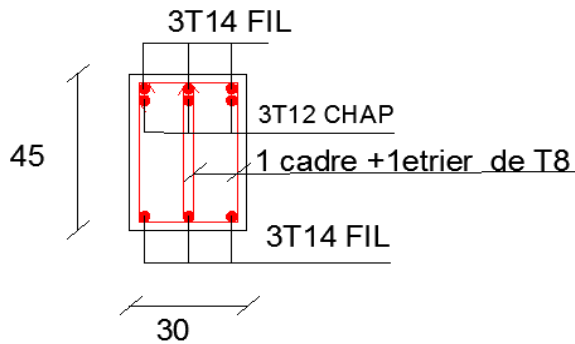
Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>st</sub> (Mpa)	ρ	λ	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>v</sub> (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
45,355	585	1081886	35	4,62	250,88	0,466	0,072	0,82	213656,55	242317,6	8,85	11,7

Tableau VI.20) calcul de la flèche des fermes .

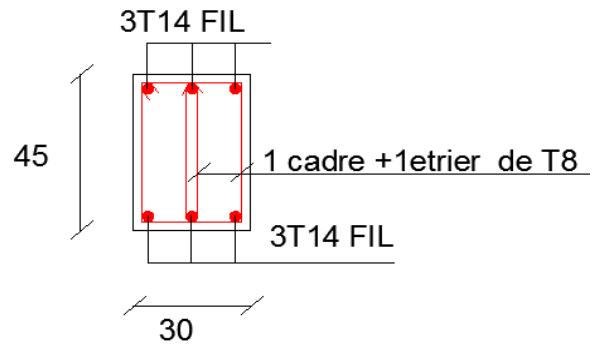
**Nb :** Après avoir vérifié les flèche dans les poutres on peut dire que notre ferrailage peut être adopté.

a) Poutres principale :

1) En appuis :

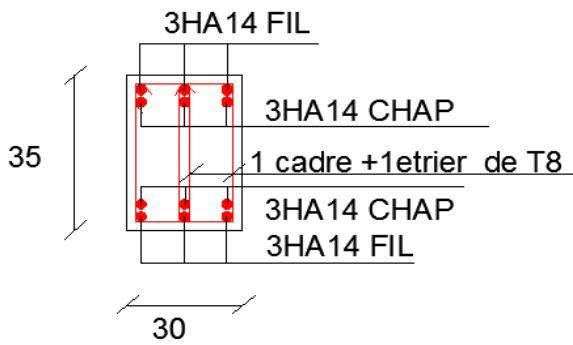


2) En travée :

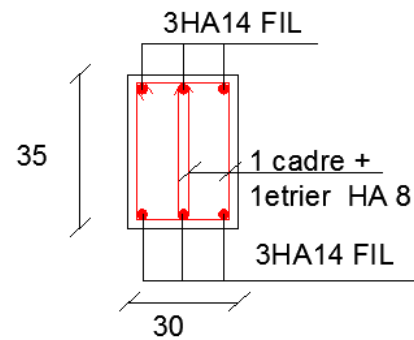


b) Poutres secondaire solidaire des voiles :

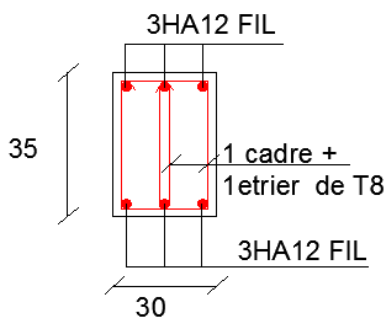
1) Près du voile :



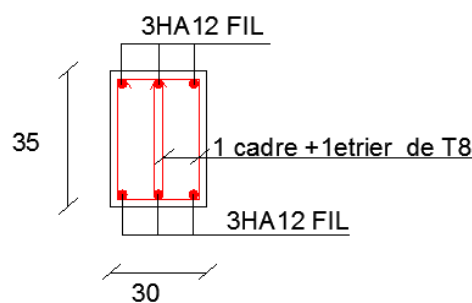
2) loin du voile :



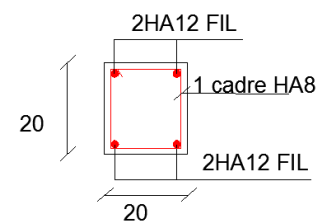
c) Poutres secondaire :



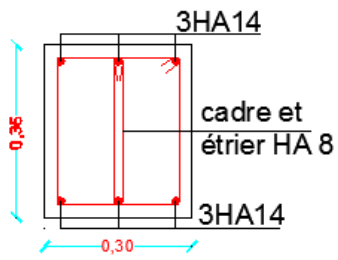
d) Poutres palières :



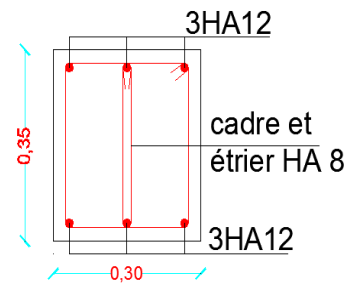
e) Poutres de chaînage :



**f) Fermes :**



**g) Pannes :**



*fig VI.2.):* ferrailage des poutres.

**VI.2) Poteaux :****VI.2.1) Introduction**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- 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:

<i>Situation</i>	$\sigma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<i>Situation durable</i>	1,5	25	14,2	400	348
<i>Situation accidentelle</i>	1,15	25	18,48	400	400

Tableau VI.2.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

**VI.2.2) Recommandations de l'RPA :**❖ **Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone II<sub>a</sub>).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II<sub>a</sub>).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % ( $b \times h$ ) on (zone II<sub>a</sub>).  
 Poteau : (45x45) :  $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$   
 Poteau : (40x40) :  $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$ .  
 Poteau : (35x 35) :  $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$ .
- Le pourcentage maximum est :
  - 4 % (zone courante) ;  
 Poteau : (45x45) :  $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ .  
 Poteau : (40x 40) :  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$ .  
 Poteau : (35x 35) :  $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
  - 6 % (zone de recouvrement) :  
 Poteau : (45x45) :  $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$ .  
 Poteau : (40x40) :  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96.0 \text{ cm}^2$ .  
 Poteau : (35x35) :  $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$ .

Sections (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )	
		Zone courante	Zone de recouvrement
(45 x 45)	16.20	121.50	81
(40 x 40)	12.80	96.00	64
(35 x 35)	9.80	73.50	49

Tableau VI.2.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux

- e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

#### ❖ Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

**Avec :**  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

- ✓ **Dans la zone nodale :**  $S_t \leq 10 \text{ cm.}$
- ✓ **Dans la zone courante :**  $S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$

$\varnothing$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi$  cheminées  $> 12cm$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{\min}$ .

❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

**VI.2.3) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**

❖ Calcul du centre de pression :

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

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

**1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad ; \quad N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c)bh^2f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$M_f$  : Moment fictif.

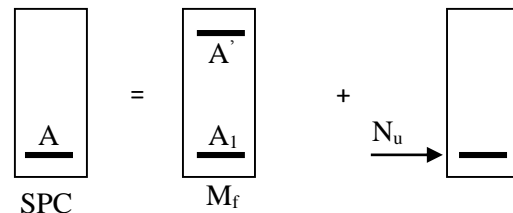


Fig VI.2.3 section d'un poteau à SPC

✓ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  ..... la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

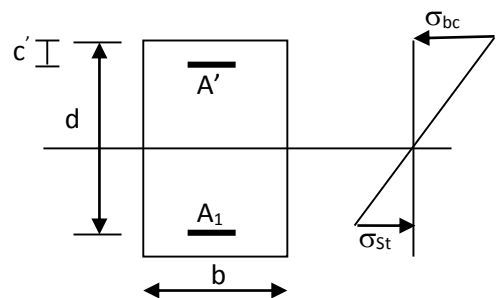


Fig VI.2.4 diagramme des contraintes

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  .....la section est doublement armée.

Et on calcule :.....  $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

**Avec :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A_s = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

**2.1) Si :**  $\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - 100 P b h f_{bu}}{100 \sigma_s}$  ;  $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**2.2) Si**  $N_u (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

**Remarque :**

Si :  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

**Avec :**

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

**Note :**

Le ferrailage des poteaux sera se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible de d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

**Zone I :** du sous-sol, RDC ,1<sup>ère</sup> étage  $\Rightarrow$  Section (45 x 45).

**Zone II :** du 2<sup>ème</sup> étage au 6<sup>ème</sup> étage.  $\Rightarrow$  Section (40 x 40).

**Zone III :** du 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage  $\Rightarrow$  Section (35 x 35).

**VI.2.4) Calcul à l'ELU et au Séisme :**

**Exemple de calcul manuel :**

• **Poteaux 45x45 :**

$$N_u = 1248.47 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u = -4,076 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0,003 \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0.205 \quad \Rightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1<sup>er</sup> condition :

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

$\Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

$$M_f = 251.86 \text{ KN.m}$$

Donc : Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} \quad \Rightarrow$$

$$A_1 = \frac{251.86 - (0,43 - 0,225) 0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3}{(0,43 - 0,02) 348 \times 10^{-3}} = -2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1248.47 - (0,45 \times 0,45) \times 14,2 \times 10^3}{348 \times 10^{-3}} - 2.36 = -4.67 - 2.36 = -7.03 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.M)	$e = \frac{Mu}{Nu}$ (m)	h/2-c (m)	OBS	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )
ZONE I	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	1248.47	M2= -4.076	0.0033	0.25	SEC	0	0
			M3= +4.275	0.0034	0.25	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	54.15	M2= +14.219	0.262	0.25	SPC	0.16	0
			M3= -0.006	0.0001	0.25	SEC	0	0
	M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	1037.68	M2= +54.673	0.053	0.25	SEC	0	0
M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	860.05	M3= -21.576	0.025	0.25	SEC	0	0	
ZONE II	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	852.43	M2=+16.882	0.02	0.18	SEC	0	0
			M3=-2.447	0.0003	0.18	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	84.92	M2=+3.062	0.04	0.18	SEC	0	0
			M3=+1.744	0.02	0.18	SEC	0	0
	M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	798.57	M2=+20.314	0.03	0.18	SEC	0	0
M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	282.2	M3=+29.947	0.11	0.18	SEC	0	0	
ZONE III	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	233.52	M2=+8.685	0.037	0.155	SEC	0	0
			M3=-4.465	0.019	0.155	SEC	0	0
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	5.84	M2=+0.579	0.099	0.155	SEC	0	0
			M3=-3.343	0.57	0.155	SPC	0.2	0
	M <sub>max</sub> -N <sub>corr</sub>	46.05	M2=-24.05	0.52	0.155	SPC	1.48	0
M <sub>max</sub> N <sub>corr</sub>	87.78	M3=+25.879	0.29	0.155	SPC	1.06	0	

Tableau VI.2.3. Ferrailage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.

- Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures.
- $A_s$  (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone IIa.

niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix de As (cm <sup>2</sup> )
SS- RDC- 1 <sup>er</sup> étage	ZONE I	0	0.16	16.2	20.6	4 HA 20+4HA16
2-3-4-5-6 étages	ZONE II	0	0	12.8	14.19	4HA16+4HA14
7-8 étages	ZONE III	0	1.48	9.8	12.31	8HA14

Tableau VI.2.4. Ferraillage des poteaux adopte dans les deux sens.

1) **Vérification à l'ELU :**

a) **Longueur de recouvrement :**

Zone I :  $L_r = 40 \phi_1 = 40 \times 20 = 80$  cm       $L_r = 80$  cm  
 Zone II :  $L_r = 40 \phi_1 = 40 \times 1,6 = 64$  cm       $L_r = 70$  cm  
 Zone III :  $L_r = 40 \phi_1 = 40 \times 1,4 = 56$  cm       $L_r = 60$  cm

b) **Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).**

**Au niveau des poutres :**  $L' = 2 h$  ; Avec : h= hauteur de la poutre

**Au niveau des poteaux :**  $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$   
 $= \max (289/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60$  cm

**Avec :**

$b_1, h_1$  : dimensions du poteau

$h_e$  : hauteur entre nu de poteau.

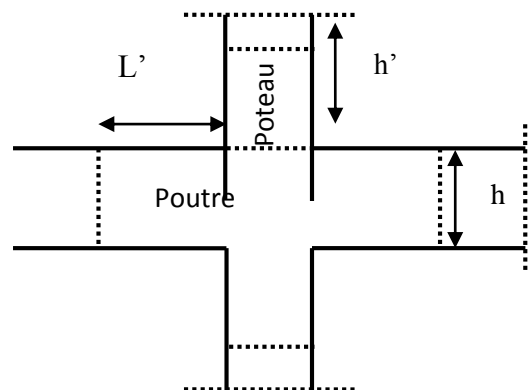


Fig VI.2.5. Délimitation de la zone nodale

- **Longueur d'ancrage** : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_u = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA14 : } L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 70.55 \text{ cm}$$

- **Détermination des armatures transversales** :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

D'après les règles du BAEL.91-modifié99, le diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{max} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

$T_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

$\rho_1$  : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire} \\ \lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau.} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{I_f}{b} \quad \text{avec : } a=b \quad \text{Telle que : } I_f = 0.70L_0$$

$I_f$  : longueur de flambement de poteau

$L_0$  : longueur libre de poteau

**Avec :**  $L_0 = 289$  cm pour le RDC et les étages courants.

$L_0 = 450$  cm pour le sous-sol

**a) Espacement des armatures transversales:**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

**b) Dans la zone nodale :**  $S_t \text{ Min } (\varnothing l ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$   
 $S_t = 10 \text{ cm}$

**c) Dans la zone courante :**  $S_t \leq 15\varnothing l = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$   
 $S_t = 15 \text{ cm}$

$\varnothing$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

**d) Calcul l'élanement  $\lambda_g$  et  $A_t \text{ min}$  :**

**1) Poteau (35x35):**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 289}{35} = 5.78 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.3 \% S_t \times a$$

**Zone Nodale :**  $A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$

**Zone courante :**  $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1.58 \text{ cm}^2$

**2) Poteau (40x40):**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 289}{40} = 5.06 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.3 \% S_t \times a$$

**Zone Nodale :**  $A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$

**Zone courante:**  $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 40 \times 15 = 1.80 \text{ cm}^2$

**3) Poteau (45x45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 289}{35} = 4.50 \Rightarrow 3 > \lambda_g > 5$$

**Interpolation:**

$$A_t^{\text{min}} = 0.425 \% S_t \times a$$

**Zone Nodale :**  $A_t^{\text{min}} = 0.00425 \times 45 \times 10 = 1.91 \text{ cm}^2$

**Zone courante:**  $A_t^{\text{min}} = 0,00425 \times 45 \times 15 = 2.87 \text{ cm}^2$

**4) Pour sous-sol :****Poteau (45x45):**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 450}{45} = 7 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

$$A_t^{\min} = 0.3 \% S_t \times a$$

$$\text{Zone Nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 45 \times 15 = 2.03 \text{ cm}^2$$

**D'où :** Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losange HA8 pour tous les poteaux :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\phi t$  minimum = 8 mm.

Les poteaux du s-sol et du RDC seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales (4  $\phi 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ ) dans la zone courante.

**NB :** La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre non vulnérable.

**CONCLUSION :**

	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales	Armatures transversales
<b>Zone I</b>	sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup>	45 x 45	4HA20+4HA16	4HA8
<b>Zone II</b>	2,3,4,5 et 6 étage	40 x 40	4HA16+4HA14	
<b>Zone III</b>	7 et 8 étage	35 x 35	8HA14	

Tableau VI.2.5. Ferrailage des poteaux adopte dans les deux sens.

**c. Vérification au cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

**Avec :**

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c)

## ❖ Calcul de la contrainte dans le béton:

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

## ❖ Calcul de la contrainte admissible dans le béton:

$$\text{On a: } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{h} > 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'élancement géométrique du poteau.

$l_f$  : longueur du flambement du poteau ;  $l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

Niveau	Vu (KN)		B (cm)	h (cm)	$\lambda_g$	$\rho d$	$\tau b$ (Mpa)		$\tau' b$ (Mpa)	Vérification
	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>								
Sous-sol	23.37	31.72	45	45	7	0.075	0.12	0.16	1.875	CV
RDC 1 <sup>er</sup> étage	23.37	31.72	45	45	4.5	0.04	0.12	0.16	1.00	CV
2-3-4-5-6 <sup>eme</sup> étages	23.75	13.96	40	40	5.06	0.075	0.16	0.09	1.875	CV
7-8 <sup>eme</sup> étages	24.93	26.03	35	35	5.78	0.075	0.22	0.23	1.875	CV

Tableau VI.2.6. vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton .

## VI.2.5) Vérification à l'ELS :

## a. Condition de non fragilité : si :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \left[ \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

⇒ Condition vérifiée.

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.M)	es Mu/Nu	h/6 (m)	OBS	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
ZONE I	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-906.23	M2= -2.933	0.03	0.075	SEC	6.56	20.6	OK
			M3= +3.09	0.03	0.075	SEC	6.56		
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-88.1	M2= +23.267	0.26	0.075	SPC	0.89		
			M3= -0.013	0.001	0.075	SEC	5.6		
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-753.8	M2= +39.283	0.052	0.075	SEC	11.76		
N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-626.34	M3= -15.591	0.025	0.075	SEC	7.1			
ZONE II	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-620.13	M2= +12.26	0.02	0.067	SEC	5.44	14.19	OK
			M3= -1.762	0.003	0.067	SEC	4.52		
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-125.92	M2= +5.507	0.04	0.067	SEC	7.8		
			M3= +3.432	0.03	0.067	SEC	6.32		
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-444.44	M2= +14.725	0.033	0.067	SEC	6.67		
N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-204.89	M3= +21.708	0.11	0.067	SPC	0			
ZONE III	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-169.6	M2= +6.285	0.04	0.058	SEC	7.03	12.31	OK
			M3= -3.216	0.02	0.058	SEC	4.29		
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-10.53	M2= +2.363	0.22	0.058	SPC	0.63		
			M3= +9	0.85	0.058	SPC	1.23		
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-33.55	M2= -17.444	0.52	0.058	SPC	1.13		
N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-63	M3= +18.737	0.3	0.058	SPC	0.89			

Tableau VI.2.7. Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens

**b. Vérification des contraintes :**❖ **Contrainte du béton :** [BAEL 91A.4.5.2]

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

Remarque :

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel SOCOTEC.

• **Méthode manuelle :**

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

➤ Si :  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$   $\Leftrightarrow$  La section est entièrement comprimée (SEC).

✓ L'aire de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A'_s + A_s)$

✓ La position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0,5h - d') - A_s (d - 0,5h)}{bh + 15(A'_s + A_s)}$$

✓ L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s (0,5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5h + X_G)^2]$$

✓ Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

**Enfin ; on vérifie :**

$$\max (\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ Si :  $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$   $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

**Avec :**

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$l_c$  : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ \text{Avec : } p = -3 \times l_c^2 - 6nA_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6nA_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{array} \right.$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

**Finalement la contrainte de compression dans le béton est :**  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.M)	es (m)	h/6 (m)	OBS	$\sigma_{sup}$ (Mpa)	$\sigma_{inf}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Vérification
ZONE I	$N_{max} - M_{corr}$	-906.23	M2= -2.933	0.03	0.075	SEC	4.13	3.83	15	CV
			M3= +3.09	0.03	0.075	SEC	4.14	3.83	15	CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-88.1	M2= +23.267	0.26	0.075	SPC	1.89	0	15	CV
			M3= -0.013	0.001	0.075	SEC	0.39	0.39	15	CV
	$N_{corr} - M_{max}$	-753.8	M2= +39.283	0.052	0.075	SEC	5.3	1.33	15	CV
$N_{corr} - M_{max}$	-626.34	M3= -15.591	0.025	0.075	SEC	3.54	1.97	15	CV	
ZONE II	$N_{max} - M_{corr}$	-620.13	M2=+12.26	0.02	0.067	SEC	4.43	2.59	15	CV
			M3=-1.762	0.003	0.067	SEC	3.64	3.38	15	CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-125.92	M2=+5.507	0.04	0.067	SEC	1.12	0.3	15	CV
			M3=+3.432	0.03	0.067	SEC	0.97	0.46	15	CV
	$N_{corr} - M_{max}$	-444.44	M2=+14.725	0.033	0.067	SEC	3.62	1.41	15	CV
$N_{corr} - M_{max}$	-204.89	M3=+21.708	0.11	0.067	SPC	2.85	0	15	CV	
ZONE III	$N_{max} - M_{corr}$	-169.6	M2=+6.285	0.04	0.058	SEC	1.94	0.55	15	CV
			M3=-3.216	0.02	0.058	SEC	1.6	0.89	15	CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-10.53	M2=+2.363	0.22	0.058	SPC	0.43	0	15	CV
			M3=+9.00	0.85	0.058	SPC	1.55	0	15	CV
	$N_{corr} - M_{max}$	-33.55	M2=-17.444	0.52	0.058	SPC	3.06	0	15	CV
$N_{corr} - M_{max}$	-63	M3=+18.737	0.3	0.058	SPC	3.38	0	15	CV	

Tableau VI.2.8. Vérification de la contrainte du béton.

## c. Contrainte de l'acier :

On vérifie que :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.M)	$\sigma_{sup}$ (Mpa)	$\sigma_{inf}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Vérification
ZONE I	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	906.23	M2= -2.933	61,8	57,8	348	CV
			M3= +3.09	61,9	57,7	348	CV
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	88.1	M2= +23.267	25,7	-28,9	348	CV
			M3= -0.013	5,8	5,82	348	CV
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	753.8	M2= +39.283	76,8	22,7	348	CV
N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	626.34	M3= -15.591	30,6	52,1	348	CV	
ZONE II	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	620.13	M2=+12.26	51,6	33,3	348	CV
			M3=-1.762	43,6	41,1	348	CV
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	125.92	M2=+5.507	12,7	4,51	348	CV
			M3=+3.432	11,2	6,05	348	CV
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	444.44	M2=+14.725	41,4	19,4	348	CV
N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	204.89	M3=+21.708	30,06	-3,1	348	CV	
ZONE III	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	169.6	M2=+6.285	16,6	6,93	348	CV
			M3=-3.216	14,2	9,29	348	CV
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	10.53	M2=+2.363	3,18	-3,85	348	CV
			M3=+9.00	11,2	-38,3	348	CV
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	33.55	M2=-17.444	22,6	-62,1	348	CV
N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	63	M3=+18.737	25,1	-44,4	348	CV	

Tableau VI.2.9. Vérification de la contrainte de l'acier

## d. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

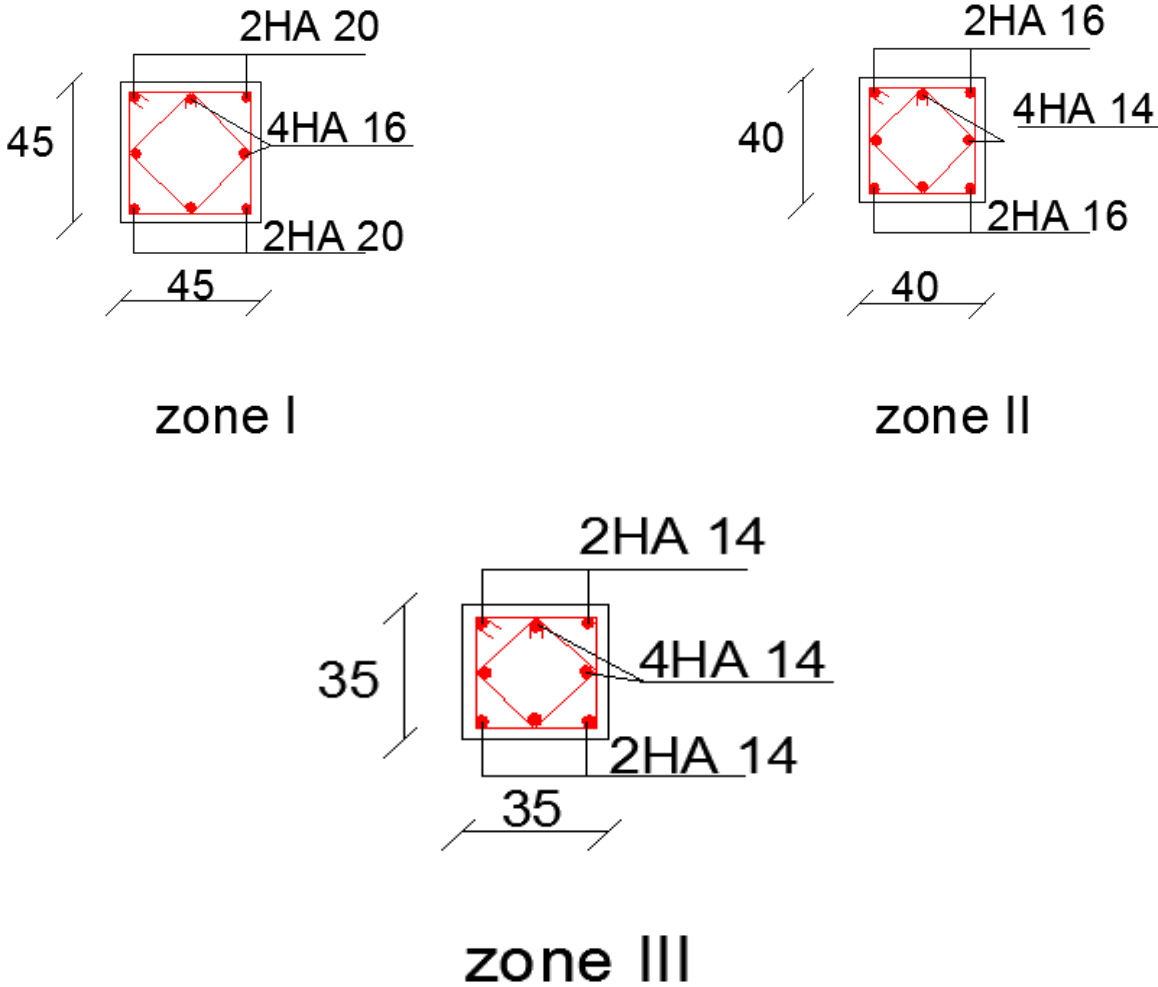


Fig VI.2.6. Ferraillage des poteaux par zone.

**V.II.1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

Armatures verticales,  
Armatures horizontales,  
Armatures transversales.

**V.II.2) Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

**V.II.3) Ferrailage des voiles:**

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**A. Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

**Avec :**

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier,  $V=V' = L_{\text{voile}}/2$

**Note :**

- 1) Le ferrailage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, il se fera en fonction de l'épaisseur des voiles et de la section des raidisseurs de ces voiles car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

**Zone I :** Sous-sol  $\Rightarrow e_p = 25$  cm et section (45 x 45)

**Zone II :** RDC, 1<sup>ère</sup> étage  $\Rightarrow e_p = 20$  cm et Section (45 x 45).

**Zone III :** du 2<sup>ème</sup> étage au 6<sup>ème</sup> étage.  $\Rightarrow e_p = 20$  cm et Section (40 x 40).

**Zone IV :** du 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage  $\Rightarrow e_p = 20$  cm et Section (35 x 35).

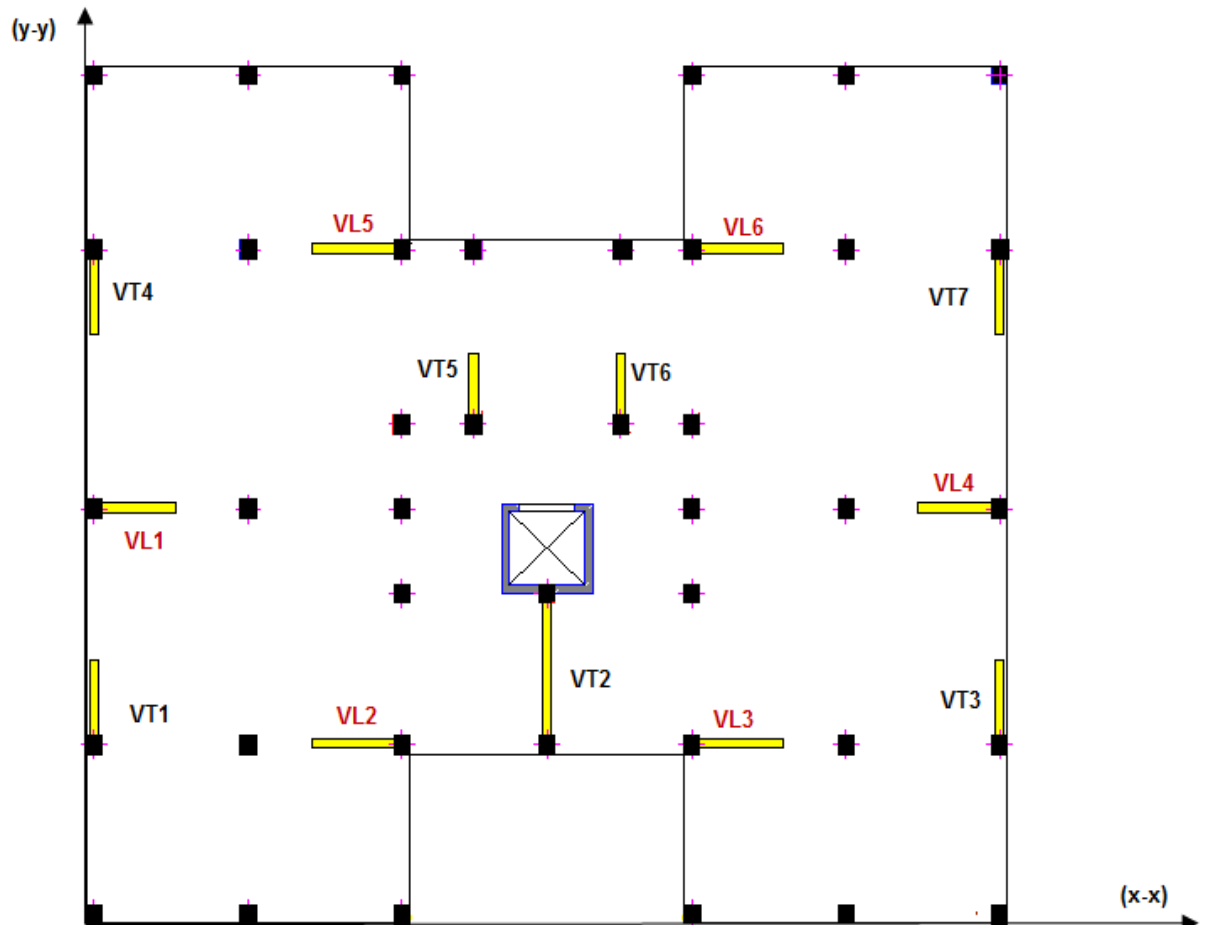
- 2) Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 4 groupes :

**V1 :** VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6.

**V2 :** VT1, VT3, VT5, VT7.

**V3 :** VT2.

**V4 :** VT5, VT6.



FigVII. : Disposition des voiles dans la structure.

- Les contraintes des différents voiles seront résumées dans les tableaux suivants :

1) Contrainte due à  $N_{max} \Rightarrow M_{Correspondants}$  :

		e (m)	L (m)	B (m <sup>2</sup> )	Inertie (m <sup>4</sup> )	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
V1	zone I	0,25	2,225	0,56	0,229	2296,71	1308,331	10471,54	-2213,71
	zone II	0,2	2,225	0,45	0,184	2032,21	480,51	7478,58	1654,95
	zone III	0,2	2,2	0,44	0,177	1546,82	316,042	5474,44	1556,56
	zone IV	0,2	2,175	0,44	0,171	451,76	88,789	1601,60	475,46
V2	zone I	0,25	2,025	0,51	0,173	2228,68	579,06	7791,43	1013,23
	zone II	0,2	2,025	0,41	0,138	2050,59	181,478	6390,87	3735,50
	zone III	0,2	2	0,40	0,133	1579,22	131,385	4933,44	2962,66
	zone IV	0,2	2	0,40	0,133	437,76	26,738	1294,94	893,87
V3	zone I	0,25	3,65	0,91	1,013	2912,39	4376,147	11075,13	-4691,81
	zone II	0,2	3,65	0,73	0,810	2590,48	2367,822	8880,53	-1783,33
	zone III	0,2	3,6	0,72	0,778	2058,57	921,485	4992,19	726,06
	zone IV	0,2	3,55	0,71	0,746	624,73	552,956	2196,20	-436,40
V4	zone I	0,25	1,725	0,43	0,107	1789,35	79,177	4787,82	3510,61
	zone II	0,2	1,725	0,35	0,086	1586,61	12,397	4723,86	4473,88
	zone III	0,2	1,7	0,34	0,082	1213,35	37,168	3954,50	3182,85
	zone IV	0,2	1,675	0,34	0,078	353,13	36,758	1447,17	661,07

Tableau VII.1 : calcul des contraintes ( $N_{max}$ ,  $M_{corr}$ )

2) Contrainte due à  $N_{min} \Rightarrow M_{Correspondants}$  :

		e (m)	L (m)	B (m)	Inertie (m <sup>4</sup> )	N (KN)	M (KN)	$\sigma_{max}$ (KN)	$\sigma_{min}$ (KN)
V1	zone I	0,25	2,225	0,556	0,229	800,85	335,10	3064,23	-184,77
	zone II	0,2	2,225	0,445	0,184	727,17	80,81	2123,79	1144,39
	zone III	0,2	2,2	0,440	0,177	324,99	17,14	844,87	632,36
	zone IV	0,2	2,175	0,435	0,171	96,16	11,46	293,71	148,40
V2	zone I	0,25	2,025	0,506	0,173	945,26	149,39	2741,50	992,86
	zone II	0,2	2,025	0,405	0,138	783,71	55,73	2342,80	1527,37
	zone III	0,2	2	0,400	0,133	289,63	148,00	1834,11	-385,96
	zone IV	0,2	2	0,400	0,133	79,42	142,75	1269,14	-872,04
V3	zone I	0,25	3,65	0,913	1,013	1793,31	2066,74	5688,42	-1757,88
	zone II	0,2	3,65	0,730	0,810	1421,03	729,94	3590,32	302,91
	zone III	0,2	3,6	0,720	0,778	502,30	695,84	2308,37	-913,09
	zone IV	0,2	3,55	0,710	0,746	122,16	189,70	623,64	-279,53
V4	zone I	0,25	1,725	0,431	0,107	840,18	1,85	1963,14	1933,35
	zone II	0,2	1,725	0,345	0,086	698,47	17,93	2205,28	1843,82
	zone III	0,2	1,7	0,340	0,082	284,28	117,38	2054,62	-382,38
	zone IV	0,2	1,675	0,335	0,078	70,40	68,98	947,74	-527,44

Tableau VII.2 : calcul des contraintes ( $N_{min}$ ,  $M_{corr}$ )

3) Contrainte due à  $M_{max} \Rightarrow N_{correspondants}$

		e (m)	L (m)	B (m)	Inertie (m <sup>4</sup> )	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
V1	zone I	0,25	2,225	0,556	0,229	1773,45	1393,41	9943,27	-3566,83
	zone II	0,2	2,225	0,445	0,184	1604,43	571,30	7067,42	143,50
	zone III	0,2	2,2	0,440	0,177	1338,45	316,18	5001,73	1082,13
	zone IV	0,2	2,175	0,435	0,171	414,01	231,18	2417,82	-514,33
V2	zone I	0,25	2,025	0,506	0,173	2142,85	983,27	9987,65	-1522,07
	zone II	0,2	2,025	0,405	0,138	1527,60	396,76	6674,56	869,14
	zone III	0,2	2	0,400	0,133	710,74	293,03	3974,59	-420,89
	zone IV	0,2	2	0,400	0,133	151,04	249,97	2252,38	-1497,18
V3	zone I	0,25	3,65	0,913	1,013	1979,35	4296,39	9908,94	-5570,64
	zone II	0,2	3,65	0,730	0,810	1668,43	2219,39	7283,20	-2712,16
	zone III	0,2	3,6	0,720	0,778	2058,57	921,49	4992,19	726,06
	zone IV	0,2	3,55	0,710	0,746	558,41	687,44	2422,93	-849,94
V4	zone I	0,25	1,725	0,431	0,107	1730,55	582,19	8708,50	-682,76
	zone II	0,2	1,725	0,345	0,086	1350,31	215,85	6090,09	1737,79
	zone III	0,2	1,7	0,340	0,082	1175,99	178,27	5309,35	1608,24
	zone IV	0,2	1,675	0,335	0,078	321,04	110,45	2139,34	-222,68

Tableau VII.3 : calcul des contraintes ( $M_{max}$  et  $N_{corr}$ )

**NB :** Les contraintes de traction les plus importantes seront prises dans le calcul des ferraillages.

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

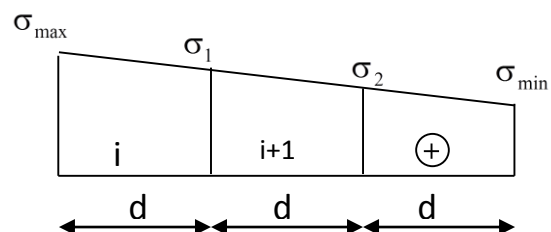
$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue avec  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

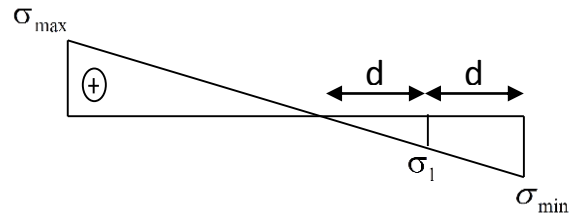
Avec :

e : épaisseur du voile.

- **Section partiellement comprimée :**

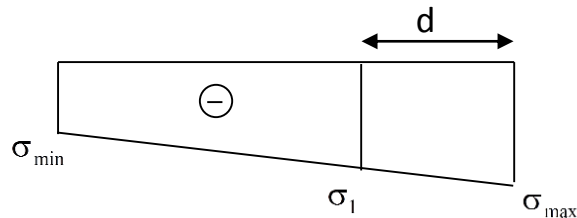
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**B. Détermination des armatures :**

- ❖ **Armatures verticales :**

- Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma(2\text{‰})$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes :  $\sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma(2\text{‰}) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

- Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10\text{‰})$  = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

 **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma(2\%)$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

**❖ Armatures minimales :**

 **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

 **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

 **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0,23Bf_{t28}}{f_e}; 0,005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- 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 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

❖ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \varnothing$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0,15\%B$  Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0,10\%B$  En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

**Avec :**  $A_V$  : section d'armatures verticales.

**B:** section du béton.

- \_ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- \_ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

❖ **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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1,4 V_u$$

$V_u$  : 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  $\geq 4HA10$

**✎ Dispositions constructives :**

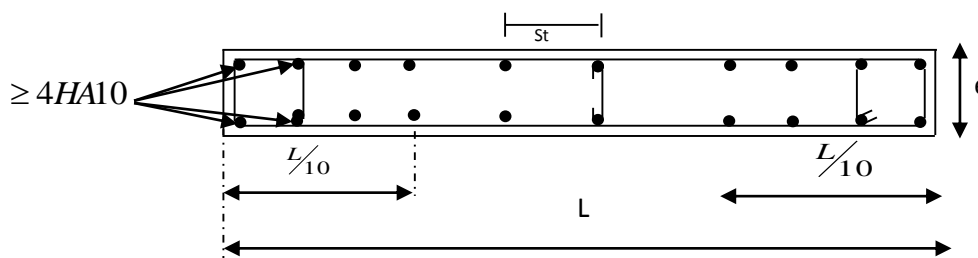
➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30cm\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



*FigVII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : .....( Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

**1. Vérification :**

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N<sub>s</sub> : Effort normal appliqué

B : Section du béton  
A : Section d'armatures adoptée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

 **Exemple de calcul :**

*Soit à calculer le ferrailage des voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6, de la zone I :*

$$B = 0,50 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 9943,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3566,82 \text{ N/m}^2$$

$L_c = 1,64 \text{ m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

$$\Rightarrow L_t = L - L_c = 0,59 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) \Rightarrow \min (1,445 ; 1,09) = 1,09 \text{ m}$$

Pour notre cas on prend d = 0,45 m

$$\sigma_1 = \left( L_t - d \right) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 846,364 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 248,24 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 14,81 \text{ KN}$$

**Calcul des armatures :**

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 0,370 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0,5 \% B ; \frac{0,23B \cdot f_{t28}}{f_c} \right)$$

Telque  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (5,625 \text{ cm}^2 ; 1,358 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 5,625 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter pour la 1<sup>ère</sup> bande d<sub>1</sub> **8 HA12** soit  $A_v = 9,04 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $e_p = 15 \text{ cm}$

Et la zone courante sera ferrailée avec : **6HA12** soit  $A_v = 6,78 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $e_p = 20 \text{ cm}$

Le ferrailage à adopter pour une nappe du voile est  $A_v = 12,44 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le **BAEL 91 :**

$$A_H = \frac{A_{v \text{ adopte}}}{4} ; A_H = \frac{24,66}{4} = 6,61 \text{ cm}$$

D'après le **RPA révisé 2003 :**

$$A_H \geq 0,15\% \cdot B = 6,65 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>/ml

Soit : 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>/nappe **Avec : St = 16 cm**

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_c} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 253,37 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 9,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures totales :**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9,05 + \frac{9,75}{4} = 11,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6,78 + \frac{9,75}{4} = 9,22 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

**1<sup>ère</sup> bande :** 8HA12 = 9,04 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> soit : 4HA12 /nappe .avec espacement de 15 cm

2<sup>ème</sup> bande : 6HA12= 6,78 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> soit: 3HA12/nappe avec espacement de 20 cm

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

**BAEL 91 :**  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{253,37 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 1775} = 0,63 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa}$ . (La fissuration est préjudiciable)

$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$

**RPA 2003 :**

$\tau_u = \frac{1,4T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 253,37 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 1775} = 0,88 \text{ MPa}$

$\tau_b = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2035,08 \cdot 10^3}{0,44 \cdot 10^6 + 15(24,86 \cdot 10^2)}$

$\Rightarrow \sigma_b = 4,26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

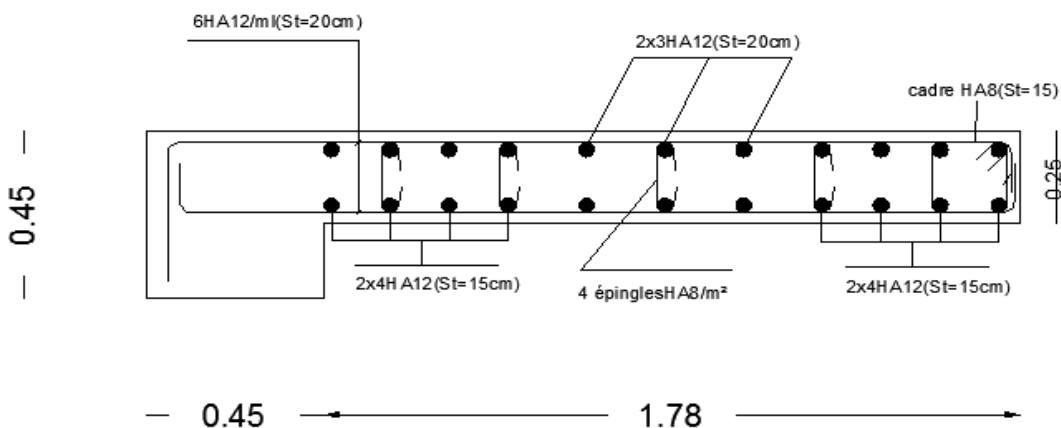


Fig VII.3 : ferrailage du voile V.1 dans la zone I

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Zones		Zone I	zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,775	1,775	1,8	1,825	
	e (m)	0,25	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,44375	0,355	0,36	0,365	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	9943,27	7478,57	5474,43	2417,82	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3566,8	1654,94	1556,56	-514,33	
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	253,37	169,76	156,58	76,03	
	L <sub>t</sub> (m)	0,47	0	0	0,32	
	L <sub>c</sub> (m)	1,31	1,775	1,80	1,50	
	d <sub>1</sub> (m)	0,45	0,89	0,90	0,35	
	d (m)	0,02	0,89	0,90	-0,03	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-141,73	2911,81	1958,74	48,00	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	208,61	922,15	668,99	16,32
		N <sub>2</sub>	0,33	258,42	176,29	0,14
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	5,22	0,00	0,00	0,41
		A <sub>v2</sub>	0,01			0,00
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,75	6,54	6,03	2,93
	A <sub>v</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	7,65	1,63	1,51	1,14
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	2,45	1,63	1,51	0,74
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		2,66	2,66	2,70	-0,09
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Voiles RPA		6,66	5,33	5,40	5,48
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	d <sub>1</sub>	9,05	9,05	6,28	6,28
		voiles/nappe	12,44	12,44	8,63	8,63
Voiles		24,88	24,88	17,26	17,26	
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe	d <sub>1</sub>	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10
		voiles/nappe	11HA12	11HA12	11HA10	11HA10
		voiles	22HA12	22HA12	22HA10	22HA10
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	4,71	4,71
	A <sub>H</sub> Choix des barres/ml		6HA12	6HA12	6HA10	6HA10
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,634	0,531	0,483	0,231
		$\tau_b$ (MPa)	0,977	0,818	0,744	0,356
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-2035,1	-1818,3	-1445	-427,63
$\sigma_b$ (MPa)		4,23	4,63	3,74	1,09	

Tableau VII.4 : Ferrailage des voiles V.1.

Zones		Zone I	zone II	zone IV	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,575	1,575	1,6	1,625	
	e (m)	0,25	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,39375	0,315	0,32	0,325	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	9987,65	6674,56	3974,59	2252,38	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1522,07	869,14	-420,89	-1497,18	
	Nature de la section	SPC	SEC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	173,88	150,61	153,54	95,58	
	L <sub>t</sub> (m)	0,21	0	0,15	0,65	
	L <sub>c</sub> (m)	1,37	1,58	1,45	0,98	
	d 1 (m)	0,20	0,79	0,00	0,35	
	d (m)	0,01	0,79	0,15	0,30	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-60,52	2902,71	-420,89	-689,58	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	39,56	754,21	0,00	76,54
		N <sub>2</sub>	0,06	228,59	6,45	20,61
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	0,99	0,00	0,00	1,91
		A <sub>v2</sub>	0,00		0,16	0,52
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,69	5,80	5,91	3,68
	A <sub>v</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2,66</b>	<b>1,45</b>	<b>1,48</b>	<b>2,83</b>
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>1,68</b>	<b>1,45</b>	<b>1,64</b>	<b>1,44</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		0,03	2,36	0,46	0,90
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Voiles RPA		5,91	4,73	4,80	4,88
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	d <sub>1</sub>	<b>9,05</b>	<b>9,05</b>	<b>6,28</b>	<b>6,28</b>
		voiles/nappe	<b>12,44</b>	<b>12,44</b>	<b>8,63</b>	<b>8,63</b>
Voiles		<b>24,88</b>	<b>24,88</b>	<b>17,26</b>	<b>17,26</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe	Raid	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA10</b>	<b>8HA10</b>
		voiles/nappe	<b>10HA12</b>	<b>10HA12</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>
		voiles	<b>20HA12</b>	<b>20HA12</b>	<b>20HA10</b>	<b>20HA10</b>
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	4,71	4,71
	A <sub>H</sub> Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,491	0,531	0,533	0,327
		$\tau_b$ (MPa)	0,756	0,818	0,821	0,503
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-1999,4	-1834,83	-1412,2	-394,79
$\sigma_b$ (MPa)		<b>4,64</b>	<b>5,21</b>	<b>4,08</b>	<b>1,13</b>	

Tableau VII.5: Ferrailage des voiles V.2

Zones		Zone I	zone IV	zone IV	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,75	2,8	2,85	
	e (m)	0,25	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,6875	0,55	0,56	0,57	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	9908,94	7283,2	2308,36	2422,92	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5570,63	-2712,16	-913,09	-849,93	
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		475,52	365,79	243,27	140,09
	L <sub>t</sub> (m)		0,99	0,75	0,79	0,74
	L <sub>c</sub> (m)		1,76	2,00	2,01	2,11
	d 1 (m)		0,99	0,75	0,79	0,74
	d (m)		0,00	0,00	0,00	0,00
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2,02	13,85	-4,18	-0,14
	N (kN)	N <sub>1</sub>	689,12	202,37	72,46	62,90
		N <sub>2</sub>	0,00	0,01	0,00	0,00
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	17,23	5,06	1,81	1,57
		A <sub>v2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		18,31	14,08	9,37	5,39
	A <sub>v</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>21,80</b>	<b>8,58</b>	<b>4,15</b>	<b>2,92</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>4,58</b>	<b>3,52</b>	<b>2,34</b>	<b>1,35</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		0,00	-0,01	0,01	0,00
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Voiles RPA		10,31	8,25	8,40	8,55
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	d1	<b>28,14</b>	<b>21,54</b>	<b>15,84</b>	<b>15,84</b>
		voiles/nappe e	<b>36,18</b>	<b>27,72</b>	<b>20,34</b>	<b>20,34</b>
Voiles		<b>72,36</b>	<b>55,44</b>	<b>40,68</b>	<b>40,68</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe e	d1	<b>14HA16</b>	<b>14HA14</b>	<b>14HA12</b>	
		voiles/nappe e	<b>17HA16</b>	<b>17HA14</b>	<b>17HA12</b>	
		voiles	<b>34HA16</b>	<b>34HA14</b>	<b>34HA12</b>	
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		10,31	8,25	8,40	8,55
	A <sub>H</sub> Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA16</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,769	0,739	0,483	0,273
		$\tau_b$ (MPa)	1,184	1,138	0,743	0,421
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-2873,59	-2540,77	-2013,94	-591,57
$\sigma_b$ (MPa)		<b>3,87</b>	<b>4,29</b>	<b>3,41</b>	<b>1,00</b>	

Tableau VII.6: Ferrailage des voiles V.3

Zones		Zone I	zone II	zone IV	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,275	1,275	1,3	1,325	
	e (m)	0,25	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,31875	0,255	0,26	0,265	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	8708,5	6090,09	2054,61	947,73	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-682,76	1737,79	-382,38	-527,44	
	Nature de la section	SPC	SEC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	111,54	93,36	90,15	38,79	
	L <sub>t</sub> (m)	0,09	0	0,20	0,47	
	L <sub>c</sub> (m)	1,18	1,28	1,10	0,85	
	d 1 (m)	0,09	0,64	0,20	0,30	
	d (m)	0,00	0,64	0,00	0,17	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-19,85	2176,15	-7,46	-193,44	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	7,90	526,97	7,80	21,63
		N <sub>2</sub>	0,01	138,73	0,00	3,36
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	0,20	0,00	0,19	0,54
		A <sub>v2</sub>	0,00		0,00	0,08
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,29	3,59	3,47	1,49
	A <sub>v</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1,27	0,90	1,06	0,91
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	1,07	0,90	0,87	0,46
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		0,01	1,91	0,01	0,52
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Voiles RPA		4,78	3,83	3,90	3,98
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	d <sub>1</sub>	6,78	6,78	4,71	4,71
		voiles/nappe	9,05	9,05	6,28	6,28
Voiles		18,1	18,1	12,56	12,56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe	d <sub>1</sub>	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10
		voiles/nappe	8HA12	8HA12	8HA10	8HA10
		voiles	16HA12	16HA12	16HA10	16HA10
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,78	3,83	3,90	3,98
	A <sub>H</sub> Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA12	6HA10	6HA10	6HA10
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,389	0,407	0,385	0,163
		$\tau_b$ (MPa)	0,599	0,626	0,593	0,250
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-1616,42	-1435,91	-1125,17	-332,82
$\sigma_b$ (MPa)		4,67	5,09	4,04	1,17	

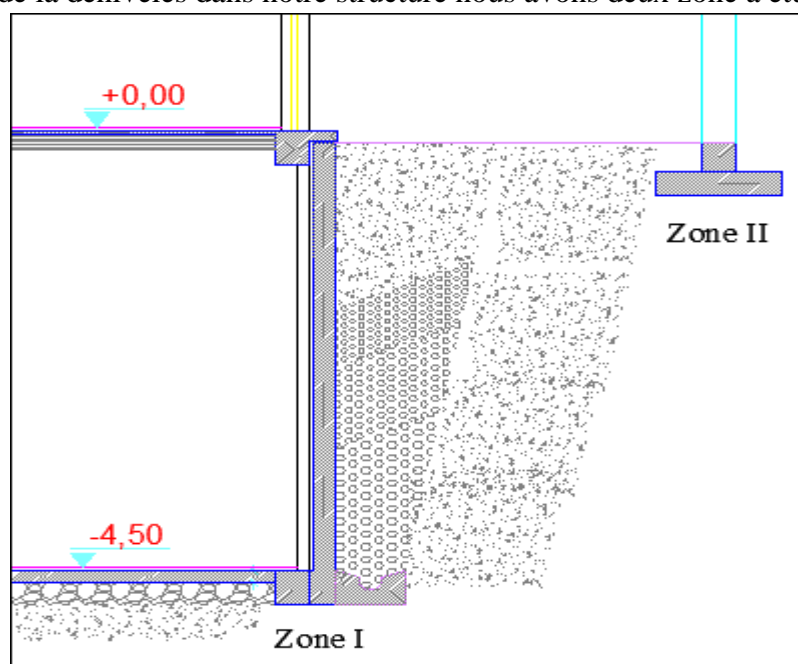
Tableau VII.7: Ferrailage des voiles V.4

### VIII.1) INTRODUCTION :

Une **fondation** se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurale qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

Du fait de la dénivelés dans notre structure nous avons deux zone a étudié.



*Fig VIII.1) zone d'encrage de la structure.*

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

-

❖ Type de fondation :

• Fondations superficielles :

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

Vérifier l'inégalité suivante :  $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

• Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.
- [1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.
- > 5 m : fondations profondes sur pieux.

❖ Etude du sol :

Le choix de types 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 nous ont donné une contrainte admissible du sol  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .

**Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

**VIII.2) ZONE I :****VIII.2.1) Dimensionnement :****VIII.2.1.1) Semelles isolés sous poteaux :**

Vu que notre structure comporte des voiles alors la vérification de la semelle isolée n'est pas nécessaire on passe directement à la vérification de la semelle filante.

**VIII.2.1.2) Semelles filantes :****1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L} \text{ Avec : } B : \text{ La largeur de la semelle.}$$

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{SOL}}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	1994,84	2,025	4,93	9,98
VT2	2873,59	3,65	3,94	14,38
VT3	1999,40	2,025	4,94	10,00
VT4	1851,45	2,025	4,57	9,25
VT5	1610,87	1,725	4,67	8,06
VT6	1616,42	1,725	4,69	8,09
VT7	1851,77	2,025	4,57	9,25
				<b>69,01</b>

Tableau VIII.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	1852,95	2,325	3,98	9,25
VL2	2029,88	2,225	4,56	10,15
VL3	2035,08	2,225	4,57	10,17
VL4	1855,97	2,325	3,99	9,28
VL5	1895,98	2,225	4,26	9,48
VL6	1902,02	2,225	4,27	9,50
				<b>57,83</b>

Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 126,84 \text{m}^2$$

Avec :  $S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

## 2) Semelles filantes sous poteaux

### Résultantes des charges :

Le calcul se fera sur la file du portique le plus sollicité (sur ETABS il est nommé : C6)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns (KN)	M <sub>i</sub>	e <sub>i</sub> m	N × e <sub>i</sub>
POT 12	887,59	-3,409	-2,25	-1997,08
POT 13	840,98	-4,998	-7,25	-6097,105
POT 27	906,23	-2,933	+1.35	+1223,41
POT 35	843,91	+10,706	+7.25	+6118,35
Somme	3478,71	-0,634	/	-752,43

Tableau VIII.3: Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = -0,22 \text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

- Si  $e < \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.
- Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

$$e = -0,22 \text{m} < \frac{L}{6} = \frac{5,50}{6} = 0,92 \text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{906,23}{14,50} \times \left(1 - \frac{6 \times -0,22}{14,50}\right) = 68,19 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{906,23}{14,50} \times \left(1 + \frac{6 \times -0,22}{14,50}\right) = 56,81 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{906,23}{14,50} \times \left(1 + \frac{3 \times -0,22}{14,50}\right) = 59,65 \text{KN} / \text{m}^2$$

### 3) Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{59,65}{200} = 0,30 \text{m}$$

On prend :  $B = 0,30 \text{ m}$ .

On aura donc :  $S = 0,30 \times 14,50 = 4,35 \text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 4,35 \times 9 + 126,84 = 166 \text{m}^2$$

**Avec :**  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

### 4) Conclusion :

- La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = (14,50 \times 21,65) - (2 \times (1,30 \times 3,60)) = 304,57 \text{m}^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal :  $S_t = 166 \text{m}^2$

Après le calcul :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{166}{304,57} \times 100 = 54,50\% ; (S_t > 50\% S_{\text{bat}})$$

$$S_t > 50\% S_{\text{bat}}$$

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment (54,50%) donc on opte pour **un radier partiel**.

#### VIII.2.1.3) Etude du radier :

Les radiers dalles sont des fondations planes : il s'agit, en quelque sorte, de planchers inversés en béton armé dont la totalité de la surface participe à la répartition des charges sur le sol.

Leur épaisseur, de plusieurs dizaines de centimètres, dépend :

- des charges apportées par l'ouvrage ;
- de l'espacement des éléments porteurs ;
- de la consistance du sol.

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.

### 1) Pré dimensionnement du radier :

#### Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

#### Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

**Avec :**

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{\max} = 550 \text{ cm} \rightarrow 0,69 \text{ cm} \leq h \leq 1,1 \text{ cm}$$

On prend :  $h_v = 75 \text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{550}{20} = 27,50 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On prend : } h_d = 40 \text{ cm}$$

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On prend : } h_n = 60 \text{ cm}$$

#### Selon la condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

**Avec :**

$L_e$  : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ;  $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$ , donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,50}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,18 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h = 120 \text{ cm}$$

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 120 \leq b_n \leq 0,7 \times 120$$

$$\Rightarrow 48 \text{ cm} \leq b_n \leq 84 \text{ cm}$$

Soit :  $b_n = 60 \text{ cm}$ .

### Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

$h_{rad} = 120 \text{ cm}$  : hauteur du radier.

$h_d = 40 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle

$b_n = 60 \text{ cm}$  : largeur de la nervure

## 2) Détermination des efforts :

### Poids de la superstructure

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

Charges permanentes  $G = 33845,49 \text{ KN}$ .

Charges d'exploitation  $Q = 6997,53 \text{ KN}$ .

### Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 56187,71 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 40843,02 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{56187,71}{1,33 \times 200} = 211,23 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{40843,02}{1,33 \times 200} = 153,55 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 304,57 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 211,23 \text{ m}^2.$$

### Remarque:

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

Soit un débord de :  $L_{\text{déb}} = 60\text{cm}$ .

$$S_{\text{d}} = (14,5 \times 0,6) \times 2 + (22,95 \times 0,6) \times 2 - (1,30 + 3,6) \times 0,6 \times 2 = 39,06 \text{ cm}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 304,57 + 39,06 = 343,63 \text{ m}^2$   
 $S_{\text{rad}} = 343,63 \text{ m}^2$ .

### 3) Détermination des efforts à la base du radier :

#### a) Charges permanentes :

**Poids du bâtiment :**  $G_{\text{bat}} = 33845,49 \text{ KN}$  (Tiré à partir du logiciel ETABS)

#### ▪ Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle :  $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (343,63 \times 0,4) \times 25 = 3436,30 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 3436,30 \text{ KN}$$

Poids de la nervure :  $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,6 \times (0,6) \times 21,65 \times 6) + (0,6 \times (0,6) \times 14,50 \times 9)] \times 25$$

$$P_n = 2343,60 \text{ KN}$$

#### ▪ Poids de T.V.O:

$P_{\text{T.V.O}} = [ (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,6 \times 21,65 \times 6) + (0,6 \times 14,5 \times 9) = 156,24 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(343,63 - 156,24) \times (1,20 - 0,4)] \times 17 = 2548,50 \text{ KN}.$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 2548,50 \text{ KN}.$$

#### ▪ Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 343,63 \times 0,1 \times 25 = 859,08 \text{ KN}. \quad (e_p = 10\text{cm}).$$

$$P_{\text{df}} = 859,08 \text{ KN}$$

#### ▪ Poids totale du radier:

$$G_{\text{rad}} = 3436,30 + 2343,60 + 2548,50 + 859,08 = 9187,48 \text{ KN}$$

#### b) Charges d'exploitation :

Surcharges du bâtiment :  $Q_{\text{bat}} = 6997,53 \text{ KN}$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{\text{rad}} = 3,5 \times 304,57 = 1066 \text{ KN}$$

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 9187,48 + 33845,49 = 43032,97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 1066 + 6997,53 = 8063,53 \text{ KN}$$

❖ **Combinaisons d'action :**

$$\underline{A'ELU}: N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 70189,80 \text{ KN}$$

$$\underline{A'ELS}: N_s = G + Q = 51096,50 \text{ KN}$$

4) **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,19 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,60 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré et  $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21,65 \times 14,50^3}{12} + \frac{3,60^3 \times 1,30}{12} = 5505,33 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14,50 \times 21,65^3}{12} + \frac{1,30^3 \times 3,60}{12} = 12262,64 \text{ m}^4.$$

a. **Vérifications :**

a. **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{65888,54 \times 1}{343,63} \times \frac{5,50}{2} = 527,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{527,29 \times 10^3}{360 \times 1000} = 1,46 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

**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 :

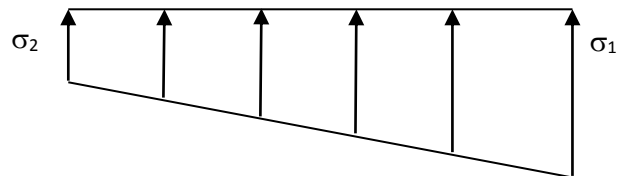


Fig VIII.3 : Diagramme des contraintes

**À l'ELU** :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$  (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

**Combinaison sismique** :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$  (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

**À l'ELS** :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

**Avec :**  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$N_u = 70189,80 \text{ KN}; \quad N_s = 51096,50 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal**

**À l'ELU**:  $M_X = 21,836 + 1442,98 \times 1,20 = 1753,41 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{70189,80}{343,63} + \frac{1753,41}{12262,64} \times 11,19 = 208,77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{70189,80}{343,63} - \frac{1753,41}{12262,64} \times 11,19 = 202,66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 208,77 + 202,66}{4} = 207,24 \text{KN} / \text{m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**A l'ELS:**  $M_X = 21,836 + 1442,98 \times 1,20 = 1753,41 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51096,50}{343,63} + \frac{1753,41}{12262,64} \times 11,19 = 150,30 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51096,50}{343,63} - \frac{1753,41}{12262,64} \times 11,19 = 147,10 \text{KN} / \text{m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 150,30 + 147,10}{4} = 149,50 \text{KN} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

**A l'ELU:**  $M_y = 15256,876 + 1509,91 \times 1,20 = 17068,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{70189,80}{343,63} + \frac{17068,77}{5505,33} \times 7,60 = 227,82 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{70189,80}{343,63} - \frac{17068,77}{5505,33} \times 7,60 = 180,70 \text{KN} / \text{m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 227,82 + 180,70}{4} = 216,04 \text{KN} / \text{m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**A l'ELS:**  $M_y = 15256,876 + 1509,91 \times 1,20 = 17068,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{51096,50}{343,63} + \frac{17068,77}{5505,33} \times 7,60 = 172,26 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{51096,50}{343,63} - \frac{17068,77}{5505,33} \times 7,60 = 125,13 \text{KN} / \text{m}^2$$

**D'où**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 172,26 + 125,13}{4} = 160,48 \text{KN} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**CONCLUSION :** Toutes les contraintes sont vérifiées.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Contrainte		ELU			ELS		
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$
sens	Long	208,77	202,66	207,24	150,30	147,10	149,50
	Trans	227,82	180,70	216,04	172,26	125,13	160,48

Tableau VIII.4 : vérification des contraintes

**c. Vérification au poinçonnement :** (BAEL99 Art A.5.2 4)

❖ **Vérification pour les voiles:**

On considère une bande de 1 ml du voile

$$N_u = 1248,47 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0,25 + 1 + 2 \times 1,20) \times 2 = 7,30 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 7,30 \times 1,20 \times 25000}{1,5} = 10220 \text{ KN}$$

$$N_u = 1248,47 \text{ KN} < \bar{N}_u = 10220 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**d. Vérification à l'effort sous pressions :**

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier ; P = 9187,48 KN.

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m<sup>3</sup>

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,20 m.

$\alpha$ : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 343,63 \times 10 \times 1,20 = 6185,34 \text{ KN}$$

$$P = 9187,48 \text{ KN} >$$

$$6185,34 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Ferrailage du radier :**

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

**1. Ferrailage de la dalle :**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

On distingue deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$   $\Rightarrow$  La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

- **2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $0,4 < \alpha \leq 1$   $\Rightarrow$  Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

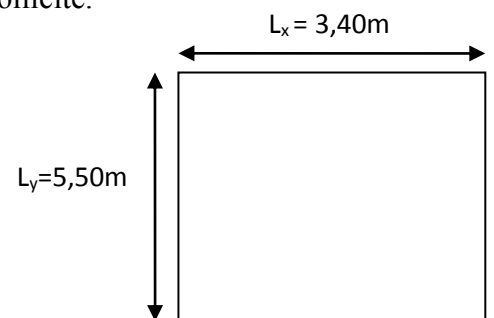
Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de *PIGEAUD*.

Avec :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $(L_x < L_y)$

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

*Identification du panneau le plus sollicité :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{5,5} = 0,62$$



$0,4 < \rho \leq 1$   $\Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**A l'ELU :**  $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (216,04 - \frac{9187,48}{343,63}) \times 1m = 189,30KN/ml$

**A l'ELS :**  $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (160,48 - \frac{9187,48}{343,63}) \times 1m = 133,73 KN/ml.$

**Calcul à l'ELU :**

**Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$\nu = 0 ; \rho = 0,62 \rightarrow \mu_x = 0,0785$   
 $\mu_y = 0,330$

On aura donc :  $\begin{cases} M_x = 0,0785 \times 189,30 \times 3,40^2 = 171,78KN.m \\ M_y = 0,330 \times 171,78 = 56,69KN.m \end{cases}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis de rive et (0,30) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

➤ **Ferraillage dans le sens x-x :****Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 171,78$$

$$M_{ua} = 85,89 \text{KNm}$$

**Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 171,78$$

$$M_{ut} = 128,84 \text{KN.m}$$

**Moments aux appuis de rives :**

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 171,78$$

$$M_{ua} = 51,53 \text{KNm}$$

• **Aux appuis :**  $\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85,89 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires :

$$\mu_u = 0,047 \Rightarrow \beta_u = 0,975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{85,89 \times 10^3}{0,975 \times 36 \times 348} = 7,03 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 7,03 \text{cm}^2/\text{ml} .$$

Soit :  $A_{ua} = 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,24 \text{cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $St = 20 \text{ cm}$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{128,84 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,07 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,07 \Rightarrow \beta_u = 0,964$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{128,84 \times 10^3}{0,964 \times 36 \times 348} = 10,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 10,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{ut} = 6\text{HA16/ml} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Ferraillage dans le sens y-y :**

**Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 56,69$$

$$M_{ua} = 28,35 \text{ KNm}$$

**Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 56,69$$

$$M_{ut} = 42,52 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis de rive :**

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 56,69$$

$$M_{ua} = 17,01 \text{ KNm}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,35 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,0154 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0154 \Rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28,35 \times 10^3}{0,993 \times 36 \times 348} = 2,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{ua} = 6\text{HA14/ml} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $St = 20 \text{ cm}$ .

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42,52 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,0231 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0231 \Rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42,52 \times 10^3}{0,988 \times 36 \times 348} = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{ut} = 6\text{HA16/ml} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $St = 20 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures inférieures	6 HA14 (St= 20cm)	6 HA14 (St = 25 cm)
Armatures supérieures	6 HA16 (St = 20cm)	6HA16 (St = 20 cm)

Tableau VIII.5 : ferrailage du radier

➤ **Vérification à l'ELU :**

**Vérification de la condition de non fragilité :**

Avec :  $A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left( \frac{3-\rho}{2} \right)$

$\delta_o = 0,8\text{‰}$  pour les HA

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left( \frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \left( \frac{3-0,62}{2} \right) = 3,81 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 9,24 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 9,24 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

• **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 12,06 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 12,06 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

• **Espacements des armatures : (BAEL91/A.8.2,42) :**

L'écartement maximal des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels « h » désigne l'épaisseur totale de la dalle :

$$\text{Sens } x-x : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{120; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens } y-y : S_t = 15 \text{ cm} \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = S_t = \min\{160; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

**Avec :**

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{189,30 \times 5,5}{2} = 520,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{520,58 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

**Vérification à l'ELS :**

• **Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$\nu = 0,2 ; \rho = 0,62 \rightarrow \mu_x = 0,0837$$

$$\mu_y = 0,497$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,0837 \times 133,73 \times 3,40^2 = 129,39 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,497 \times 129,39 = 64,31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

## ➤ Sens X-X :

**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 129,39$$

$$M_{ua} = 64,70 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis de rives :**

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 129,39$$

$$M_{ua} = 38,82 \text{ KNm}$$

**Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 129,39$$

$$M_{ut} = 97,04 \text{ KN.m}$$

## ➤ Sens Y-Y :

**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 64,31$$

$$M_{ua} = 32,16 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 64,31$$

$$M_{ut} = 48,23 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis de rives :**

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 64,31$$

$$M_{ua} = 19,29 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \min\{0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\} = 164,97 \text{ MPa}$$

Sens		M <sub>s</sub>	A <sub>u</sub>	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub>	Obs
X-X	Appui	64,70	9,42	0,11	0,945	75,91	76,00	1,00	15	C.V
	travée	97,04	12,06	0,17	0,933	59,63	73,71	1,24	15	C.V
Y-Y	Appui	32,16	9,24	0,11	0,945	75,91	37,78	0,50	15	C.V
	travée	48,23	12,06	0,17	0,933	59,63	36,64	0,61	15	C.V

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes

## 2. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 60\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

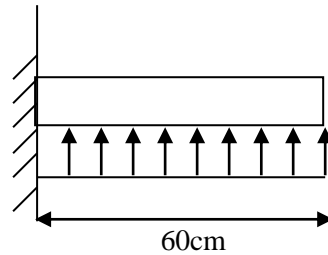


Fig VIII.5: Schéma statique du débord

$$\text{A l'ELU : } M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-189,30 \times 0,6^2}{2} = -34,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-133,73 \times 0,6^2}{2} = -24,07 \text{ KN.m}$$

### ❖ Calcul des armatures :

#### a. Armatures principales :

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 36 \text{ cm ; } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{34,07 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,0185 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,0185 \Rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{34,07 \times 10^3}{0,991 \times 36 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

#### b. Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit : } A_r = 4 \text{ HA10 /ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ❖ Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : **4HA12/ml = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml.**

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34,07}{24,07} = 1,43$$

$$\mu_s = 0,013 \Rightarrow \alpha = 0,465$$

$$\alpha = \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

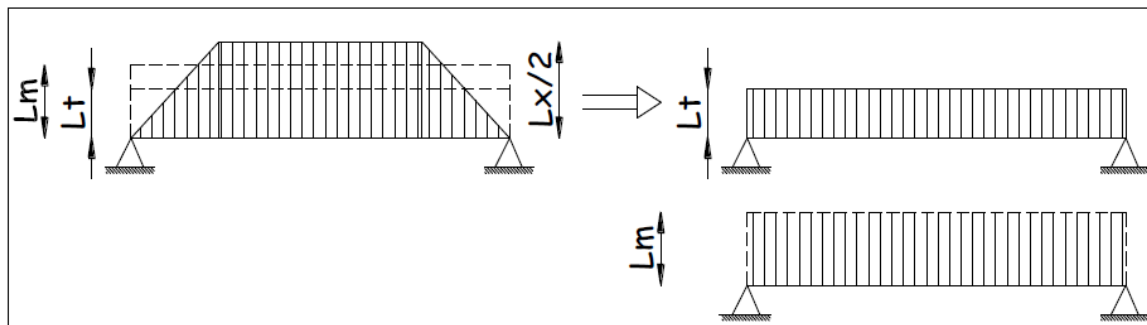
Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**3. Ferrailage de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 120 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Détermination des efforts :**

$$\text{Effort tranchant : } Lt = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

$$\text{Moment fléchissant : } Lm = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

**Sens X-X :**

$$Lt = 5.50 (0.5 - 0.62/4) = 1.90 \text{ m}$$

$$Lm = 5.50 (0.5 - 0.62^2/6) = 2.40 \text{ m}$$

**Sens Y-Y :**

$$Lt = 3.40 (0.5 - 0.62/4) = 1.17 \text{ m}$$

$$Lm = 3.40 (0.5 - 0.62^2/6) = 1.48 \text{ m}$$

**Détermination des chargements :**

$$ELU : q_u = 189,30 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = 133,73 \text{ KN/m}$$

- **Sens XX :**

- Pour les moments :

$$Q_u = 189.30 \times 2.40 \times 2 = 908.64 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 133.73 \times 2.40 \times 2 = 641,90 \text{ KN/m}$$

- Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 189.30 \times 1.90 \times 2 = 719.34 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 133.73 \times 1.90 \times 2 = 508.17 \text{ KN/m}$$

- **Sens YY :**

- Pour les moments :

$$Q_u = 189.30 \times 1.48 \times 2 = 560.33 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 133.73 \times 1.48 \times 2 = 395.84 \text{ KN/m}$$

- Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 189.30 \times 1.17 \times 2 = 442.96 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 133.73 \times 1.17 \times 2 = 312.93 \text{ KN/m}$$

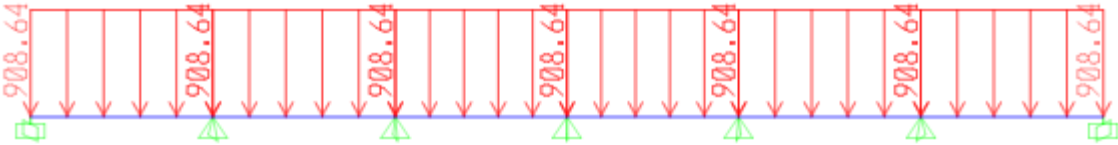


Fig VIII.6.chargement a l'ELU pour les moments (sens longitudinal)

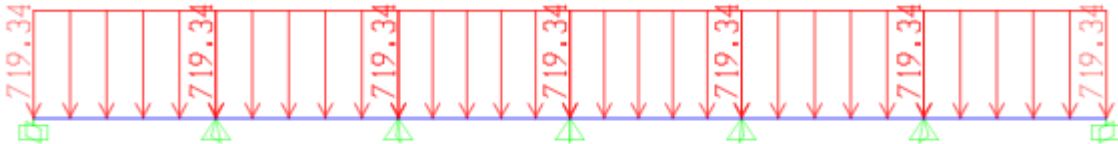


Fig VIII.7.chargement a l'ELU pour les efforts tranchant (sens longitudinal)

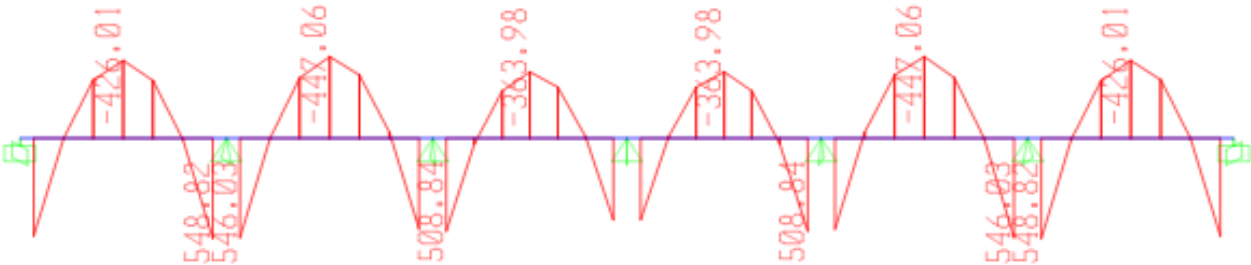


Fig VIII.8.Diagrammes des moments à l'ELU (sens longitudinal)

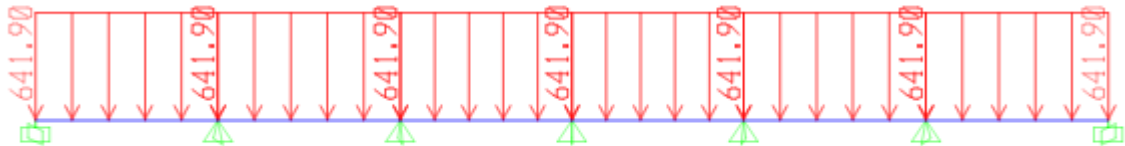


Fig VIII.9.chargement a l'ELS pour les moments (sens longitudinal)

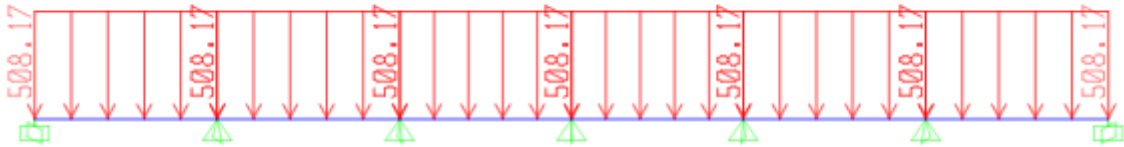


Fig VIII.10.chargement a l'ELS pour les efforts tranchant (sens longitudinal)

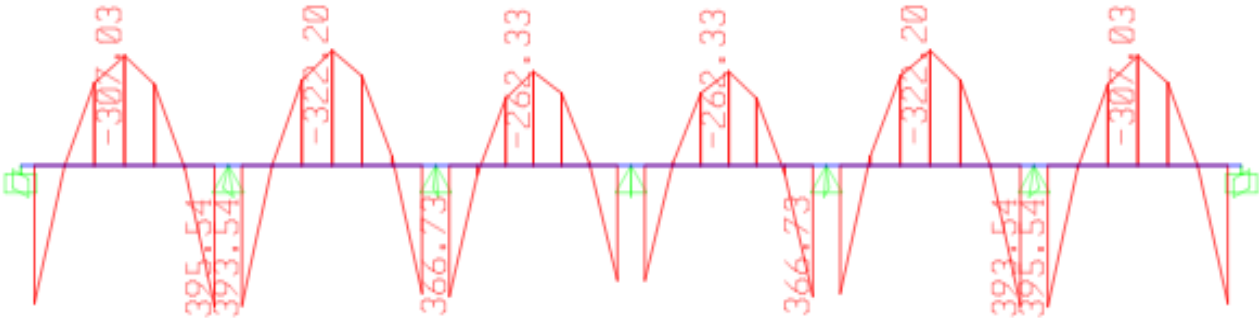


Fig VIII.11.Diagrammes des moments à l'ELS (sens longitudinal)

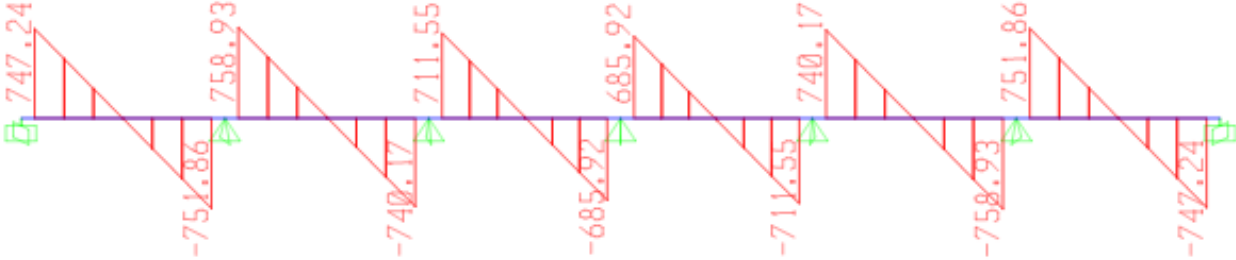


Fig VIII.12.Diagrammes des efforts à l'ELS (sens longitudinal)

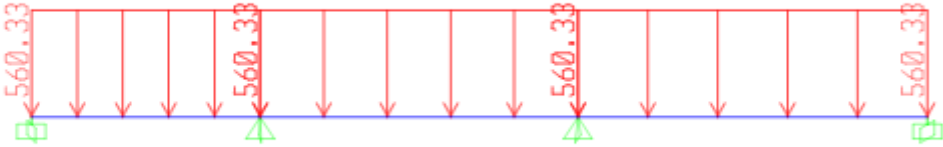


Fig VIII.13.chargement a l'ELU pour les moments (sens transversal)

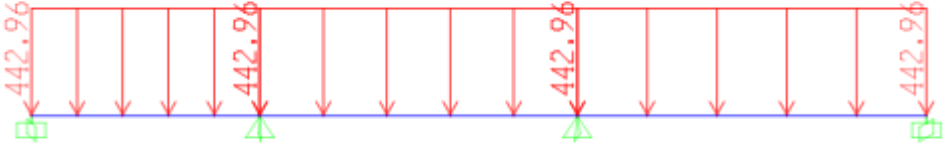


Fig VIII.14.chargement a l'ELU pour les efforts tranchant (sens transversal)

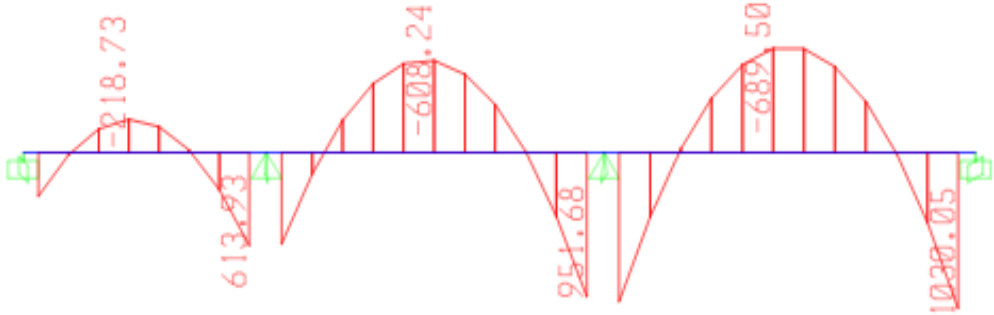


Fig VIII.15 .Diagrammes des moments à l'ELU (sens transversal)

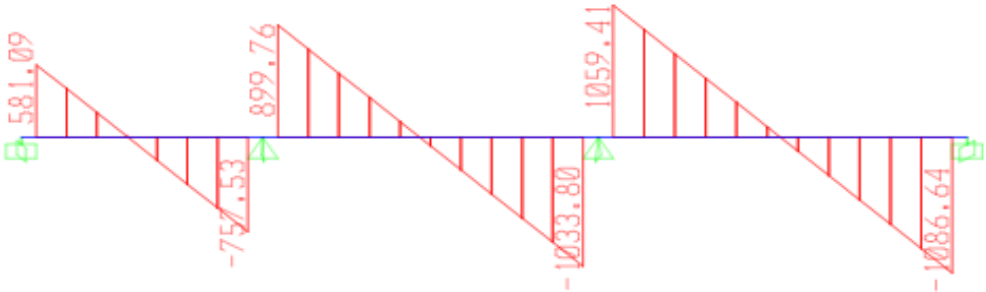


Fig VIII.16 .Diagrammes des efforts à l'ELU (sens transversal)

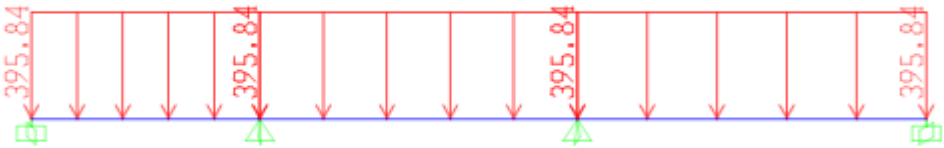


Fig VIII.17.chargement a l'ELS pour les moments (sens transversal)

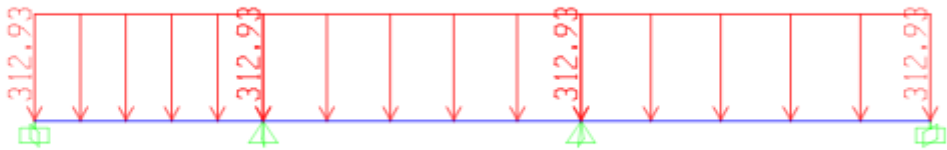


Fig VIII.18.chargement a l'ELS pour les efforts tranchants (sens transversal)

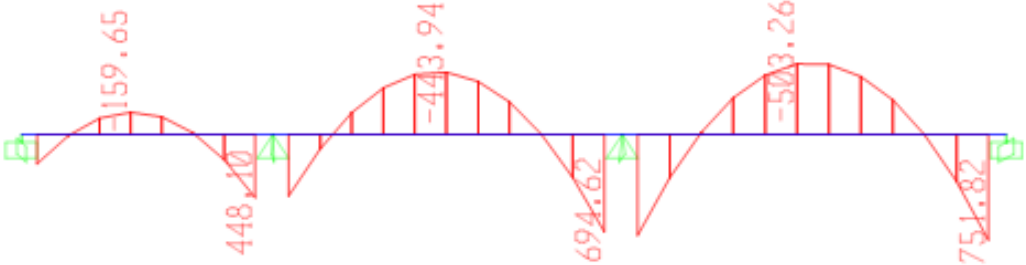


Fig VIII.19. Diagrammes des moments à l'ELS (sens transversal).

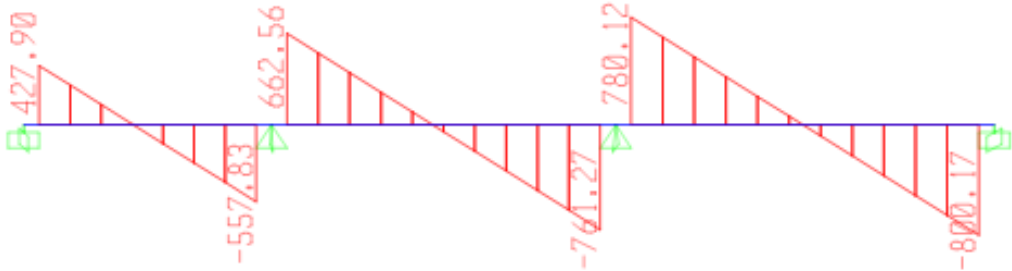


Fig VIII.20. Diagrammes des efforts à l'ELS (sens transversal).

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens Longitudinal	$M_a$ (KN. m)	548,82	395,54
	$M_t$ (KN .m)	447,06	322,20
	T (KN)	1047,42	758,93
Sens transversal	$M_a$ (KN .m)	1030,05	751,82
	$M_t$ (KN. m)	689,50	506,26
	T (KN)	1086,64	800,17

Tableau VIII.7 : sollicitation dans les nervure

Calcul des armatures :

- **Sens longitudinal X-X :**

$$M_t^{\max} = 447,06 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 548,82 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}; h = 120 \text{ cm}; d = 117 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{548,82 \times 10^3}{60 \times 117^2 \times 14,2} = 0,047 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,047 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{548,82 \times 10^3}{0,975 \times 117 \times 348} = 23,82 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20+5HA16 = 25,75 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **St = 20 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{447,06 \times 10^3}{65 \times 117^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,035 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{447,06 \times 10^3}{0,982 \times 117 \times 348} = 11,18 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20+2HA16 = 19,72 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **St = 20 cm.**

- **Sens transversal Y-Y :**

$$M_t^{\max} = 689,50 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 1030,05 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm, } h = 120 \text{ cm, } d = 117 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1030,05 \times 10^3}{65 \times 117^2 \times 14,2} = 0,082 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,082 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1030,05 \times 10^3}{0,957 \times 117 \times 348} = 25,44 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20+5HA16 = 25,75 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 20 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{689,50 \times 10^3}{65 \times 117^2 \times 14,2} = 0,055 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA)..

$$\mu_u = 0,055 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{689,50 \times 10^3}{0,971 \times 117 \times 348} = 17,44 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20+2HA16 = 19,72 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec : **S<sub>t</sub> = 20cm.**

Les résultats des ferraillements sont résumés dans les tableaux qui suivent :

		M <sub>u</sub>	μ	Obs	β	As	A adopté
<b>Sens X-X</b>	<b>Appui</b>	548,82	0,047	<b>SSA</b>	0,975	25,75	5HA20+5HA16
	<b>travée</b>	447,06	0,035	<b>SSA</b>	0,982	19,72	5HA20+2HA16
<b>Sens Y-Y</b>	<b>Appui</b>	1030,05	0,082	<b>SSA</b>	0,957	25,75	5HA20+5HA16
	<b>travée</b>	689,50	0,055	<b>SSA</b>	0,971	19,72	5HA20+2HA16

Tableau VIII.8 : ferraillement des nervure.

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 117 \times 2,1}{400} = 9,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

✓ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

- **Espacement des armatures :**

**Zone nodal :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{30 ; 24\}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 8 \cdot 65 = 1,44 \text{ cm}^2$$

Soit :

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

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 1086,64 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1086,64 \times 10^3}{600 \times 1170} = 1,55 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

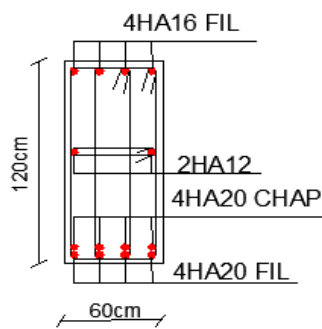
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \leq \bar{\sigma}_s = \min \{0,5 f_e ; 90 \sqrt{f_{t28}}\} = 164,97 \text{ MPa}$$

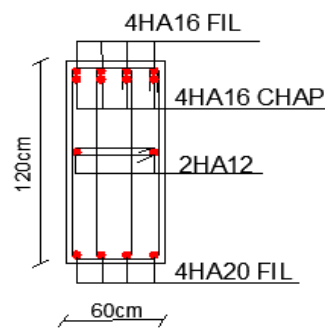
Sens		$M_s$	$A_u$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	395,54	25,75	0,339	0,909	39,95	131,29	3,29	15	C.V
	travée	322,20	19,72	0,259	0,923	49,93	272,34	5,45	15	C.V
Y-Y	Appui	751,82	25,75	0,339	0,909	39,95	274,53	6,87	15	C.V
	travée	503,26	19,72	0,259	0,923	49,93	236,32	4,73	15	C.V

Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes

### sens X-X

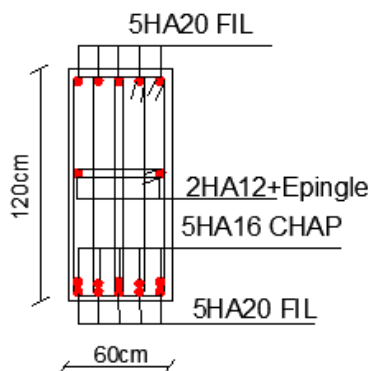


en appuis

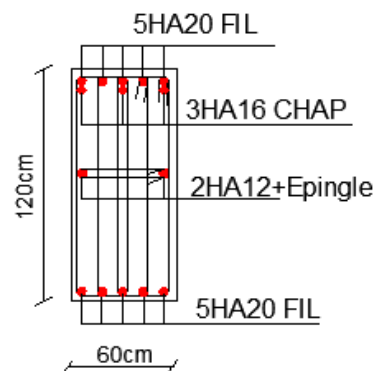


en travée

### sens Y-Y



en appuis



en travée

Fig VIII.21.: ferrailage de la longrine.

### VIII.3) Etude de la semelle filante :

Dans la zone deux nous avons une seule file de poteaux alors dans ce cas on se propose de faire une semelle filante pour

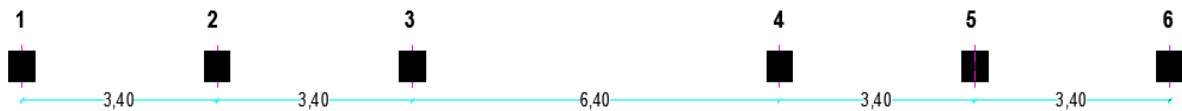


Fig VIII.22.: file de poteaux et numérotation

#### 1) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges :  $\mathbf{R} = \sum N_i$ .
- Détermination des coordonnées de la structure  $\mathbf{R}$  :

$$e = \frac{\sum N x e + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle.
  - ❖  $e \leq \frac{L}{6}$   $\implies$  répartition trapézoïdale.
  - ❖  $e > \frac{L}{6}$   $\implies$  répartition triangulaires.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur de la semelle (B)

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

## a) Détermination de la résultante des charges :

pot	N <sub>i</sub> (KN)	M <sub>i</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	: N <sub>i</sub> * e <sub>i</sub>
1	737,58	4,15	10,00	7375,8
2	789,63	3,46	6,60	5219,45
3	540,24	1,77	3,20	1734,17
4	540,8	1,80	-3,20	-1730,5
5	790,14	3,54	-6,60	-5222,82
6	737,97	4,26	-10,00	-7387,07
<b>somme</b>	<b>4136.36</b>	<b>18,98</b>	<b>0</b>	<b>-10,97</b>

Tableau VIII.10 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux ELS

## b) Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$R = \sum N_i = 4136.36 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i x_i + \sum M_i}{R} = 0,0024 \text{ m}$$

$$e = 0,0024 \text{ m} < \frac{L}{6} = 20,00/6 = 3,33 \text{ m} \implies \text{répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4136,36}{20,00} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,0024}{20,00} \right) = 206,76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4136,36}{20,00} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,0024}{20,00} \right) = 206,46 \text{ KN/m}^2$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4136,36}{20,00} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0,0024}{20,00} \right) = 206,68 \text{ KN/m}^2$$

## c) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{206,68}{200} = 1,03 \text{ m on prendra } B = 1,50 \text{ m}$$

Et on doit avoir la même contrainte dans le sol des fondations (radier –semelle filante) pour éviter le tassement différentielle

## d) Calcul de hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec : B : largeur de la semelle.

h<sub>s</sub> : Hauteur de la semelle.

b : largeur du poteaux dans le sens considérer.

$$h_s \geq \frac{180 - 45}{4} + 5 \text{ cm} = 38,75 \text{ cm} \text{ on adoptera } h_s = 40 \text{ cm}$$

Les sections adoptées sont :

$$L = 20,00 \text{ m}$$

$$B = 1,50 \text{ m}$$

$$h_s = 40 \text{ cm}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

## 2) Etude de la poutre de rigidité :

### a) Dimensionnement :

$$\text{Il faut que la hauteur : } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{La largeur : } \frac{h_p}{3} \leq b_p \leq \frac{2h_p}{3}$$

$L$  étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 6,40 \text{ m} \implies \frac{6,40}{9} \leq h_p \leq \frac{6,40}{6} \implies 0,71 \text{ m} \leq h_p \leq 1,06 \text{ m}$$

On prendra :  $h_p = 90 \text{ cm}$

$$\frac{90}{3} \leq b_p \leq \frac{2(90)}{3} \implies 30 \leq b_p \leq 60$$

On prendra :  $b_p = 45 \text{ cm}$

### b) Ferrailage de la poutre de rigidité :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur six appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Calcul de la charge uniforme à l'ELU :

pot	$N_i$ (KN)	$M_i$ (KN.m)	$e_i$ (m)	$N_i * e_i$
1	1016,77	5,852	10,00	10167,7
2	1085,89	4,856	6,60	7166,874
3	741,81	2,5	3,20	2373,79
4	742,58	2,553	-3,20	-2376,25
5	1086,6	4,97	-6,60	-6736,92
6	1017,32	6,002	-10,00	-10173,2
<b>somme</b>	<b>5690,97</b>	<b>26,73</b>	<b>0</b>	<b>421,45</b>

Tableau VIII.11 : sollicitation revenant aux poteaux ELU

$$q_U = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5690,97}{20,00} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0,0024}{20,00} \right) = 286,59 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4136,36}{20,00} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0,0024}{20,00} \right) = 207,56 \text{ KN/m}^2$$

Après avoir trouver la sollicitation revenant à la semelle filante on passe à la modélisation sous ETABS.

**c) Modélisation de la poutre de rigidité sous ETABS a L'ELU :**

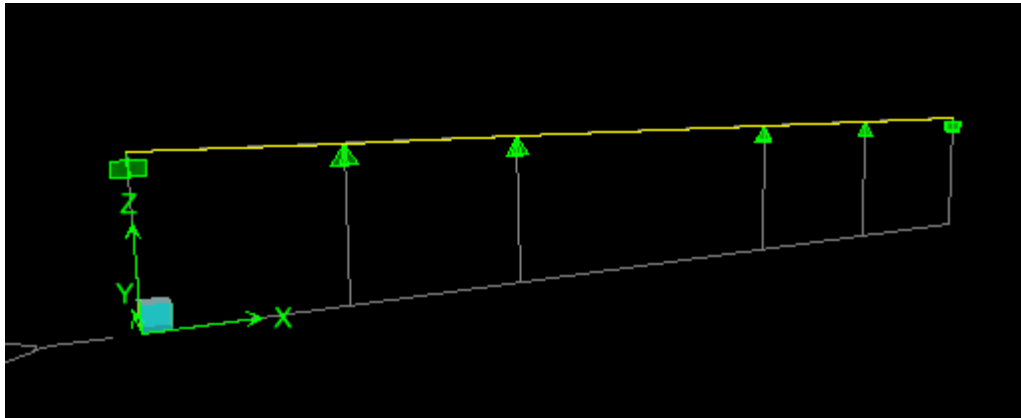


Fig VIII.23.: schéma statique des charges de la poutre de rigidité



Fig VIII.24. diagramme des moments fléchissants.

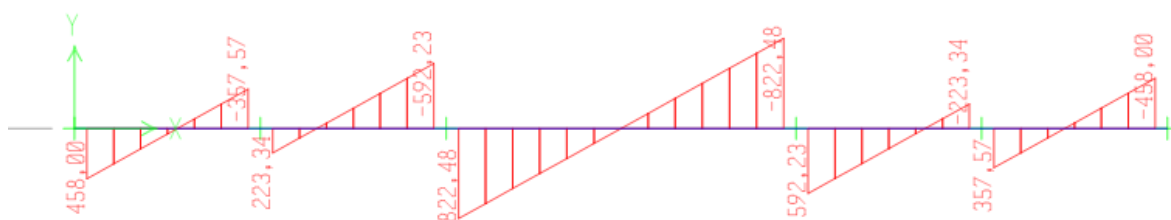


Fig VIII.25. diagramme des efforts tranchants.

## d). Calcul des armatures :

Aux appuis :

Appuis	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	nature	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	A (adoptée)	ferrailage
1	207,44	<b>0,042</b>	0,979	S.S.A	7,02	8,04	4 HA 16
2	59,32	<b>0,012</b>	0,994	S.S.A	4,96	8,04	4 HA16
3	633,63	<b>0,132</b>	0,929	S.S.A	22,58	24,12	4 HA 16+8HA 16
4	633,63	<b>0,132</b>	0,929	S.S.A	22,58	24,12	4 HA 16+8HA 16
5	147,63	<b>0,012</b>	0,994	S.S.A	4,96	8,04	4 HA 16
6	207,44	<b>0,042</b>	0,979	S.S.A	7,02	8,04	4 HA 16

Tableau VIII.12 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée :

travée	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	nat	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	A (adoptée)	Ferrailage
1-2	167,36	<b>0,034</b>	0,966	S.S.A	5,63	8,04	4 HA 16
2-3	2,84	<b>0,0005</b>	0,999	S.S.A	0,09	8,04	4 HA 16
3-4	641,62	<b>0,133</b>	0,928	S.S.A	22,89	24,12	4 HA 16+ 8HA 16
4-5	2,84	<b>0,0005</b>	0,999	S.S.A	0,09	8,04	4 HA 16
5-6	167,36	<b>0,034</b>	0,985	S.S.A	5,63	8,04	4 HA 16

Tableau VIII.13 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

## c) Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 87 \times 2,1}{400} = 4,72 \text{ cm}^2$$

- aux appuis  $A_a$        $\Rightarrow$  condition vérifiée
- en travée  $A_t$        $\Rightarrow$  condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_u = \frac{822480}{450 \times 870} = 2,01 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2).

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{900}{35} ; 20 ; \frac{450}{10} \right\}$$

Avec :  $h_t$  : étant la hauteur totale de la poutre.

$\phi_\ell$  : Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \min \{25; 20; 45\}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales seront constituées de 2 cadres et d'un étrier ;

$$\text{Donc : } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL 91)**

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 87 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{78,3 ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend:  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

La section d'armature transversale doit vérifier :

$$\frac{A_{st} f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art A.5-1-23})$$

$$\frac{2,01 \times 400}{30 \times 25} = 1,072 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification selon le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)**

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- **Dans la zone nodale et en travée :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_\ell \right\}.$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{90}{4} ; 12 \times 2.0 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{22,5 ; 24\}.$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ mm}$

- **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

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

- **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement  $L_s \geq 40 \phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

**d) Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton :**

- **Dans le béton :** On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{K_1 \beta_1 d A_s}$$

- **Dans l'acier :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$  (Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

- **Diagramme des moments fléchissant a l'ELS :**

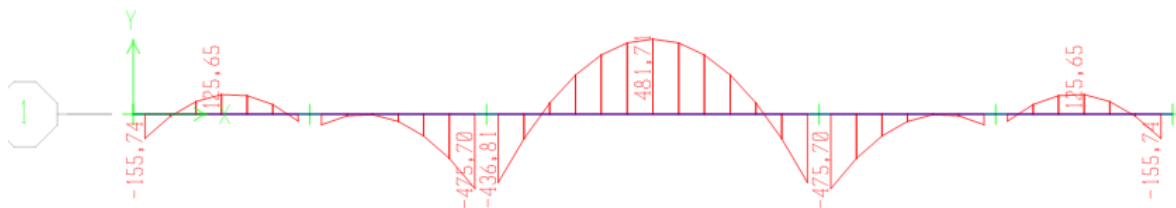


Fig VIII.26.: diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

**Aux appuis :**

Appuis	M (KN.m)	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
1	155,74	0,20	0,928	54,44	4,40	15	C.V
2	44,53	0,20	0,928	54,44	1,26	15	C.V
3	475,70	0,616	0,884	28,18	9,10	15	C.V
4	475,70	0,616	0,884	28,18	9,10	15	C.V
5	44,53	0,20	0,928	54,44	1,26	15	C.V
6	155,74	0,20	0,928	54,44	4,40	15	C.V

Tableau VIII.14 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée :

Travées	M (KN.m)	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
1-2	125,65	<b>0,20</b>	0,928	54,44	3,55	15	<b>C.V</b>
2-3	2,766	<b>0,20</b>	0,928	54,44	0,078	15	<b>C.V</b>
3-4	481,71	<b>0,616</b>	0,884	28,18	9,21	15	<b>C.V</b>
4-5	2,766	<b>0,20</b>	0,928	54,44	0,078	15	<b>C.V</b>
5-6	125,65	<b>0,20</b>	0,928	54,44	3,55	15	<b>C.V</b>

Tableau VIII.15 : vérification des contraintes on travée a ELS.

### 3) Ferrailage des armatures de flexion :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles :

$$A_B = \frac{N_{uf}}{8 d \sigma_{st}} (B - b) \quad \text{ou : } N_{uf} = B \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} \cdot 100$$

$A_B$  : est la section d'armature longitudinale donne par mètre linéaire (cm<sup>2</sup>/ml)

$$B = 1,40\text{m} \quad N_{uf} = 286,59 \text{ (1,40) } 1\text{m} = 515,86 \text{ KN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{515,86 \cdot 10}{8 \cdot 87 \cdot 348} (140 - 45) = 2,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend **6 HA 12 = 6.78 cm<sup>2</sup>/ml** avec  $e_s = 20 \text{ cm}$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_v}{4} \implies 1,695 \text{ cm}^2$$

On prend : **5,56 cm<sup>2</sup> soit 5HA12** avec  $e_s = 25 \text{ cm}$

### 4) Ferrailage de la longrine :

#### a) Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher son déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ Kn}$$

Avec :

$N$  : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S<sub>2</sub> ; zone IIa )

**b) Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- (25 cm x 30 cm) : site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>
  - (30 cm x 35 cm) : site de catégorie S<sub>4</sub>.
- On adoptera pour notre cas une section de (30x35) cm<sup>2</sup>.

✓ **Armature longitudinale :**

$$N_u = 1086,6 \text{ KN} \quad \alpha = 15 \quad (\text{Site : S}_2 ; \text{zone IIa})$$

$$F = \frac{1086,6}{15} = 72,44 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = 72,55/348 = 2,08 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A = 0,006 \times 35 \times 30 = 6,13 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de **A = 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>**

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{t \text{ min}}\right).$$

$$\phi_t \leq \min(1 ; 3 ; 1,2). \quad \implies \quad \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

On prendra :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  un cadre et étrier de HA8

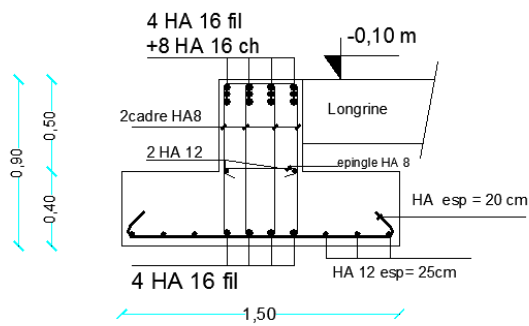
**c) Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

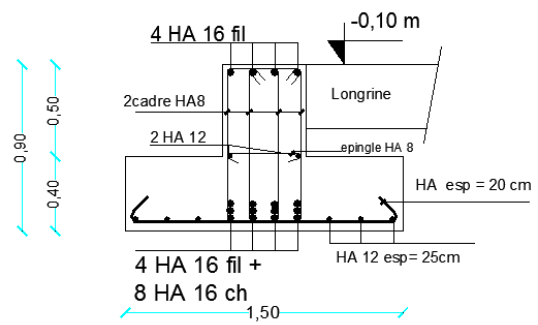
$$S \leq (20 ; 15\phi_t) \text{ cm}$$

$$S \leq (20 ; 18) \text{ cm}$$

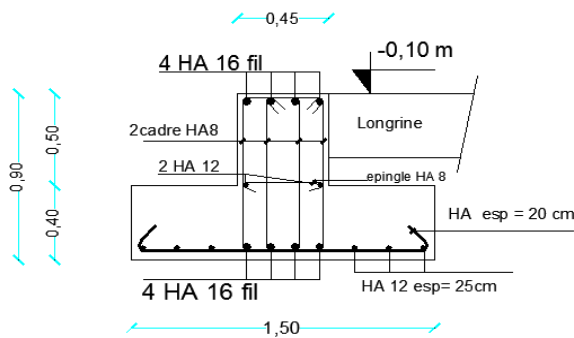
On adoptera comme espacement de 15 cm.



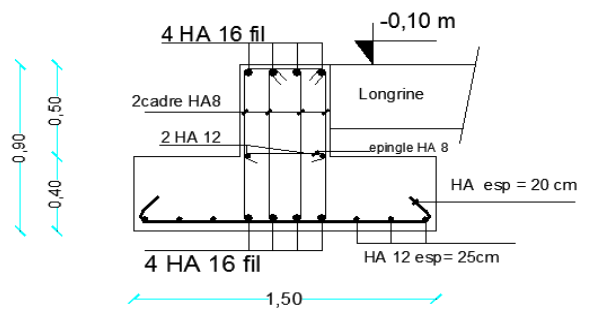
travee 3-4



Appuis 3 et 4



Appuis 1-2-5-6



travee 1-2, 2-3, 4-5, 5-6



**1) Contrainte de sollicitations :**

**a) Pre-dimensionnement du mur plaque :**

Notre mur va être étudié comme une poutre de 1 m de largeur. Sur appuis alors pour son Pre-dimensionnement nous allons utiliser la formule de pre-dimensionnement des poutres. Alors il nous reste à déterminer le **h**.

Hauteur des poutres : 
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91}).$$

$$\frac{5,20}{15} \leq h \leq \frac{5,20}{10} \rightarrow 0,34\text{m} \leq h \leq 0,52\text{ m}$$

Nous adoptons une épaisseur de 30 cm pour le mur plaque.

**b) Calcul de contrainte sous la semelle :**

$$\sigma = \frac{N_s}{B \times L} = \frac{4136,36}{20 \times 1,5} = 137,87 \text{ KN/m}^2$$

- Influence de la semelle filante sur le mur plaque : on utilisant la théorie de Rankine on peut estimer celle-ci :

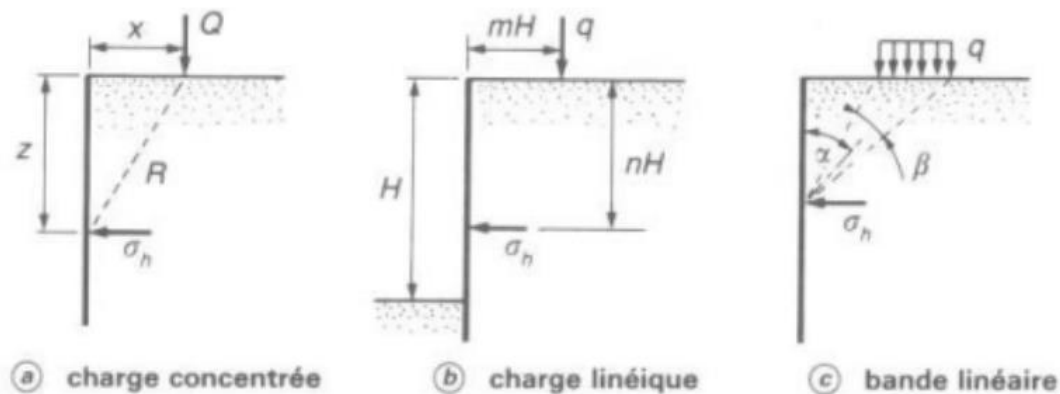


Fig IX.2) calcul de contrainte horizontale sur un écran apporté par des surcharges

- a :  $\sigma_h = \frac{3 Q}{2 \pi} x^2 \frac{z}{R^5}$
- b :  $\sigma_h = 1,27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}$  si  $m > 0,4$  et  $\sigma_h = 0,203 \frac{q}{H} \frac{m}{(0,16 + n^2)^2}$  si  $m < 0,4$
- c :  $\sigma_h = \frac{2 q}{\pi} [(\beta + \sin \beta) \sin^2 \alpha + (\beta - \sin \beta) \cos^2 \alpha]$

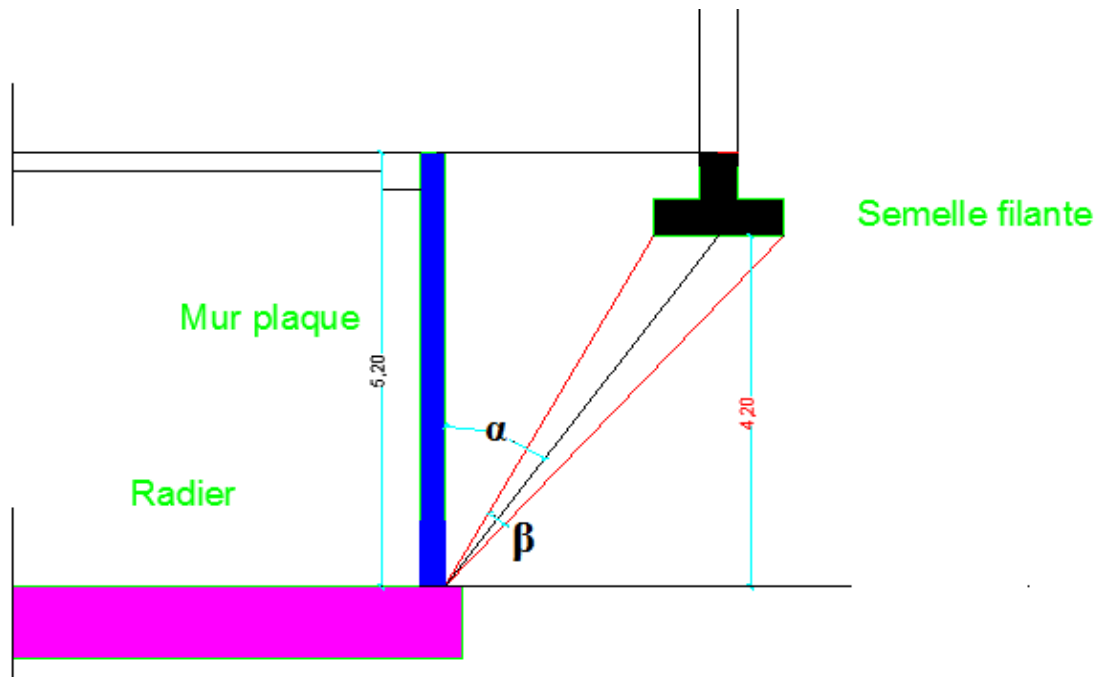


Fig IX.3) représentation des angle  $\alpha$  et  $\beta$ .

c) Estimation de la surcharge de la semelle sur l'écran :

Nous avons une charge uniformément repartis sous toute la longueur de la semelle filante .alors on va utiliser la 3<sup>eme</sup> formule :

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} [(\beta + \sin \beta) \sin^2(\alpha) + (\beta - \sin \beta) \cos^2(\alpha)]$$

AN :

Calcul de  $\alpha$  et  $\beta$  :

$$\tan \alpha = \frac{3,18}{4,40} \quad \alpha = 37^\circ \quad \text{et} \quad \beta = 13^\circ \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,227 \text{ rad}$$

$$\sigma_h = \frac{2 \times 137,87}{\pi} [(0,227 + 0,224) \sin^2(37) + (0,227 - 0,224) \cos^2(37)]$$

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (0,163) \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 0,104 q$$

$$\sigma_h = 14,26 \text{ kN/m}^2$$

**Pour le calcul du mur :**

- 1) Surface des terre est horizontale.
- 2) Parois verticale.
- 3) Pas de frottement entre le mur et les terres.
- 4) Sol pulvérulents.

On peut utiliser la théorie de JACKY pour déterminer les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V \quad \text{et} \quad K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

$$\text{Donc : } K_0 = 1 - \sin \varphi \quad \rightarrow \quad K_0 = 1 - \sin 35 = 0,426$$

## 2) Calcul des sollicitations :

On a deux contraintes à calculer la 1<sup>er</sup> à  $h = 0$  m, et la 2<sup>eme</sup> à  $h = 4,4$  m

$$0 \leq h \leq 5,20\text{m}$$

**ELU:**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35(\gamma \times h) + 1,5(q))$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,426 \times (1,5 \times 14,26) = 9,11 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 5,20 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,426 \times (1.35(18 \times 5,20) + 1,5(14,26)) = 62,94 \text{ KN/m}^2$$

**ELS:**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 ((\gamma \times h) + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,426 \times (14,26) = 6,07 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 5,20 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,426 \times ((18 \times 5,20) + 14,26) = 45,94 \text{ KN/m}^2$$

## 3) Calcul de la charge due ou contraintes :

$$\text{ELU : } Q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{2} \rightarrow Q_u = 49,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELs : } Q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{2} \rightarrow Q_s = 35,97 \text{ KN/ml}$$

## IX.3) Ferrailage du mur plaque :

### 1) modélisation :

Le mur plaque sera considéré comme une poutre continue sur appuis encastres au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres. Il sera modélisé avec le logiciel **ETABS**.

2) **Schéma statique**

Sens (x-x) :

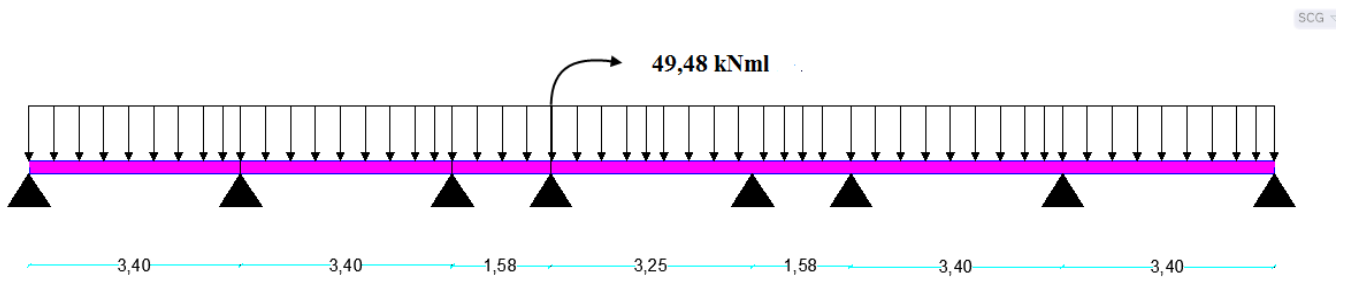


Fig IX.4) schémas statique du mur plaque.

Sens (y-y):

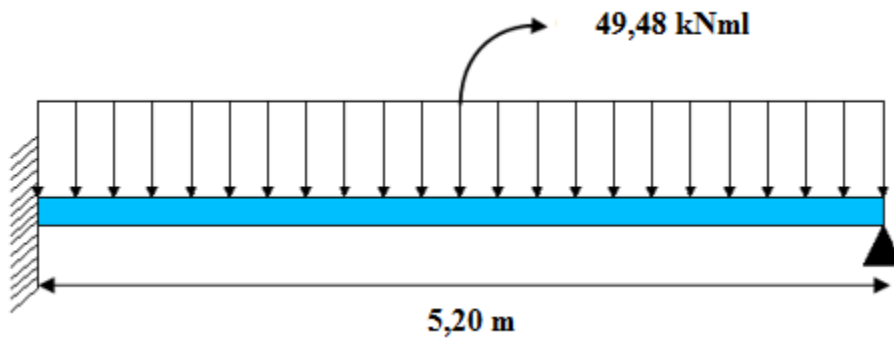


Fig IX.5) schémas statique du mur plaque.

Les résultats du logiciel sont représentés dans les figures ci-après :

➤ **Sens x-x**

**ELU:**

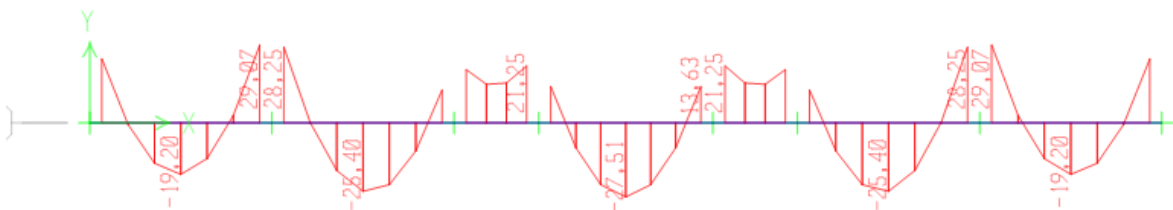


Fig IX.6) Diagramme du moment flechissant a ELU

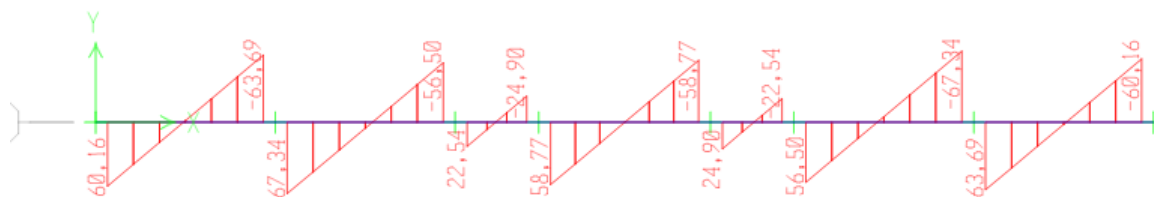


Fig IX.7) Diagramme des efforts tranchant.

**ELS :**

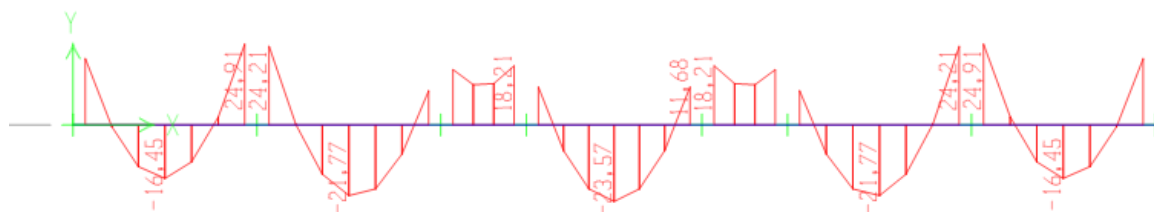


Fig IX.8) Diagramme de moment flechissant a ELS.

➤ **Sens y-y**

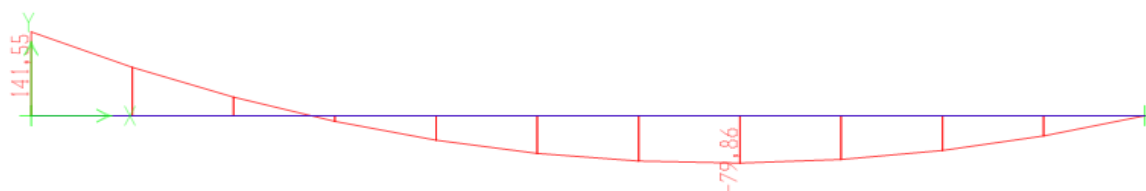


Fig IX.9) Diagramme de moment flechissant a ELU

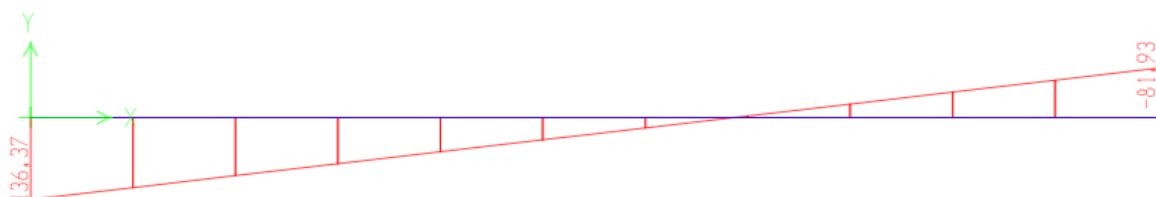


Fig IX.10) Diagramme des efforts tranchant.

ELS :

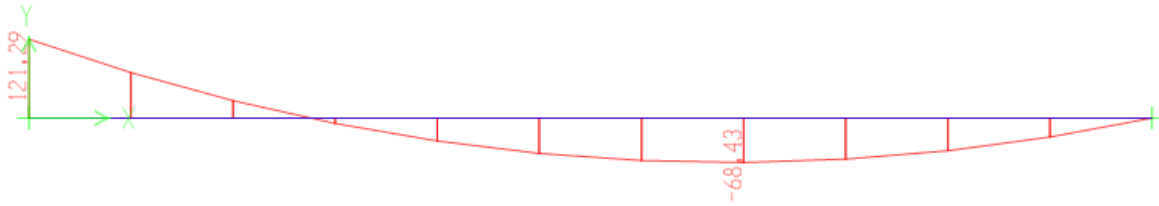


Fig IX.11) Diagramme de moment flechissant a ELS

### 3) Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur  $b=1$  m et d'épaisseur  $e_p=30$  cm.

Le ferraillage sera résumé dans le tableau suivant :

zone		$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_l$	obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )	$e_p$ (cm)	ferraillage
(x-x)	Appuis	29,07	0,028	0,392	SSA	0,986	3,14	5,65	25	5HA12
	Travée	27,57	0,026	0,392	SSA	0,987	2,98	5,65	25	5HA12
(y-y)	Appuis	141,55	0,136	0,392	SSA	0,927	16,32	16,92	20	6HA14+5 HA 14
	Travée	79,86	0,078	0,392	SSA	0,959	8,87	9,24	10	6 HA 14

Tableau IX.1) ferraillage pour une bande de 1m

### IX.4) Vérification à l'ELU :

#### ❖ Section minimale :

- Selon le BAEL 91/99(Condition de non fragilité)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 27 \frac{2.1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

• **Selon le RPA99/2003 :**

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.

$$A_{min} = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

**Sens (x-x) :**

$A_{adoptée} > A_{min}$  ..... condition vérifiée

**Sens (y-y) :**

$A_{adoptée} > A_{min}$  .....condition vérifiée

**Espacement des barres :**

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

Armatures principales :  $S_t < \min (3h ; 33\text{cm})$

Dans le sens XX :  $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

Dans le sens YY :  $S_t = \frac{b}{8} = \frac{100}{8} = 10\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement** (Art A.5.1,1/BAEL).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \{ 0,1f_{c28} ; 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa}$$

Avec :  $T_{max} = 147,58 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{70,75 \times 1000}{1000 \times 270} = 0,54 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,54\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

(BAEL91.Art .A.6.1.3)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s .f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d . \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n . \pi . \phi$$

✓ **Sens x-x**

$$\sum u_i = n . \pi . \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{67,43 \times 1000}{0.9 \times 270 \times 188,4} = 1,47 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$  Conditio vérifiée.

✓ Sens (y-y) :

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 11 \times 3,14 \times 1,4 = 48,35 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{136,37 \times 1000}{0,9 \times 270 \times 483,58} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

### IX.5) Vérification à l'ELS :

#### ❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right)$$

$$\text{La contrainte de compression dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Sens (x-x)

La section d'armatures adoptée est  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,206 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,927 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 53,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{24,91 \times 10^3}{0,920 \times 27 \times 5,65} = 177,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{177,48}{53,49} = 3,31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens (y-y) :

1) Aux appuis :

La section d'armatures adoptée est  $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 27} = 0,342 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,885 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 28,48$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{121,29 \times 10^3}{0,885 \times 27 \times 9,24} = 275,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{275,25}{28,48} = 9,66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,66 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) En travée :

La section d'armatures adoptée est  $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 27} = 0,342 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,909 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 39,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{68,43 \times 10^3}{0,909 \times 27 \times 9,24} = 250,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{301,75}{28,48} = 7,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,55 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : h = 30 cm hauteur totale,  
 L : portée entre nus d'appuis,  
 M<sub>t</sub> : moment maximum en travée,  
 M<sub>0</sub> : valeur maximum du moment isostatique,  
 A : section des armatures,  
 b : longueur de la section,  
 d : hauteur utile de la section droite.

• Sens X-X :

M<sub>t</sub> = 23,57 KN.m  
 q<sub>s</sub> = 35,97 KN/ml      M<sub>0</sub> = q<sub>s</sub> ×  $\frac{l^2}{8}$  = 35,97 ×  $\frac{3,4^2}{8}$  = 51,97 KN.m

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{23,57}{10 \times 51,97} = 0,045 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 27} = 0,00209 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée}$$

• Sens Y-Y :

M<sub>t</sub> = 68,43 kN.m  
 q<sub>s</sub> = 35,97 kN/ml      M<sub>0</sub> = q<sub>s</sub> ×  $\frac{l^2}{8}$  = 35,97 ×  $\frac{5,2^2}{8}$  = 121,57 kN.m

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{520} = 0,058 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{520} = 0,058 > \frac{68,43}{10 \times 121,57} = 0,056 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{16,42}{100 \times 27} = 0,00608 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée.}$$

## Conclusion :

La présente étude nous a permis de mieux cerner le et de faire une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques, et la maîtrise des logiciels utilisés dans le génie civil.

Ce travail nous à inciter à nous documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

Enfin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier de l'ingénieur en génie civil.

## Bibliographie :

- ✓ Formulaire du béton armé volume1 –VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Formulaire du béton armé volume2 –VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Aide-mémoire R.D.M (DUNOD).
- ✓ R. Barres : ‘’ Table pour calcul des dalles et des parois en béton armé’’
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment par HENRY THONIER
- ✓ Choisir et réaliser les fondations par HENRI RENAUD
- ✓ Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- ✓ BAEL 91 révisé 99
- ✓ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- ✓ Cours et TD du cursus
- ✓ Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement (M<sup>R</sup> MELBOUCI Bachir).

## *Logiciels utilisés*

- ✓ ETABS 9.7
- ✓ Autocad
- ✓ Snaglt 9 (Outil capture)
- ✓ Word
- ✓ Power point
- ✓ Excel
- ✓ Paint



CHAPITRE I

*Présentation*

*et*

*Description de l'ouvrage*



# CHAPITRE II

*Pré dimensionnement  
des  
Éléments et  
Descente de charge*



CHAPITRE III

*Calcul des éléments  
non structuraux*



CHAPITRE IV

*Etude du  
contreventement*



# CHAPITRE V

*Modélisation de la  
structure avec ETABS  
et vérifications RPA*



CHAPITRE VI

*Ferraillage des  
portiques*



CHAPITRE VII

*Ferrailage des voiles*



CHAPITRE VIII

*Etude de  
l'infrastructure*



*Mur  
plaque.*

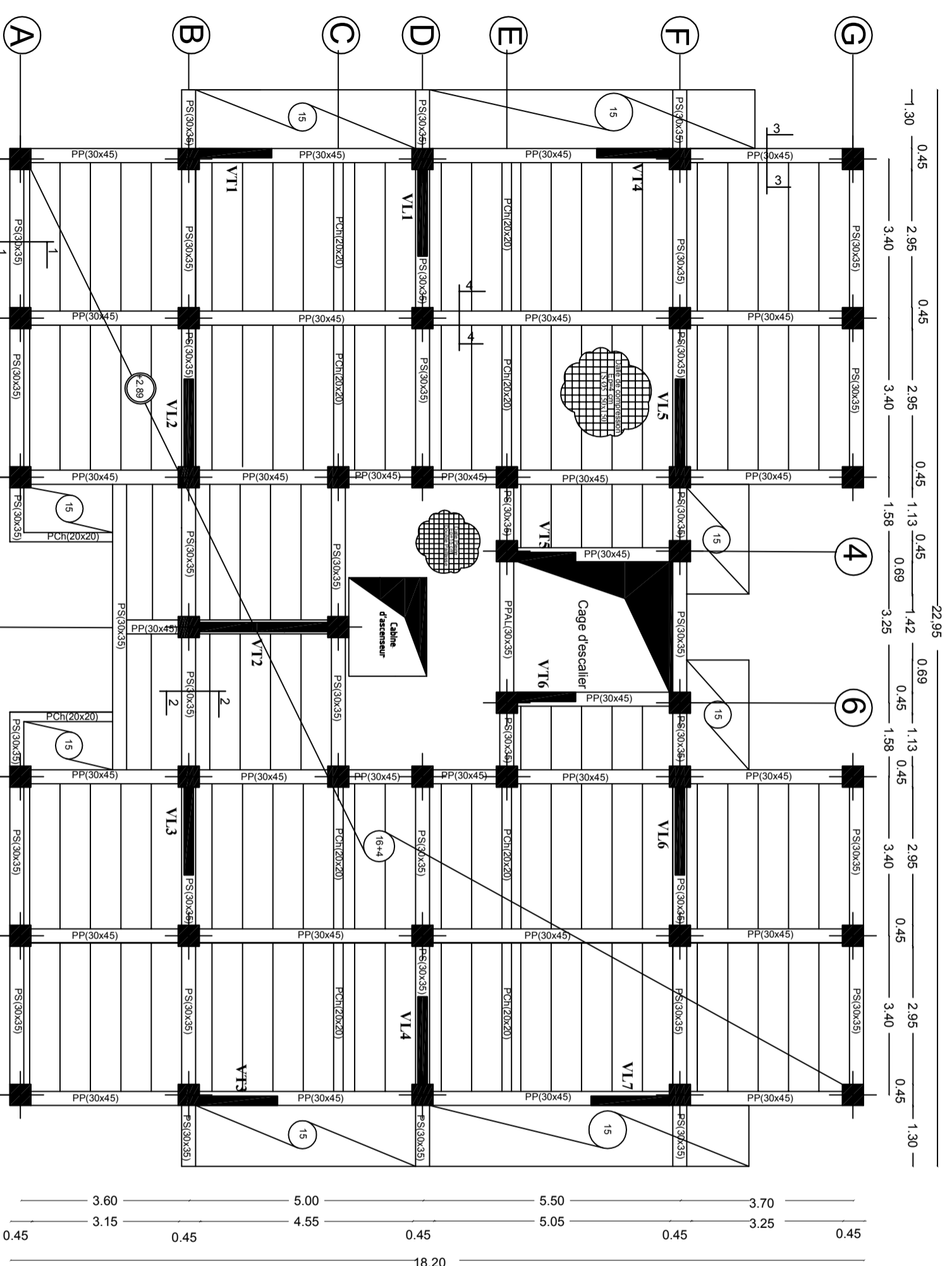
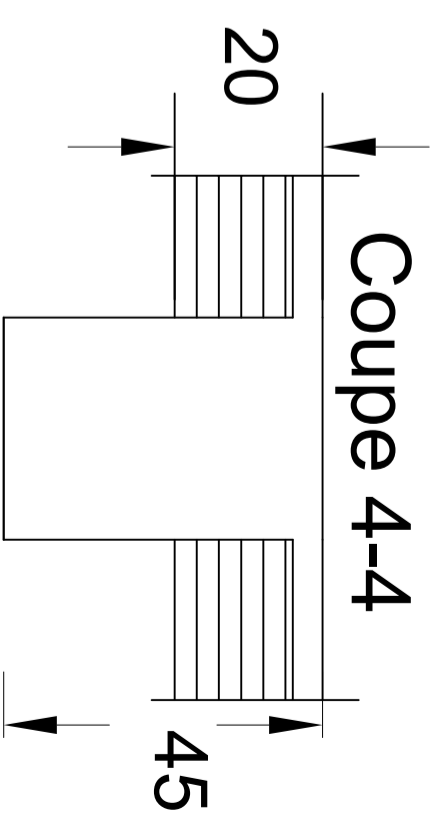
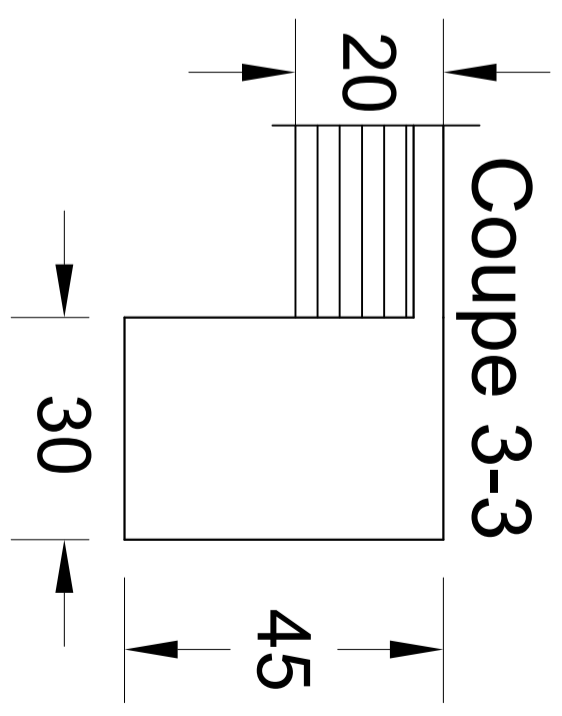
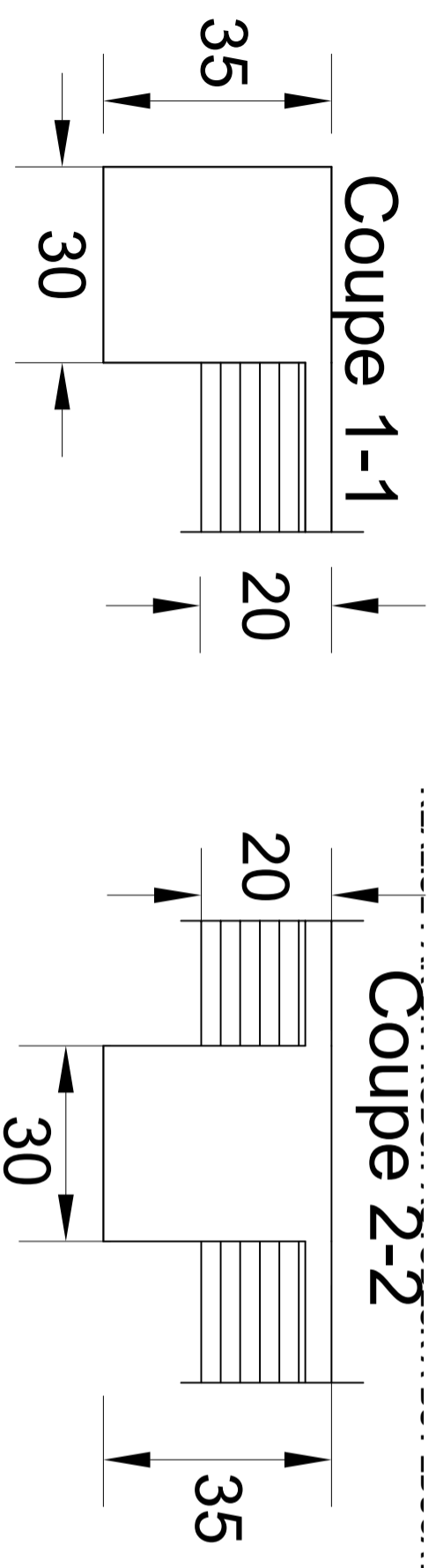


# CHAPITRE X

## *Plan d'exécution*



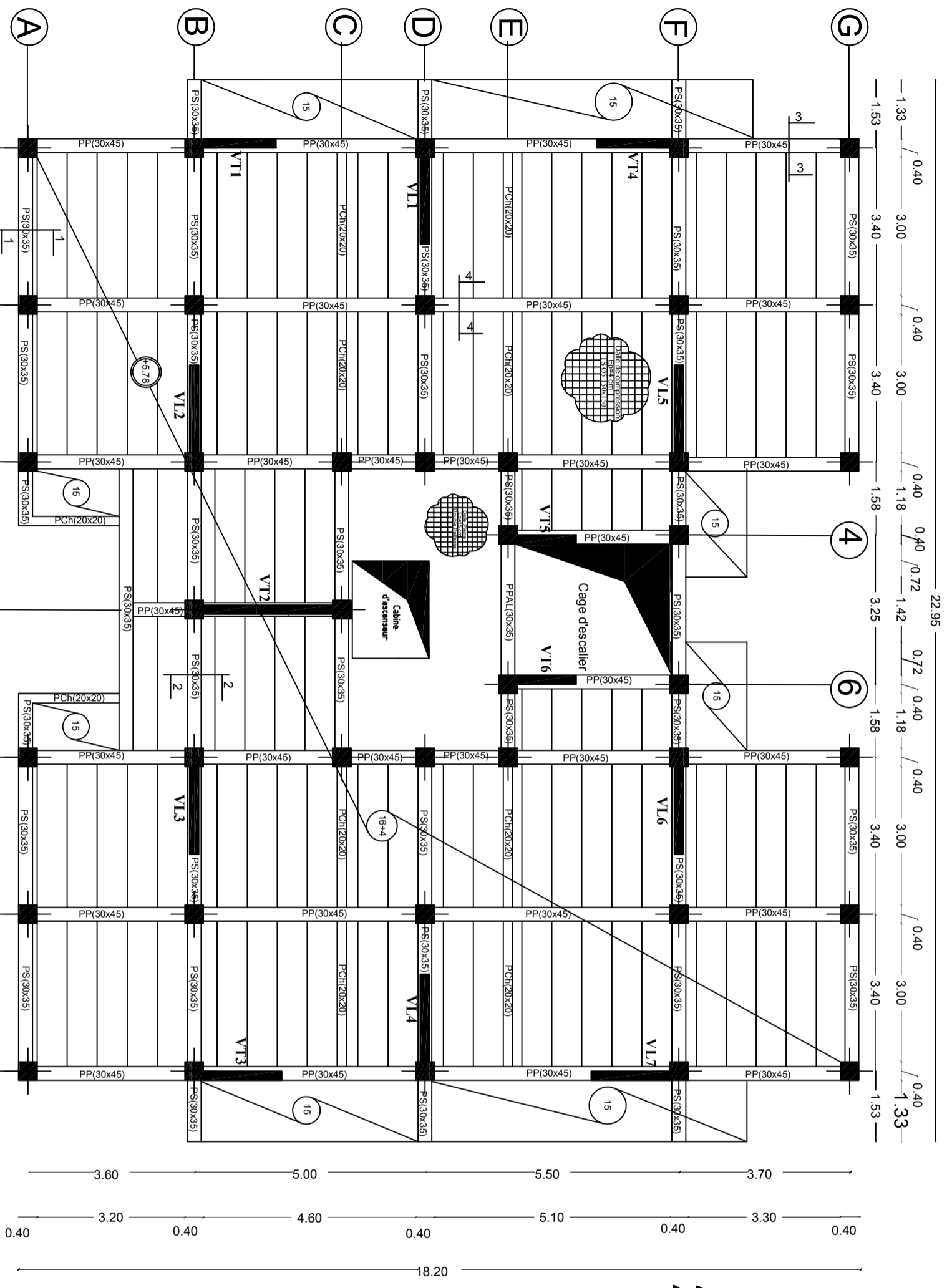
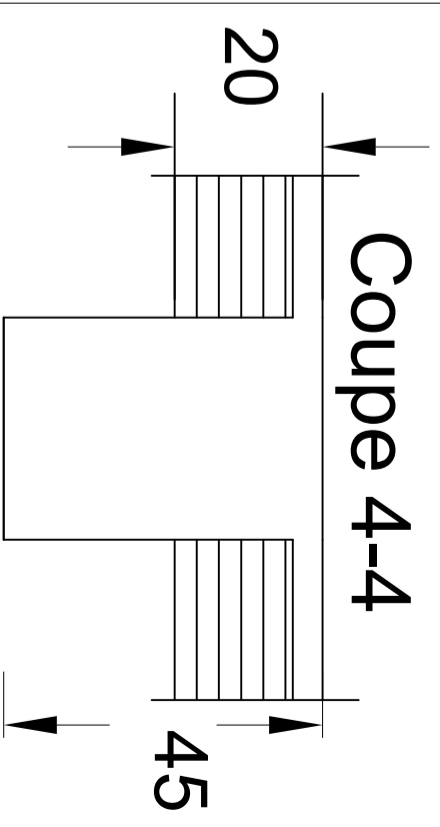
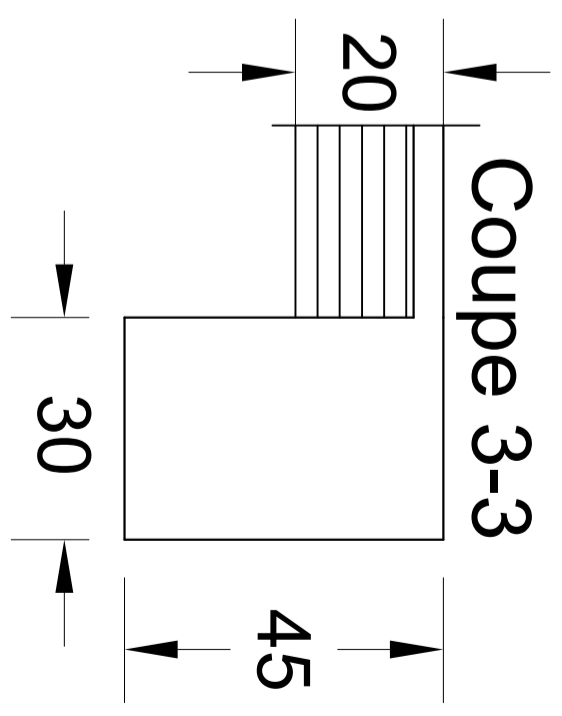
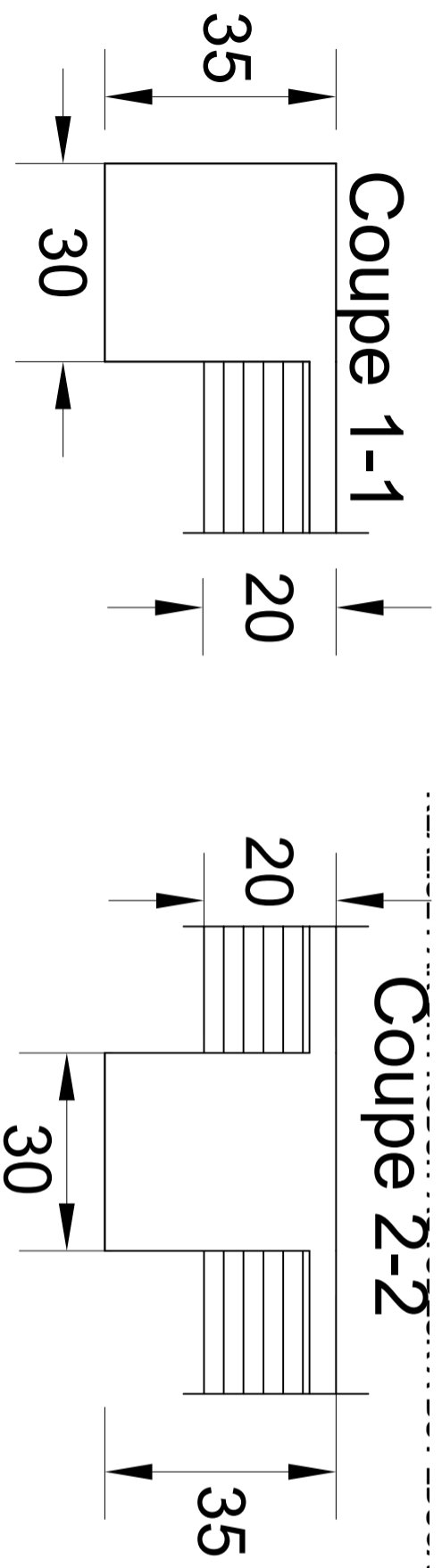
**BIBLIOGRAPHIE**



D:\memoire\moka& jigo Q&A\MP\plans\gdwg, 22/09/2015 13:46:03, Exit Reader PDF Printer

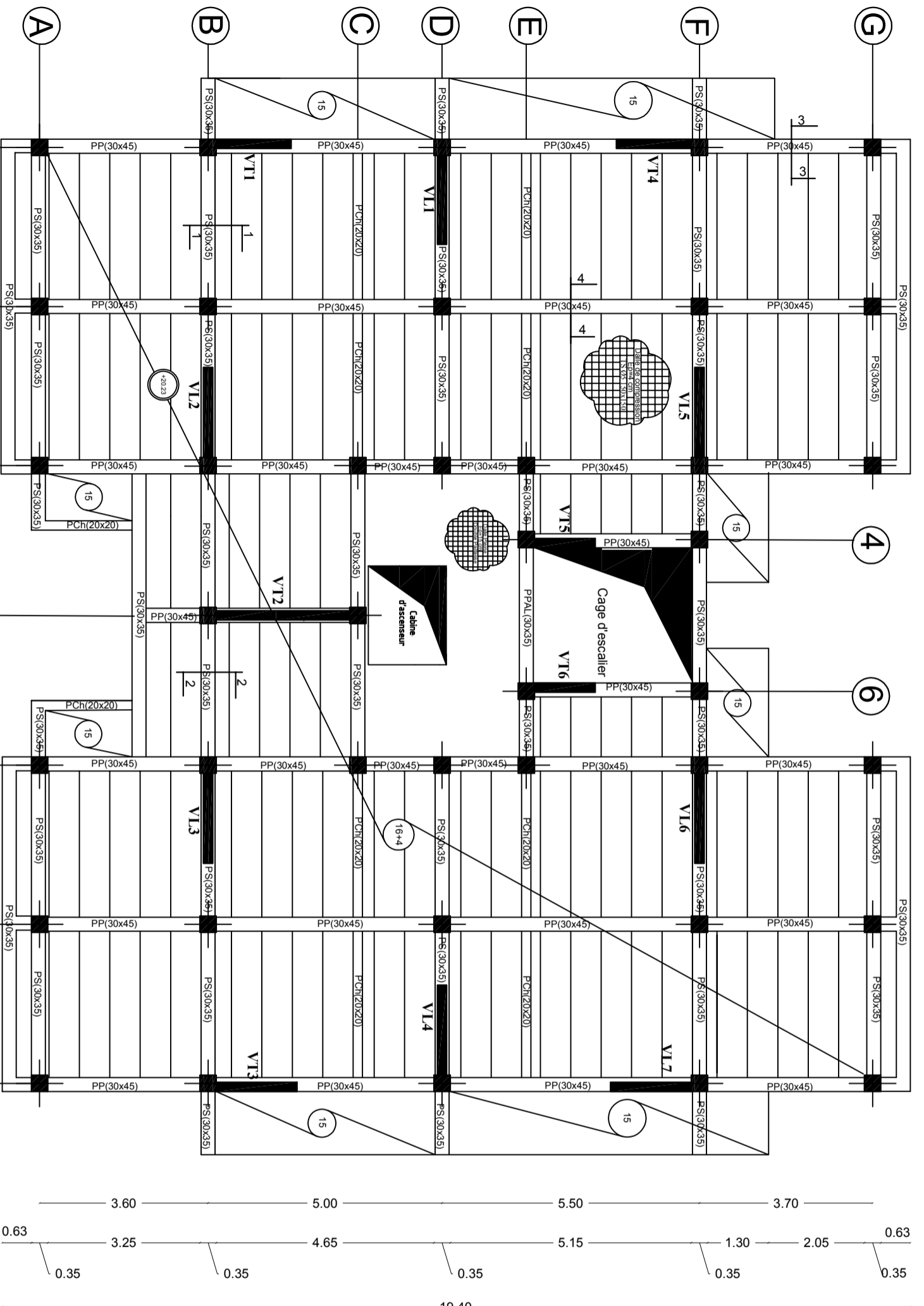
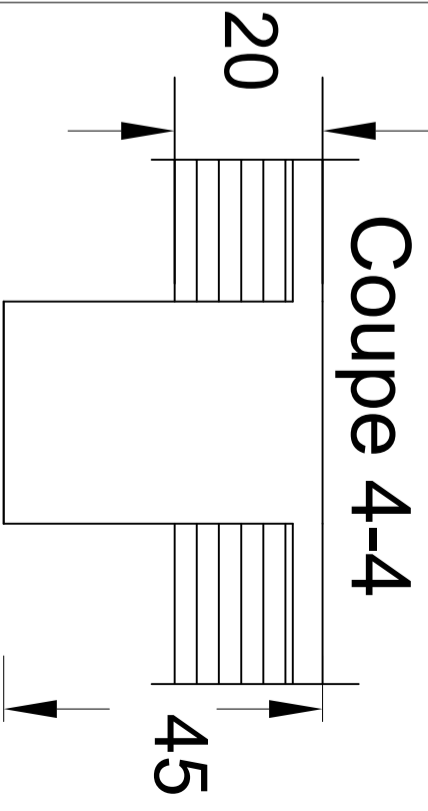
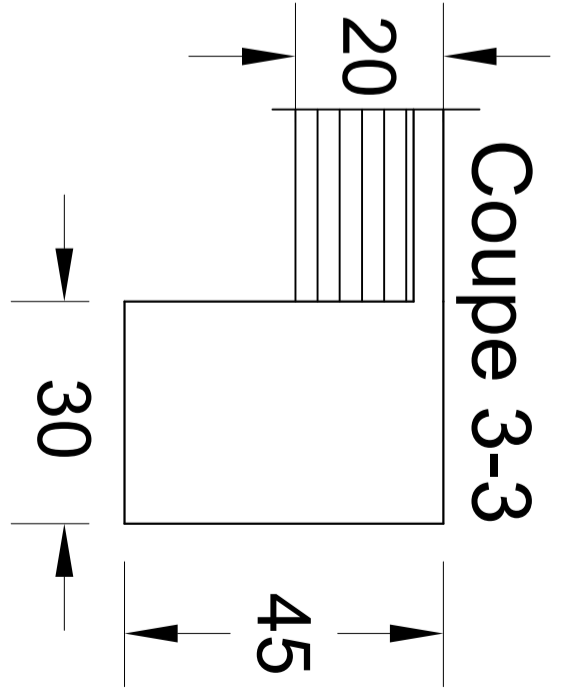
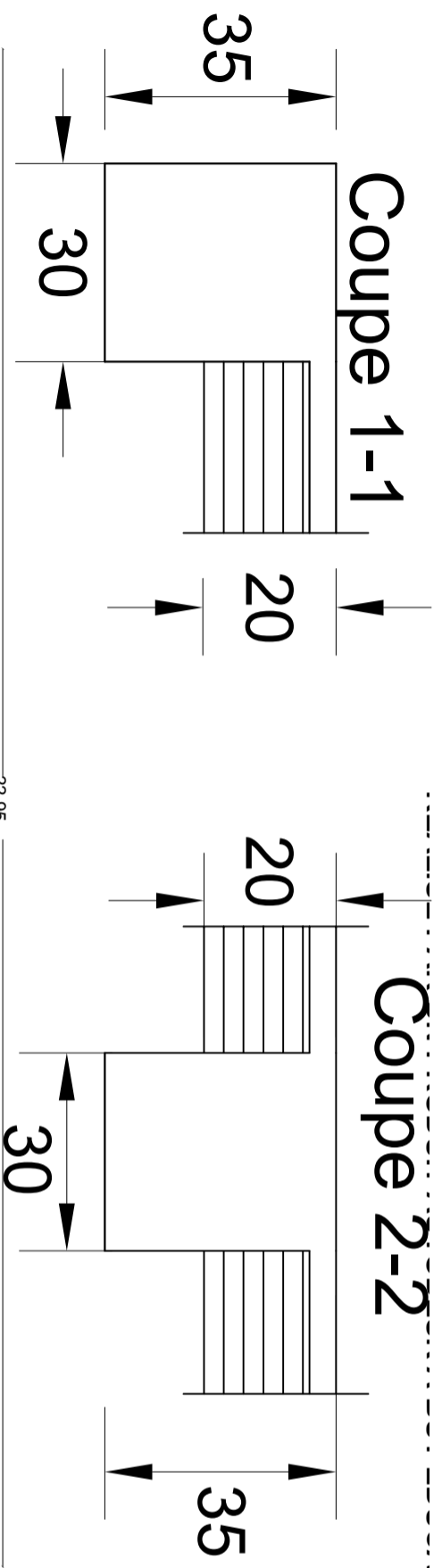
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOLOUD MAMMERI DE TIZOUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE: <b>plan de coffrage de 1er Etage</b>		ETUDIE PAR: Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta	
ECHELLE : 1/20		PLANCHE N° 01	PROMOTION 2014-2015
		DIRIGE PAR: Mr. MEGHLAT	



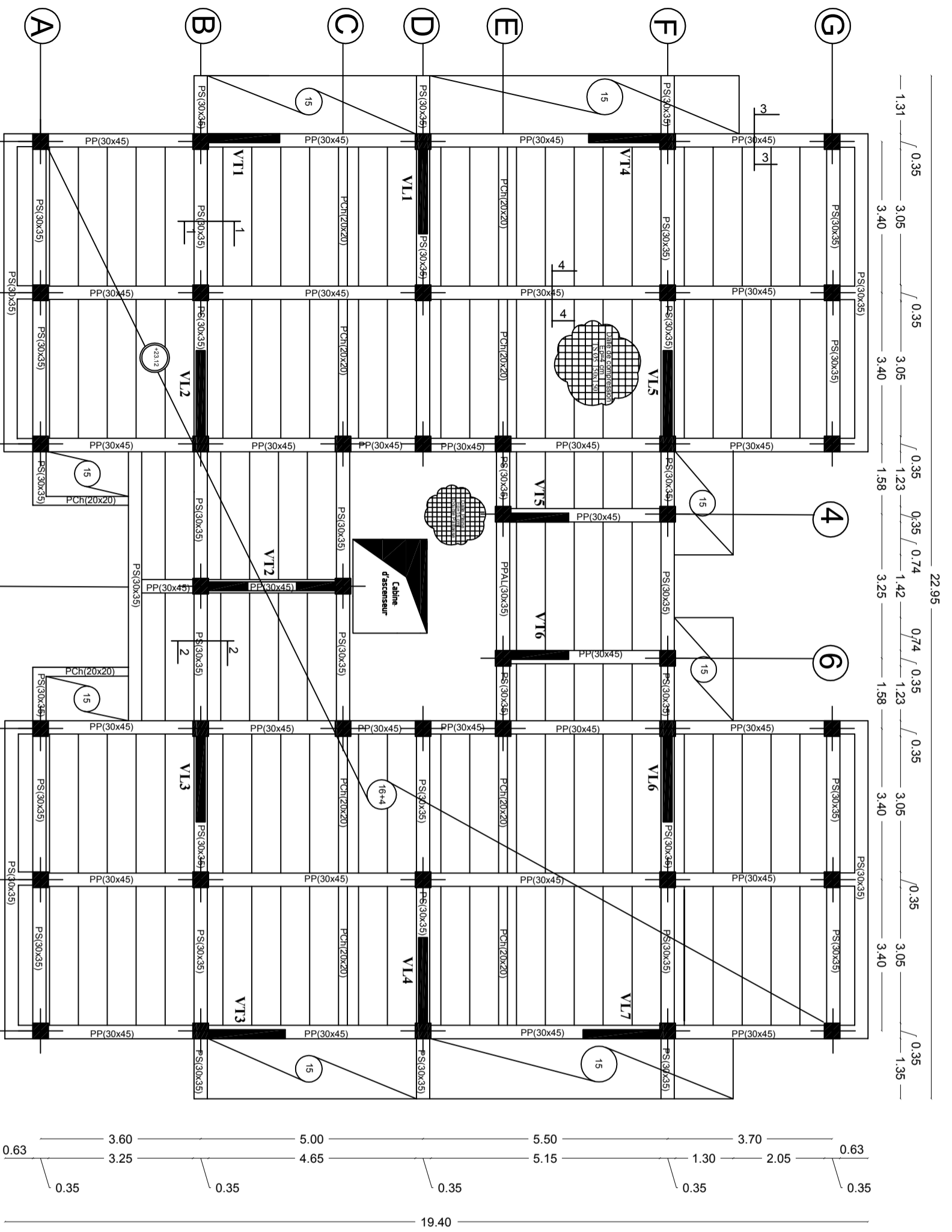
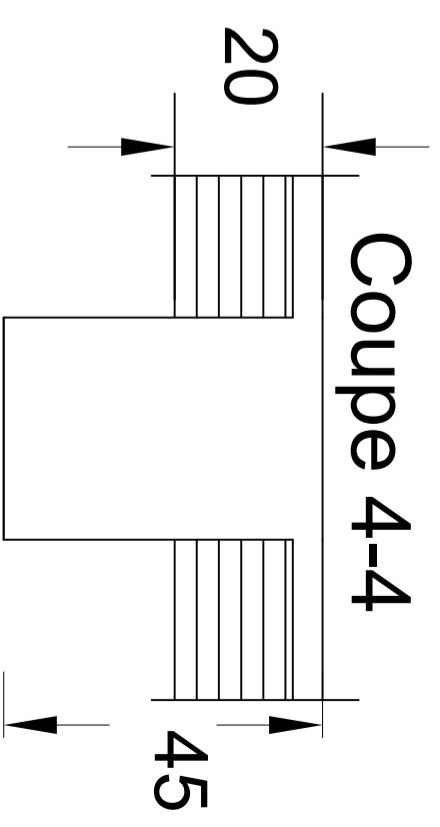
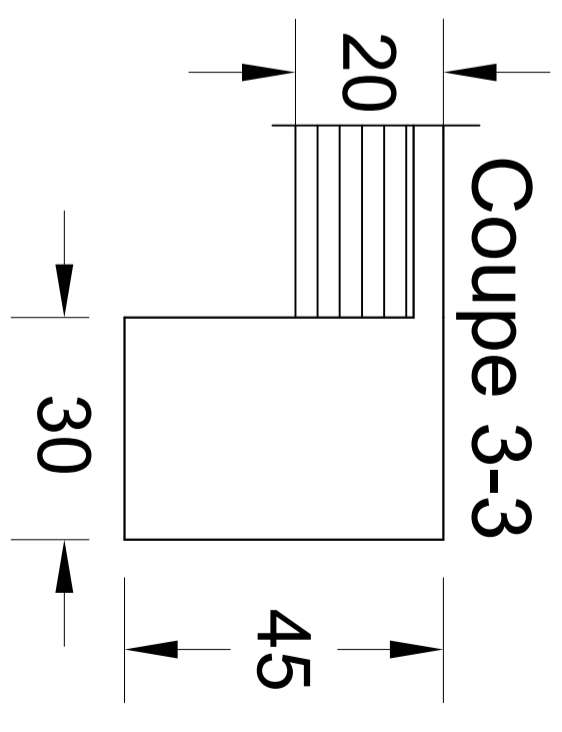
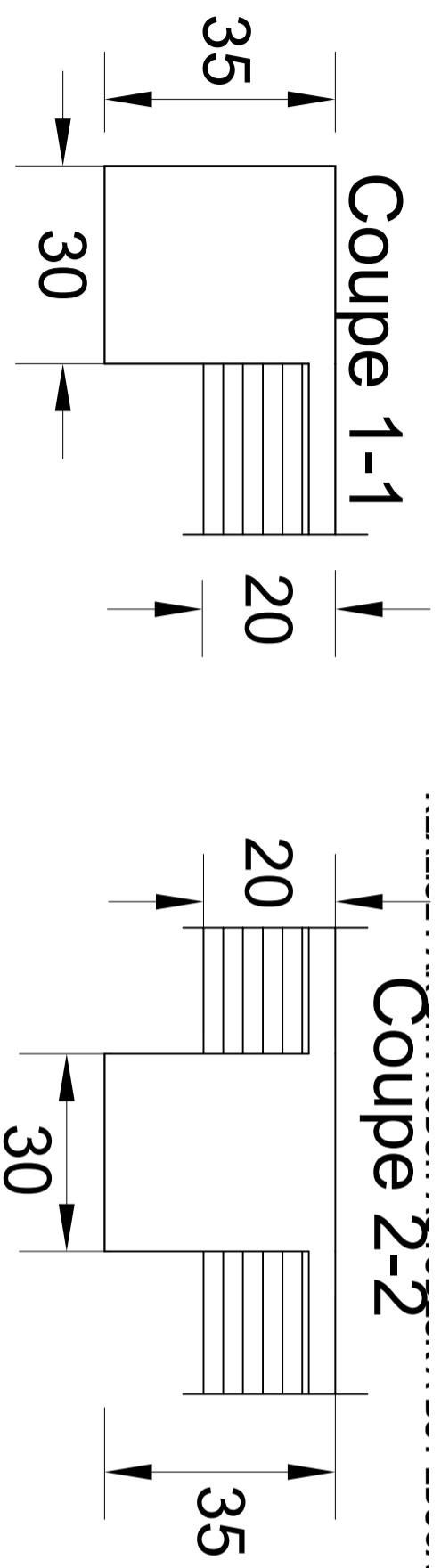
D:\memoire\m0k & jigo 2A IMP\pl0s.dwg, 28/09/2015 13:46:52 Foxit Reader PDF Printer

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRE: <b>plan de coffrage de 2ème Etage</b>	
ETUDIE PAR : Mr. IMINE Mokrane DIRIGE PAR : Mr. MESSAOUL Jugurta Mr. MEGHLAT	
ECHELLE : 1/20	PLANCHE N° 01
PROMOTION 2014-2015	



D:\memoire\mok & jigo\2A IMP\plans.dwg, 22/09/2015 13:49:57 Foxit Reader PDF Printer

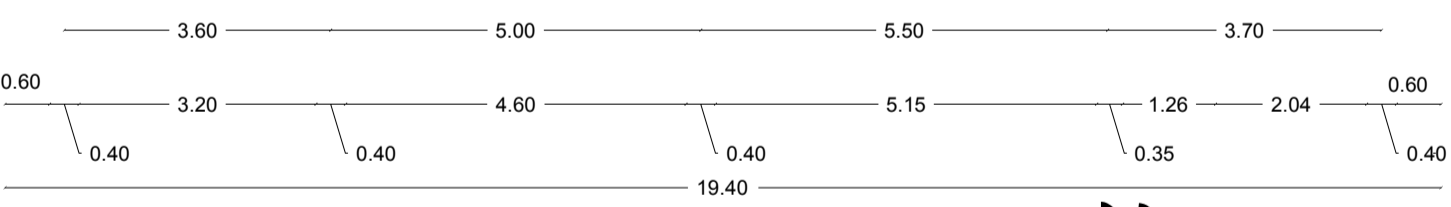
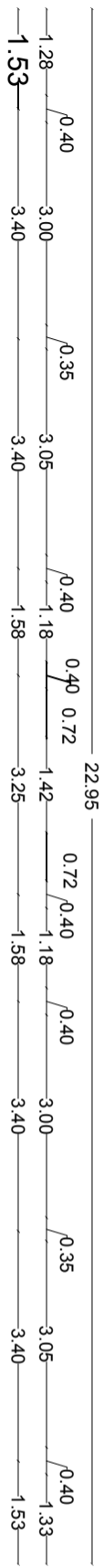
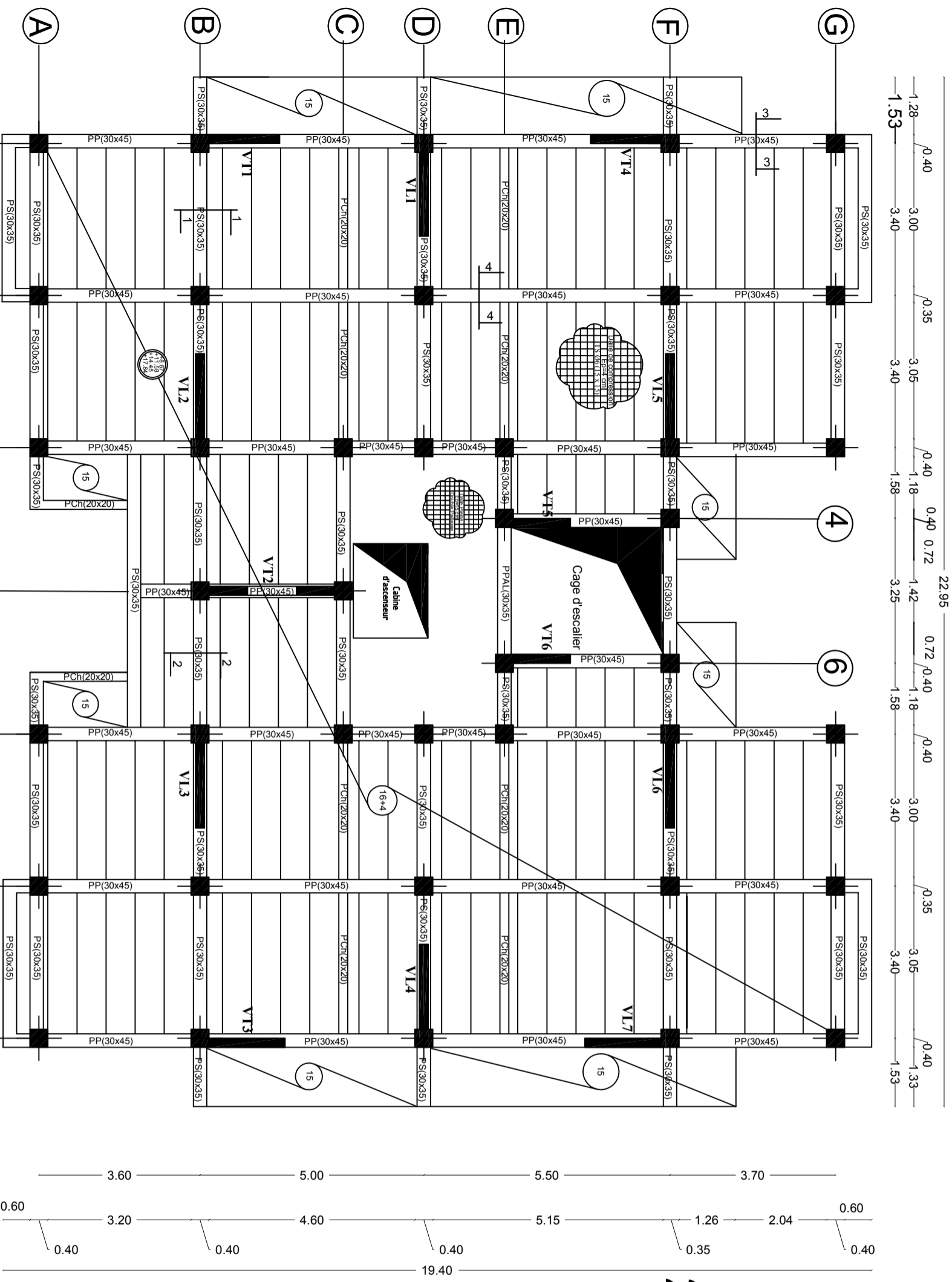
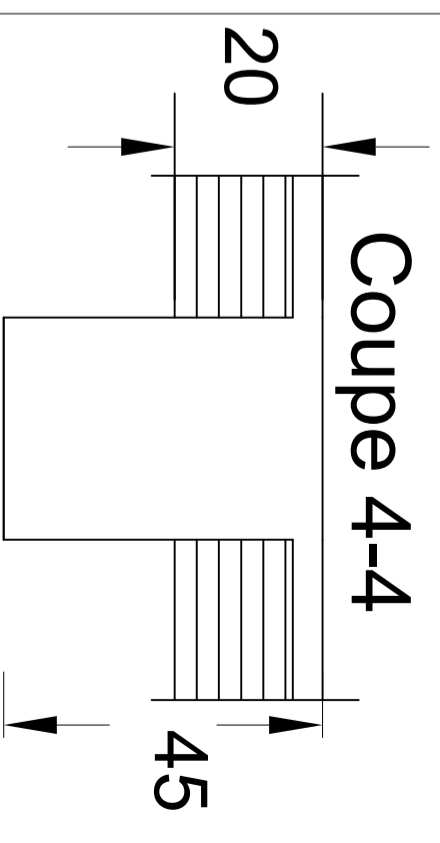
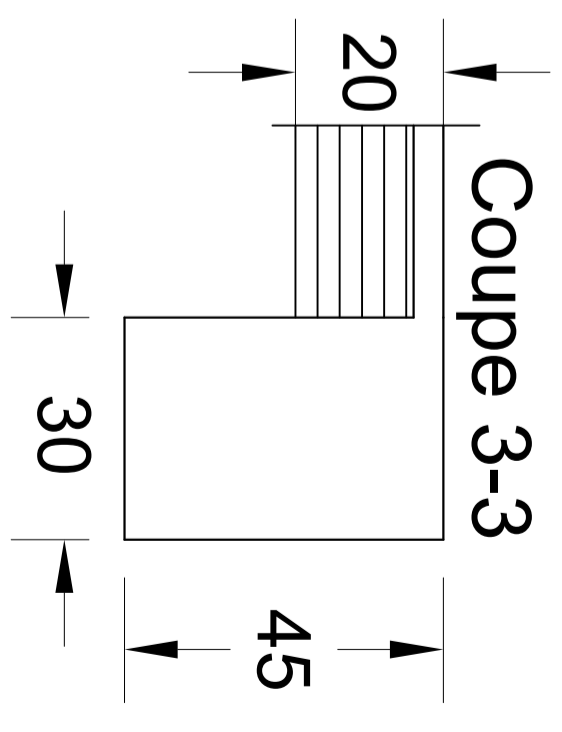
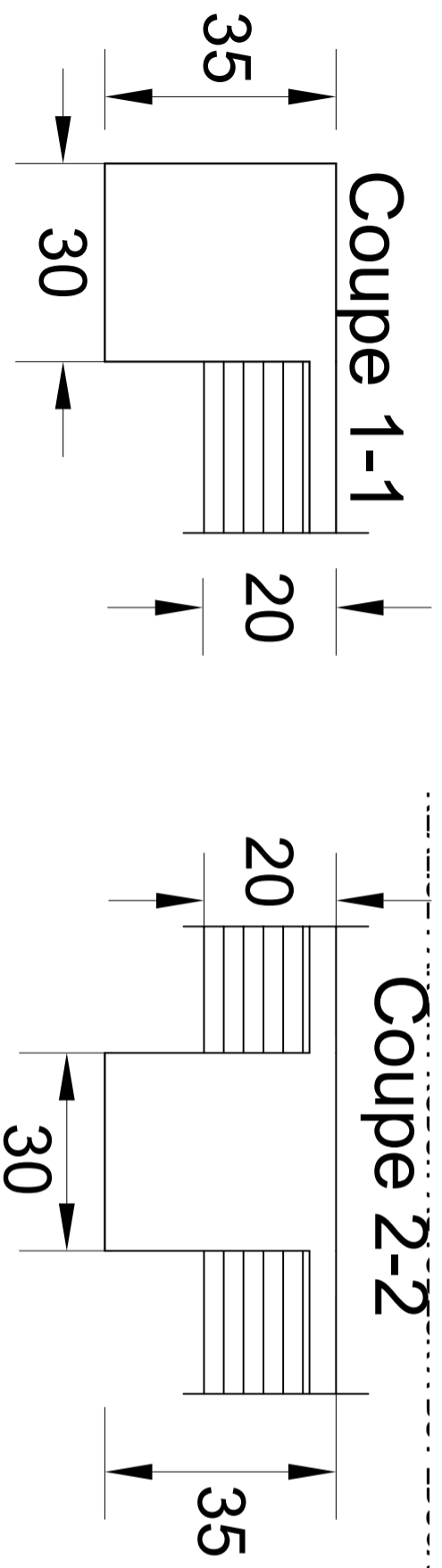
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZOULOZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRE: <b>Plan de coffrage de 7ème Etage</b>	ETUDIE PAR: Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta DIRIGE PAR: Mr. MEGHLAT
ECHELLE : 1/20	PROMOTION 2014-2015



D:\memoire\travail & jig\20A IMP\plans.dwg 22/09/2015 13:50:38 Foxit Reader PDF Printer

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOLOUD MAMMERRI DE TIZOULZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

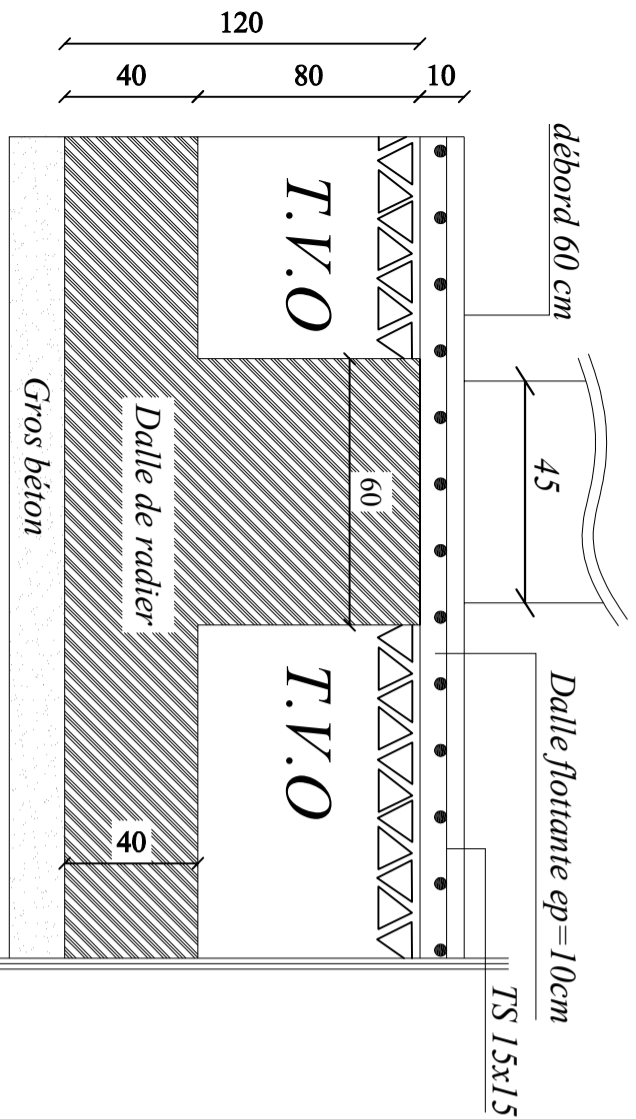
TITRE: <b>plan de coffrage de 8ème Etage</b>		ETUDE PAR: Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUL Jugurta	
ECHELLE : 1/20		DIRIGE PAR: Mr. MEGHLAT	
PLANCHE N° 01		PROMOTION 2014-2015	



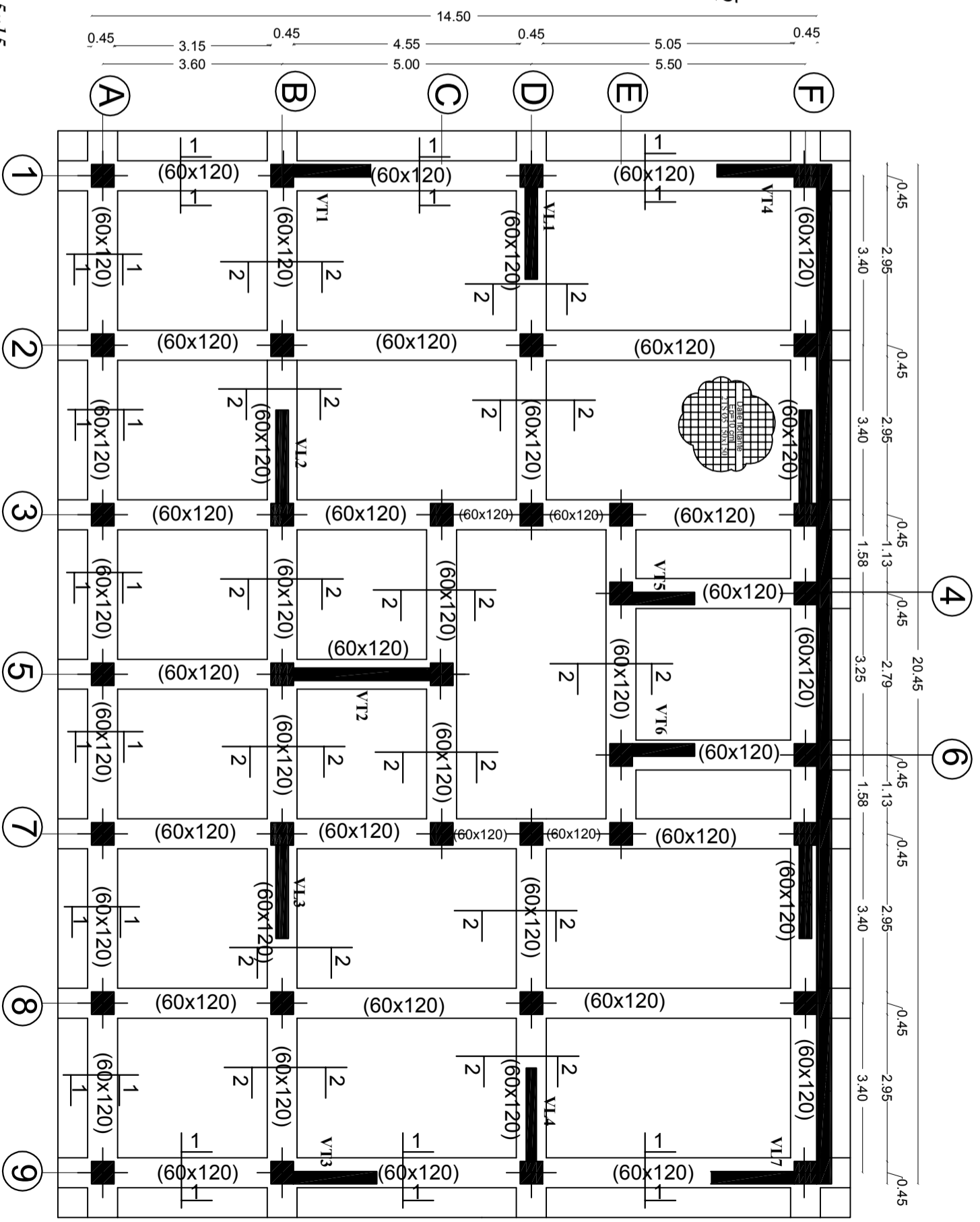
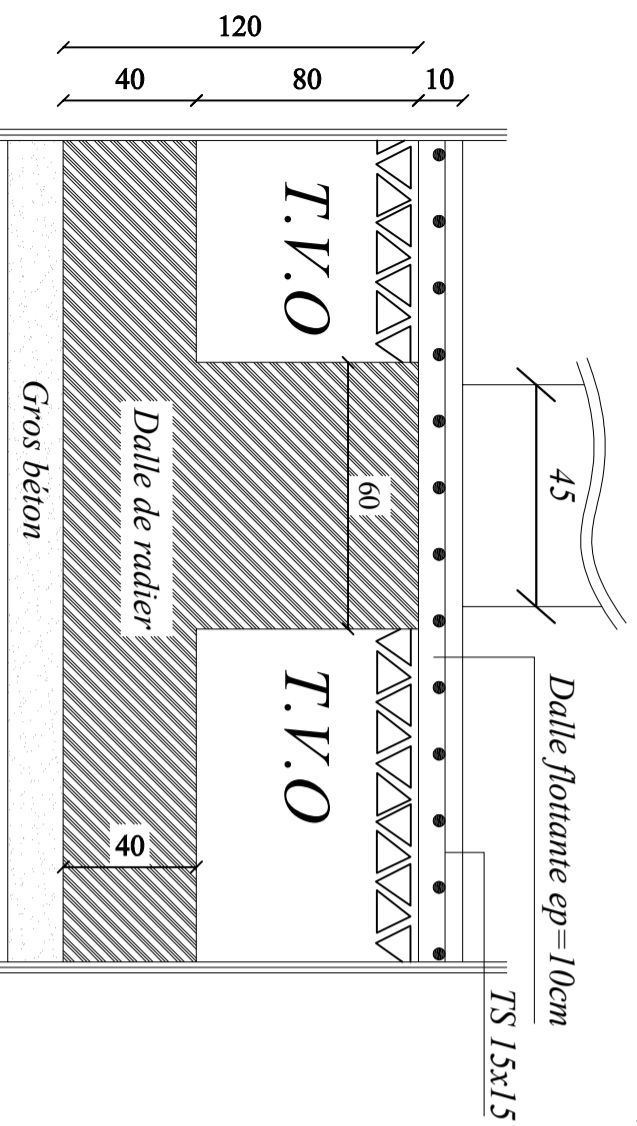
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOLOUD MAMMERRI DE TIZOULOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE: plan de coffrage de 3,4,5,6ème Etages		ETUDE PAR: Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta	
ECHELLE : 1/20		DIREGEE PAR: Mr. MEGHLAT	
PLANCHE N° 01		PROMOTION 2014-2015	

**Coupe 1-1**



**Coupe 2-2**

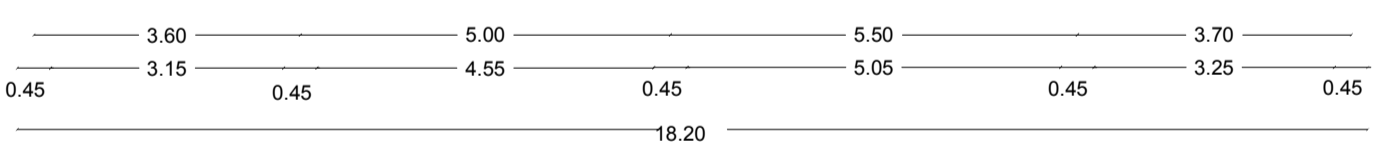
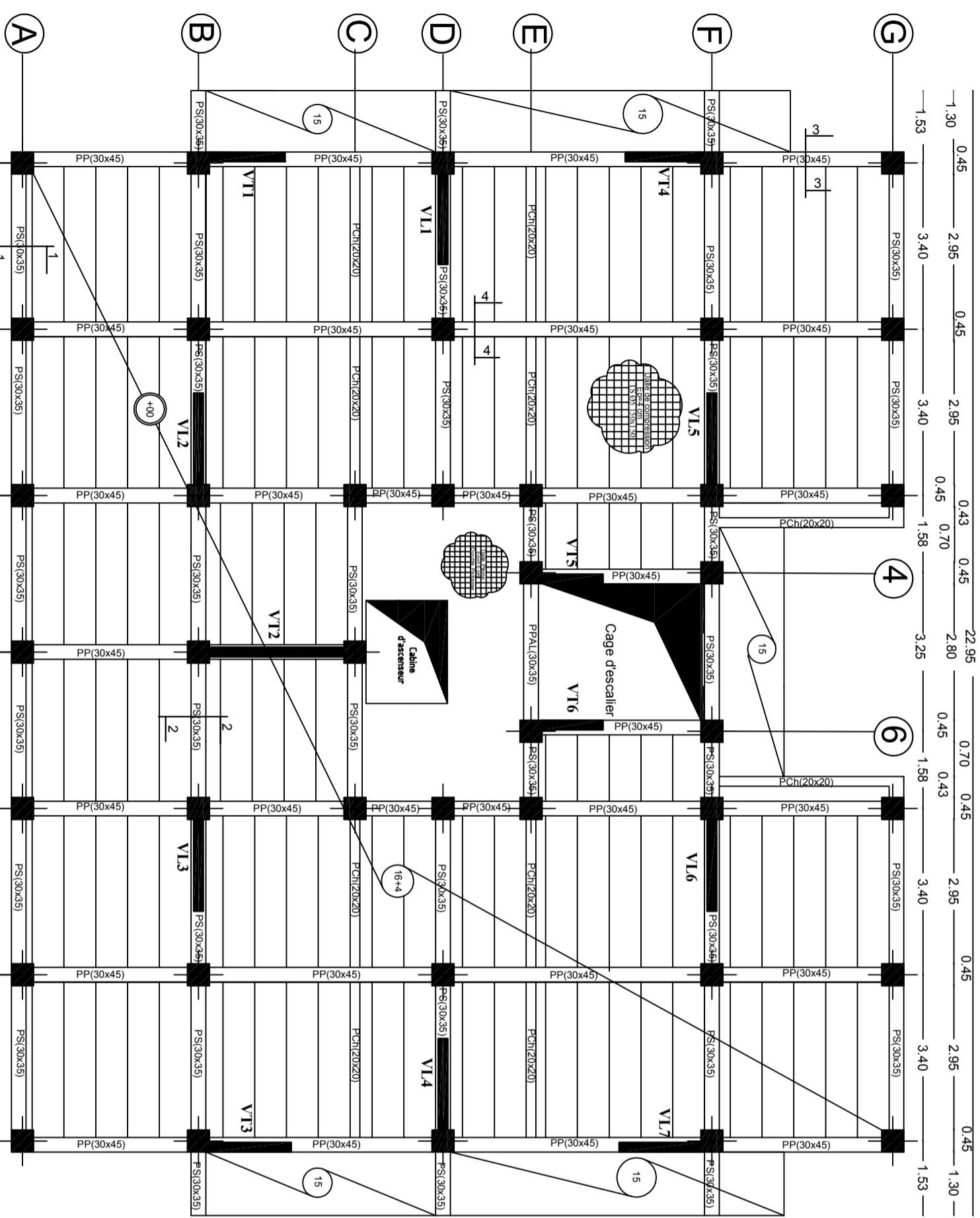
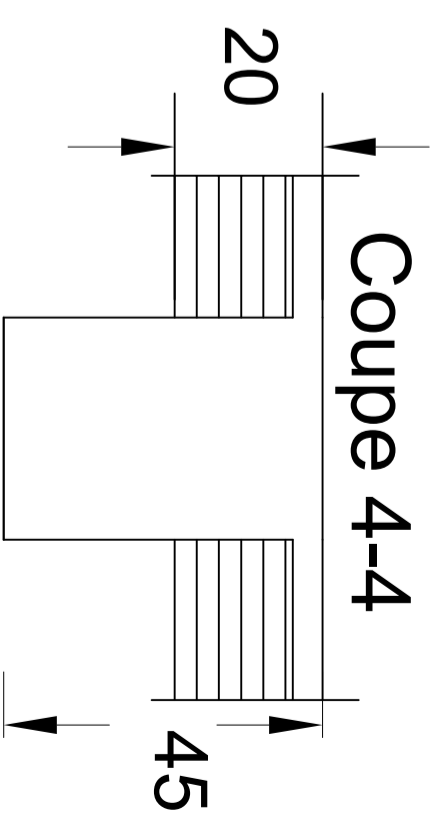
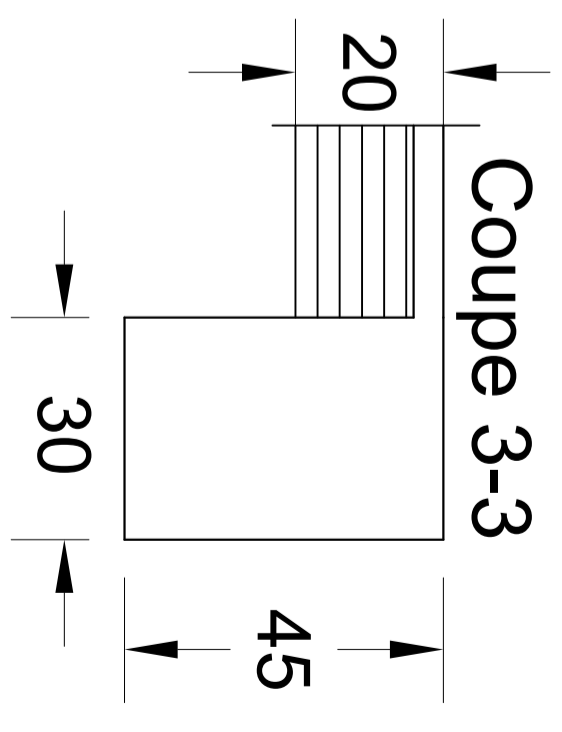
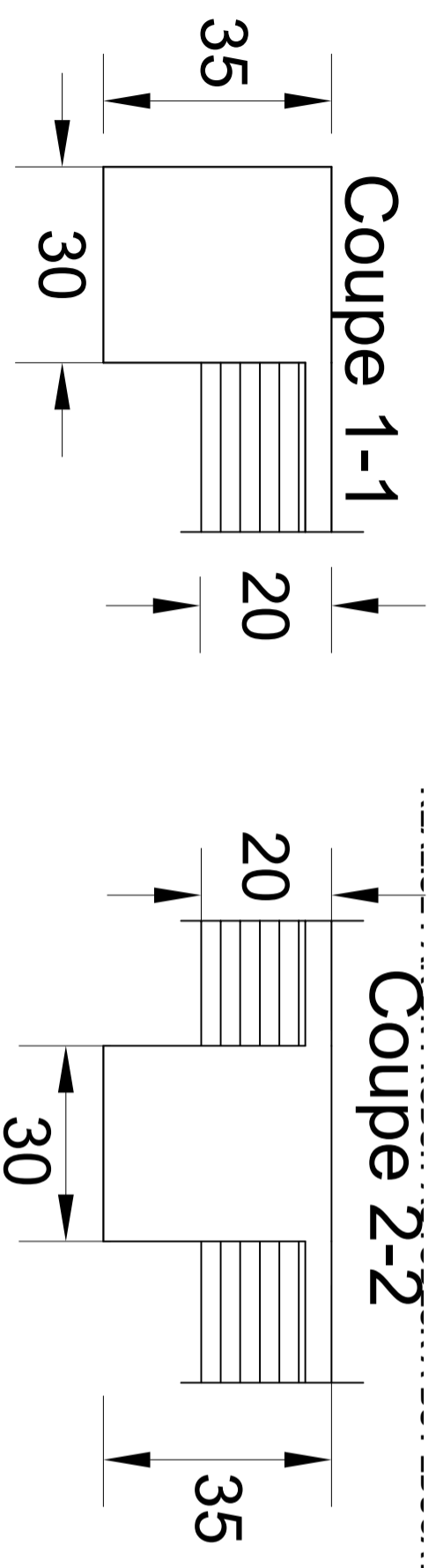


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZOULOZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE: **Plan de coffrage de Radier**

ETUDE PAR: Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta  
 DIRIGE PAR: Mr. MEGHLAT

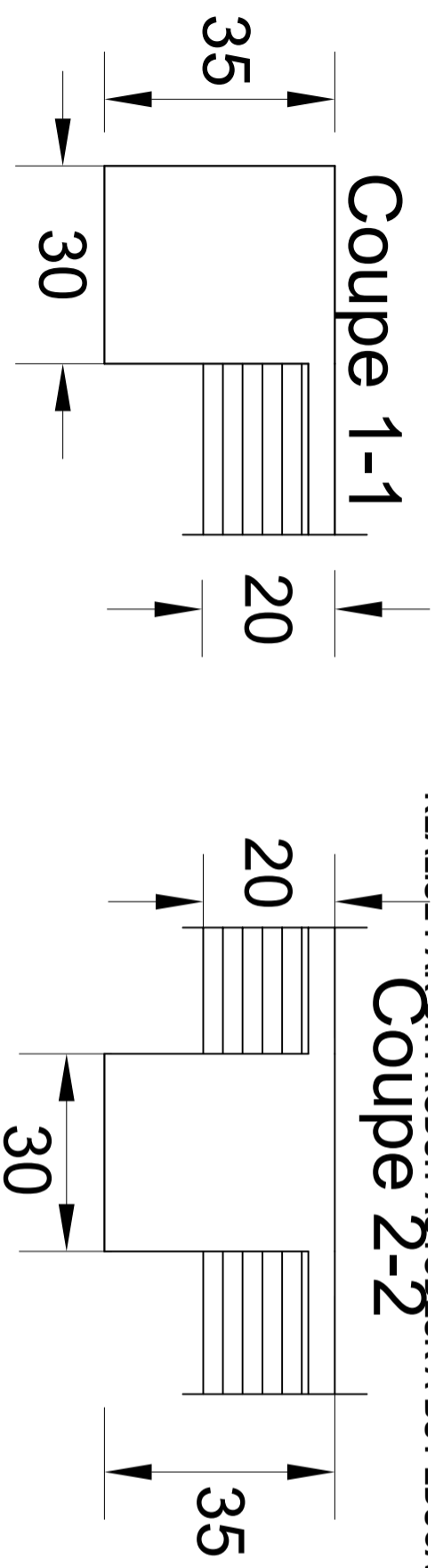
ECHELLE : 1/20  
 PLANCHE N° 01  
 PROMOTION 2014-2015



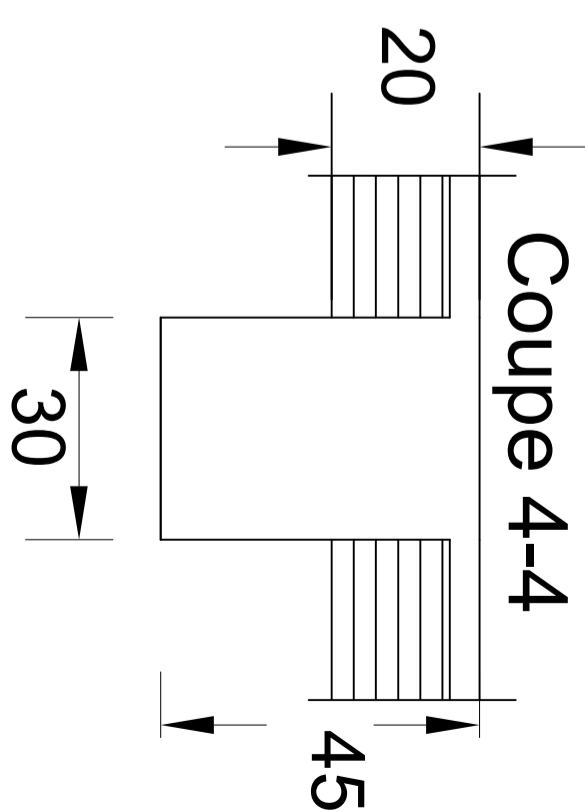
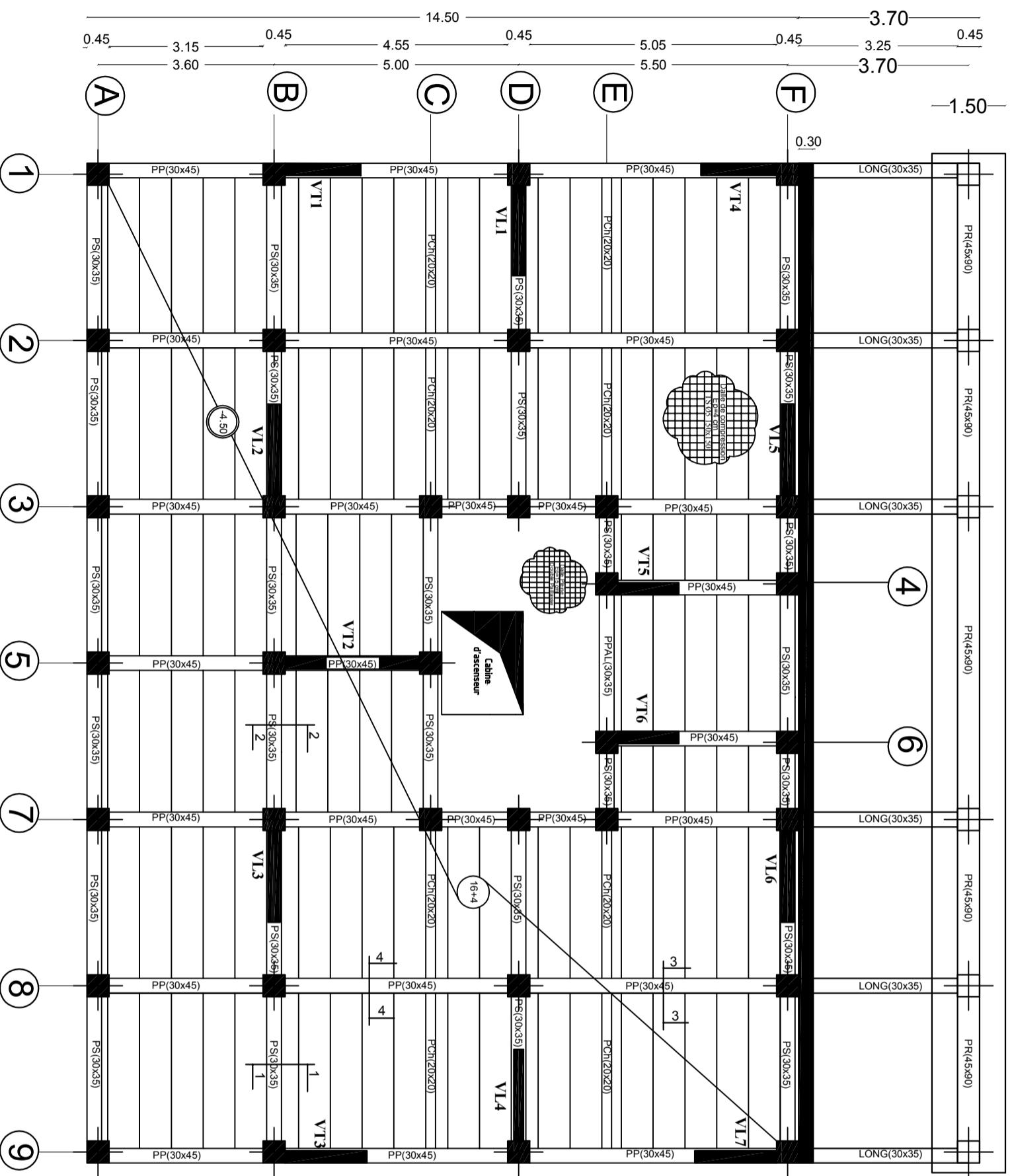
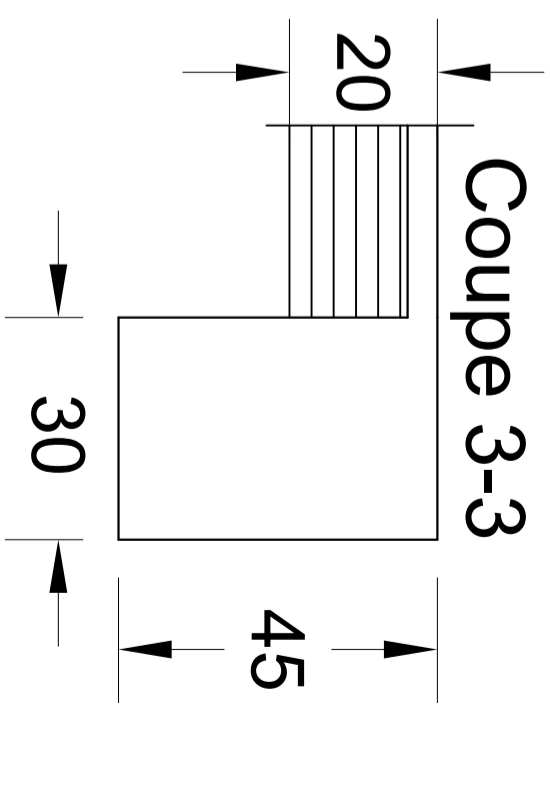
D:\memoire\mork & jigo\2\IMP\plans.dwg, 22/09/2015 13:45:26, Foxit Reader, PDF Printer

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE: plan de coffrage de R-D-C		ETUDE PAR: Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta	
ECHELLE : 1/20		DIRIGE PAR: Mr. MEGHLAT	
PLANCHE N° 01		PROMOTION 2014-2015	

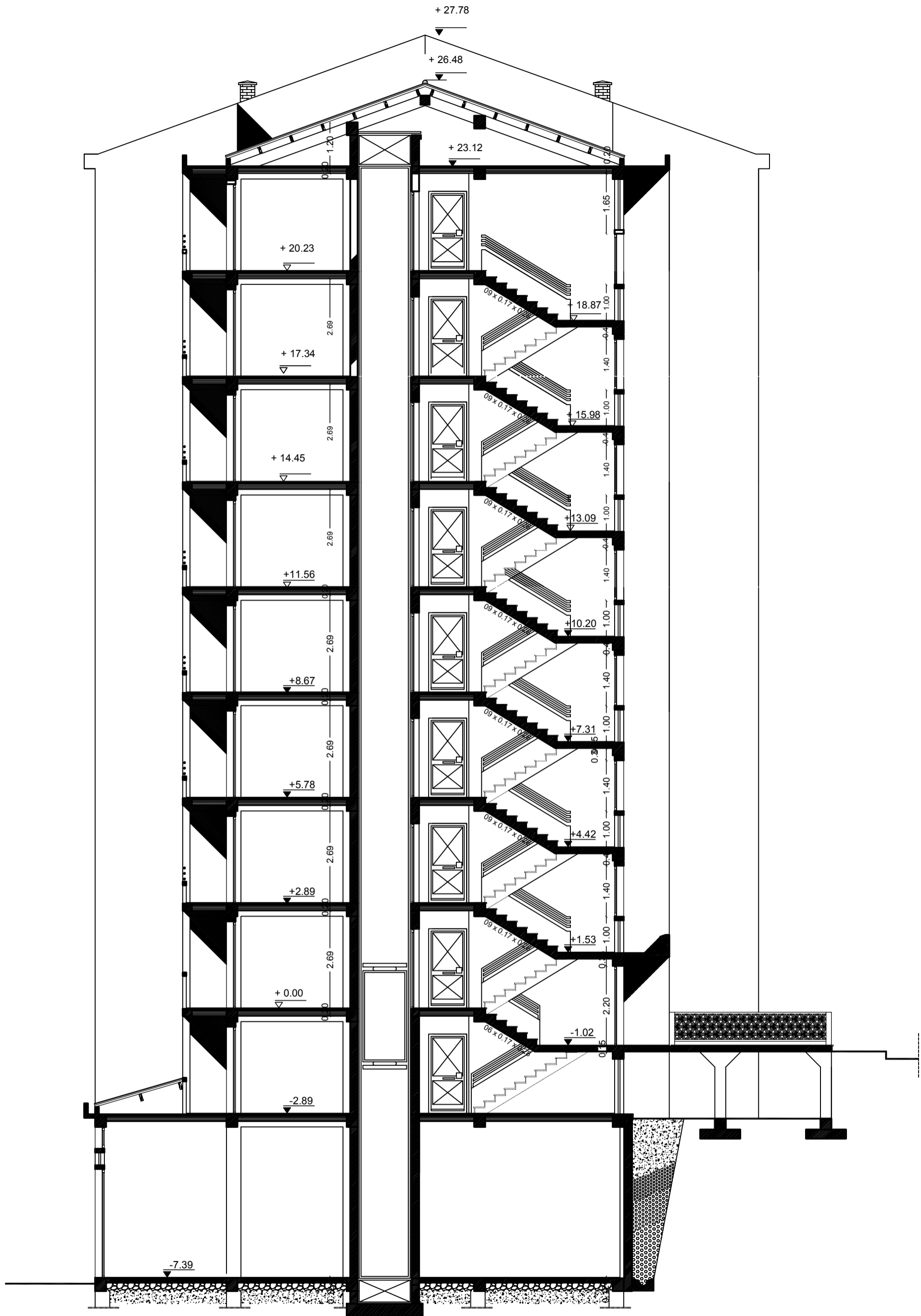


20.45

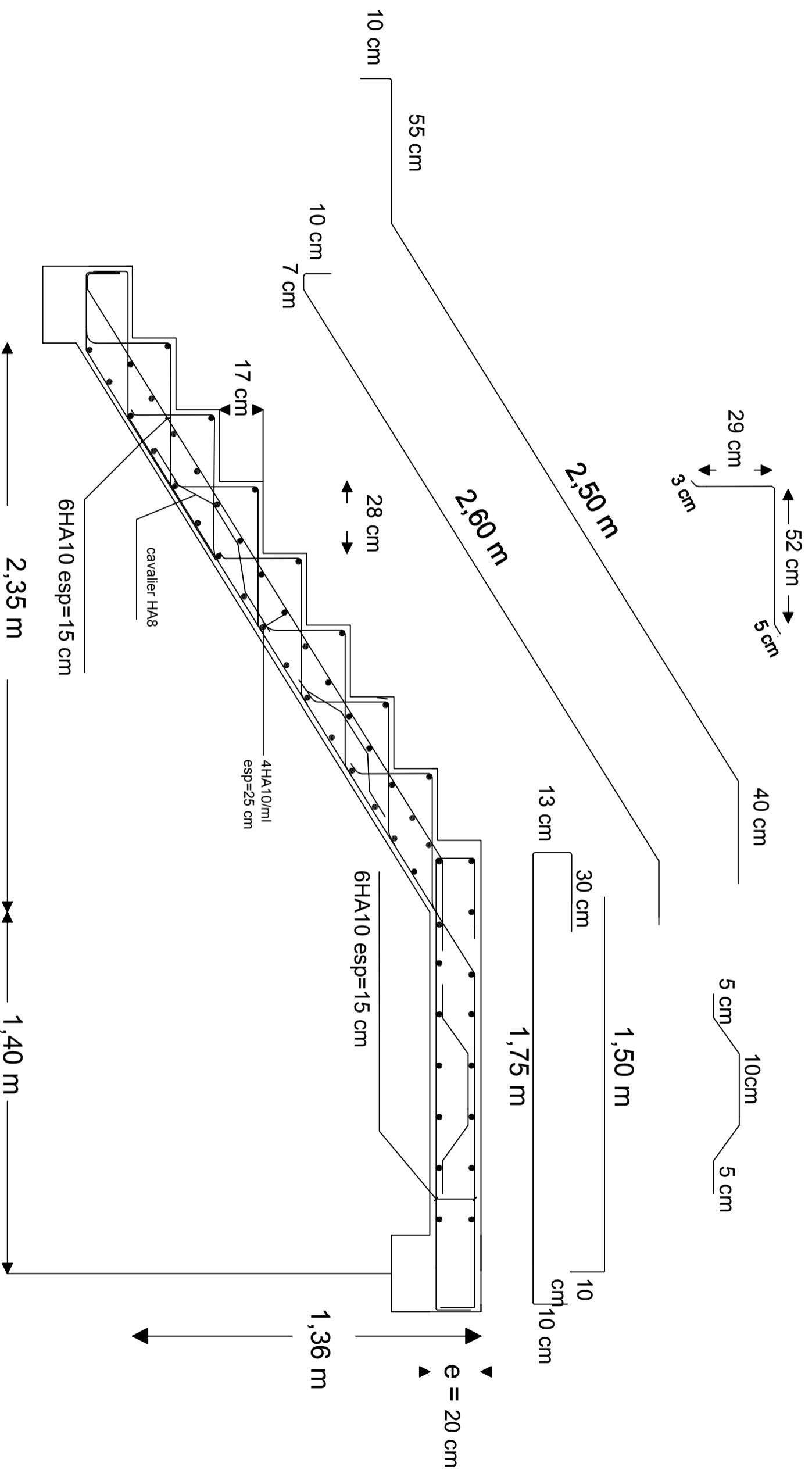


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZOULOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:		ETUDE PAR:	
plan de coffrage de Sous-sol		Mr. IMINE Mokrane	
		Mr. MESSAOUI Jugurta	
		DIRIGE PAR:	
		Mr. MEGHLAT	
ECHELLE : 1/20	PLANCHE N° 01	PROMOTION 2014-2015	



**COUPE C-C**



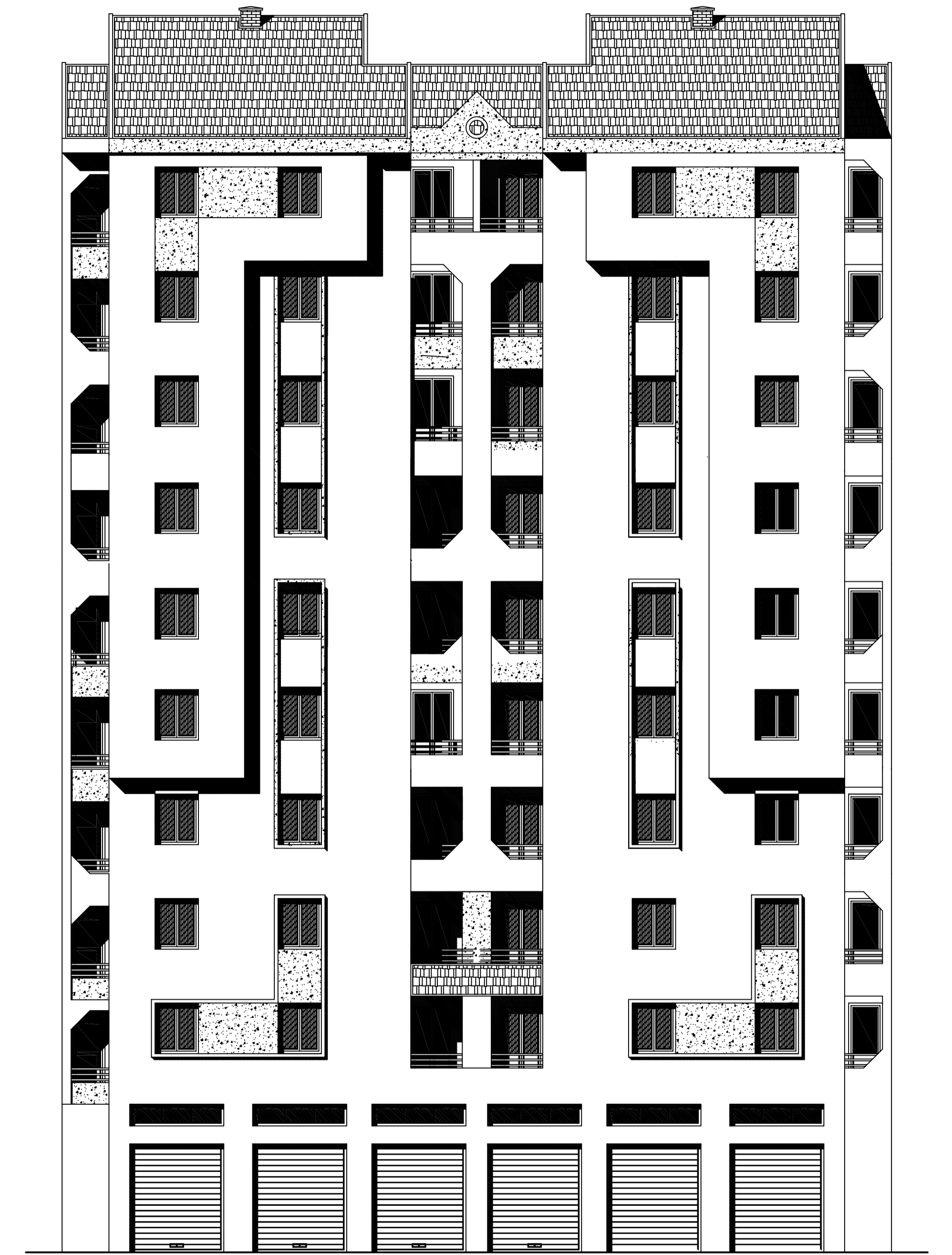
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOLOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**TITRE:**  
 Ferrailage des escaliers

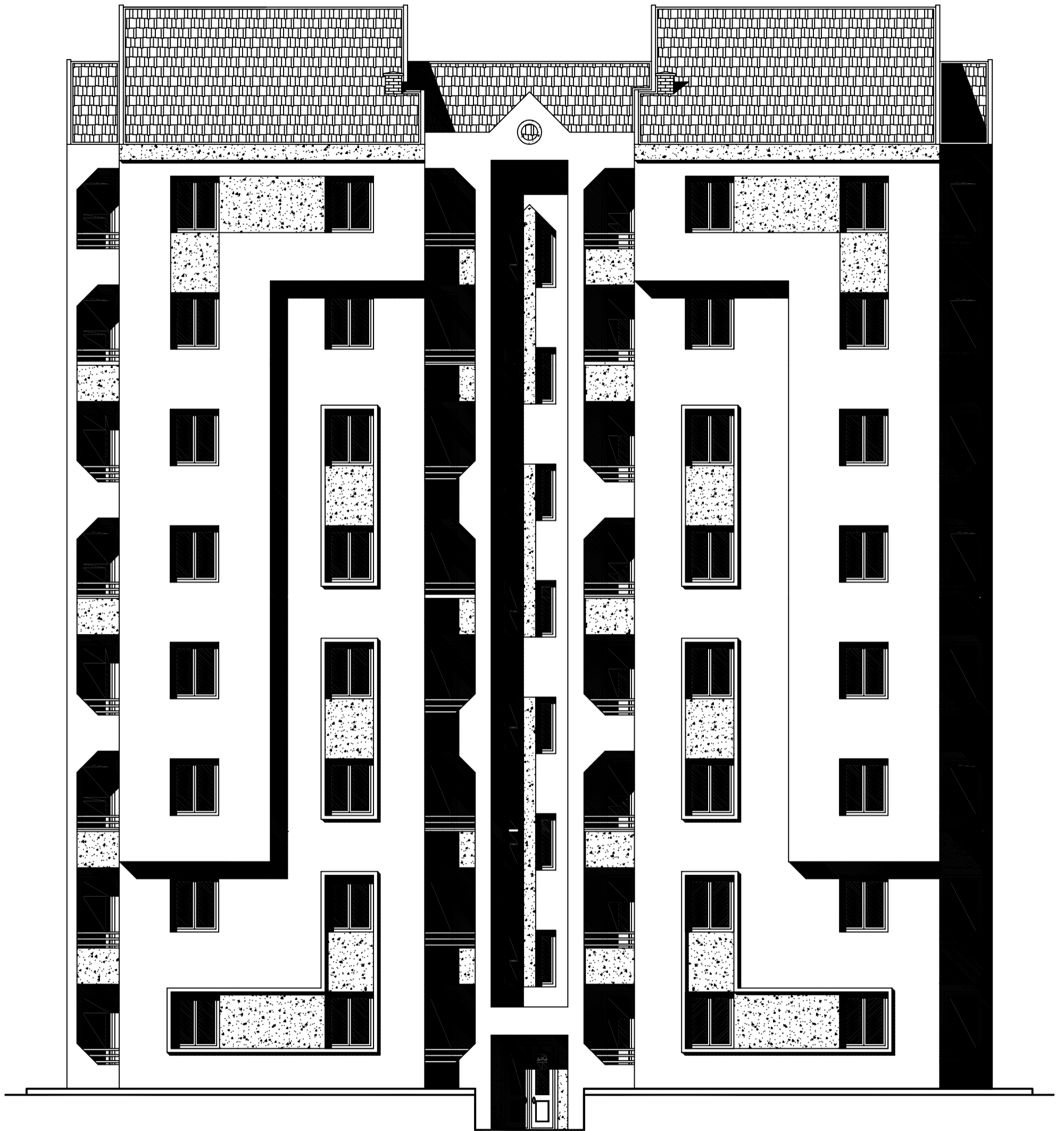
**ETUDE PAR:**  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta

**DIRIGE PAR:**  
 Mr. MEGHLAT

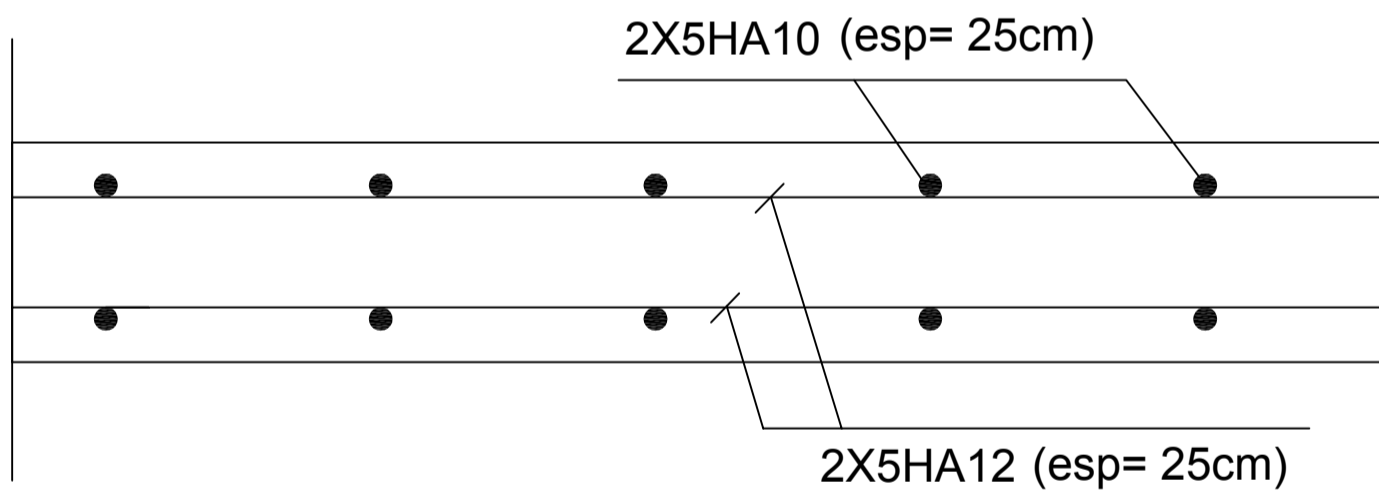
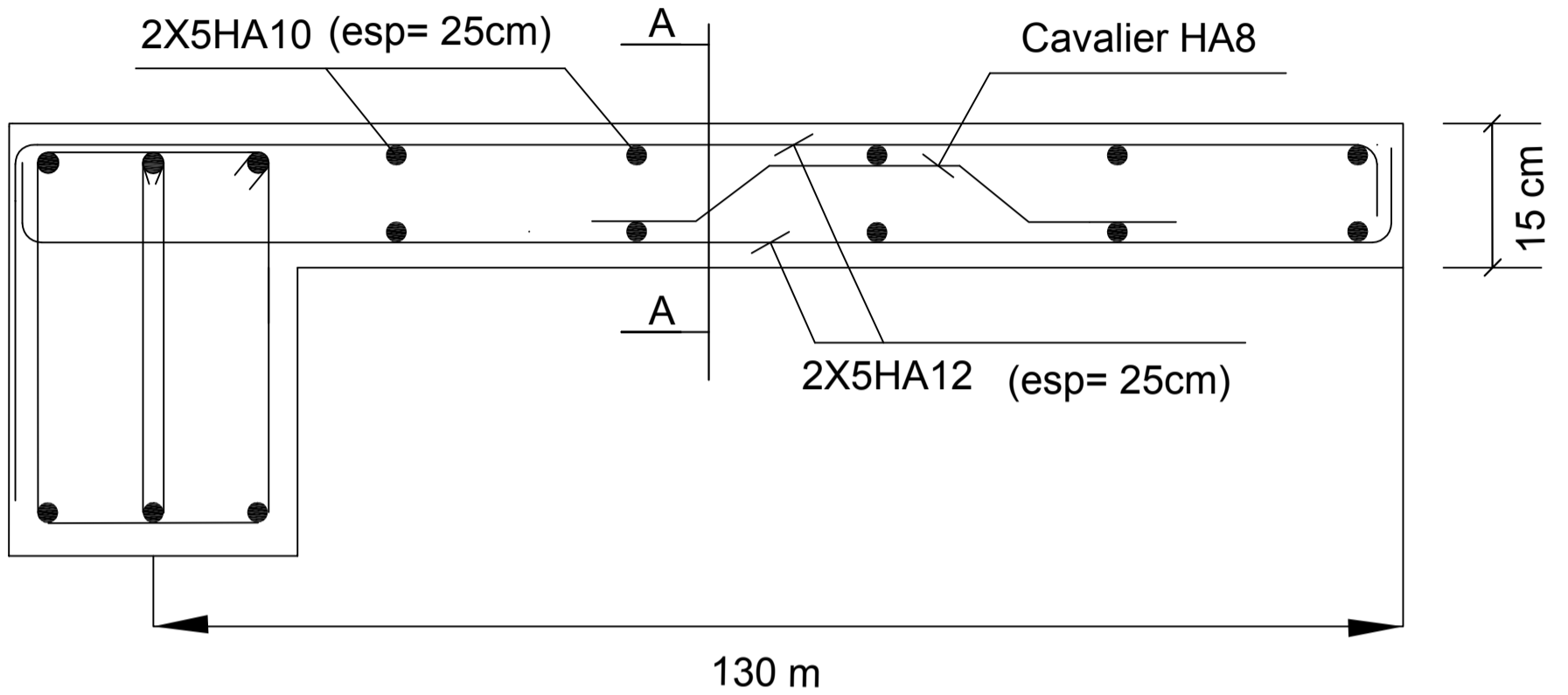
**PROMOTION** 2014-2015



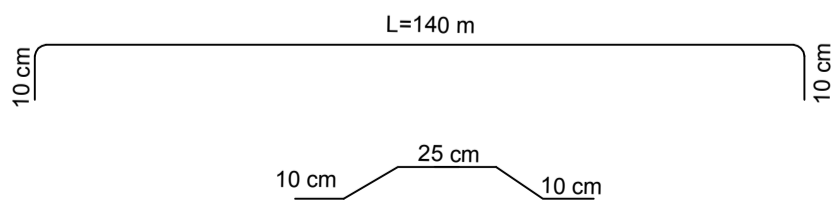
## FACADE POSTERIEURE



# FACADE PRINCIPALE



COUPE AA



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

TITRE:  
 Ferrailage de balcon

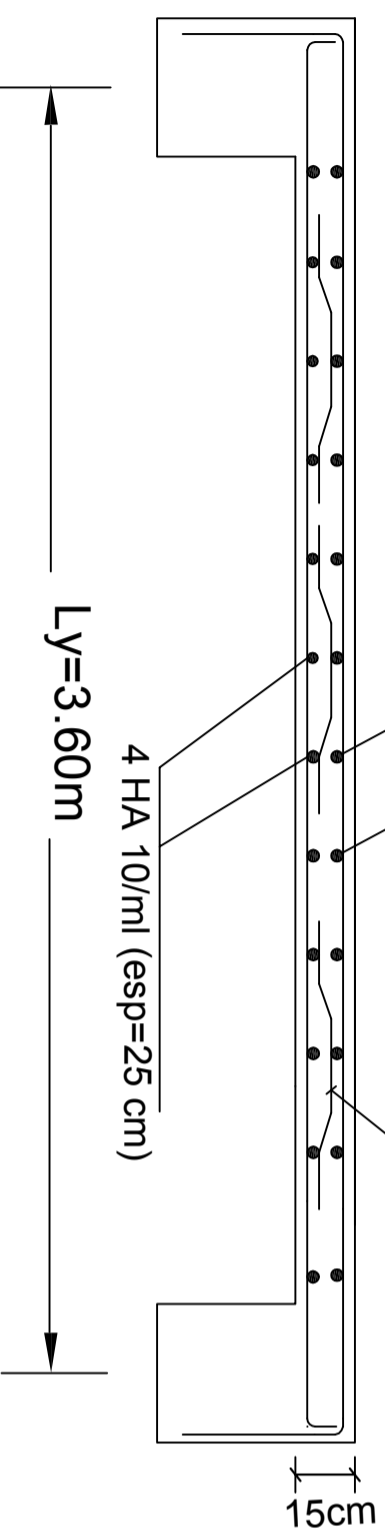
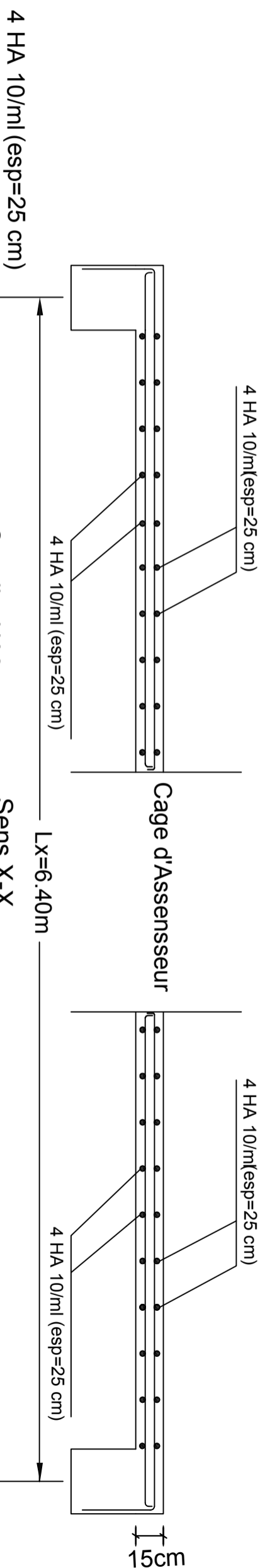
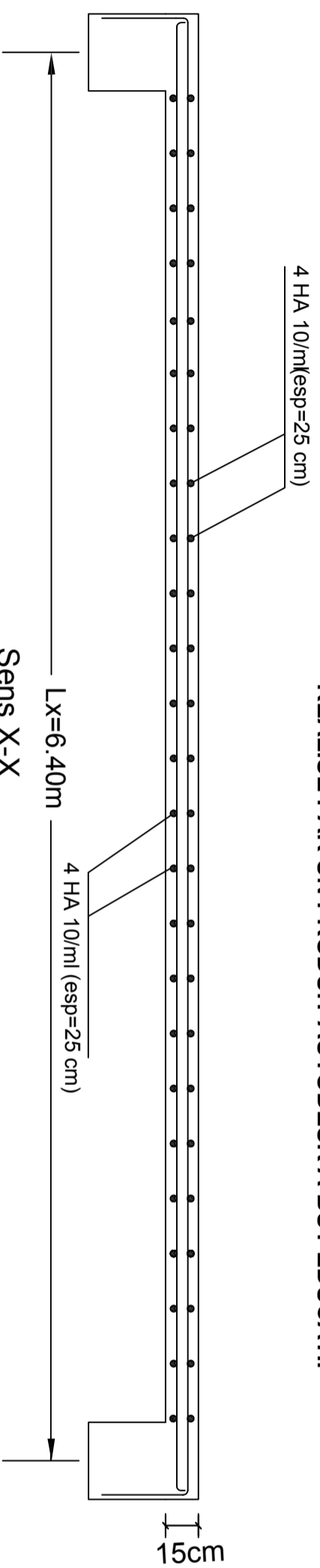
ETUDIE PAR :  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta

DIRIGE PAR :  
 Mr. MEGHLAT

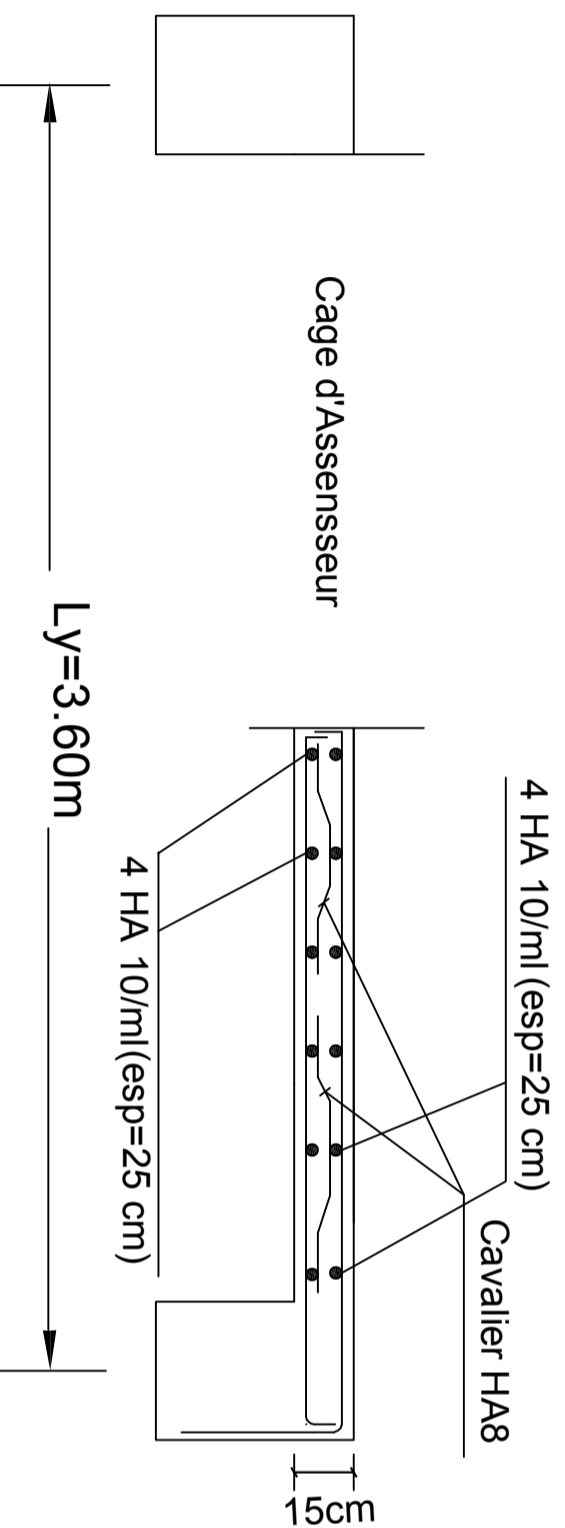
ECHELLE

PLANCHE N° 01

PROMOTION 2014-2015



Sens Y-Y



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

TITRE:  
**Ferrailage de la dalle pleine**

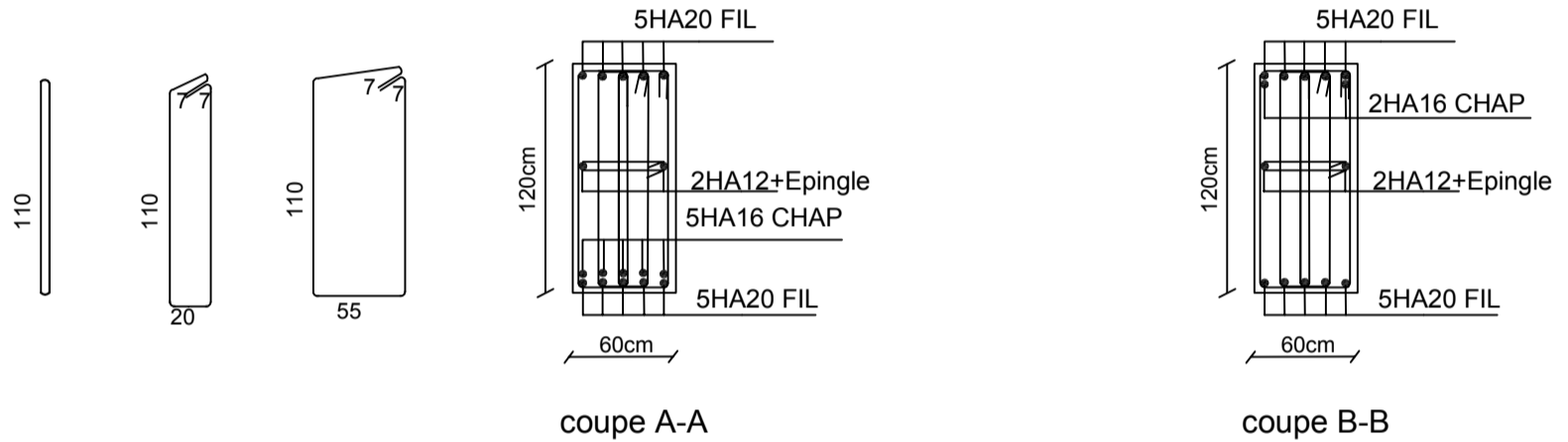
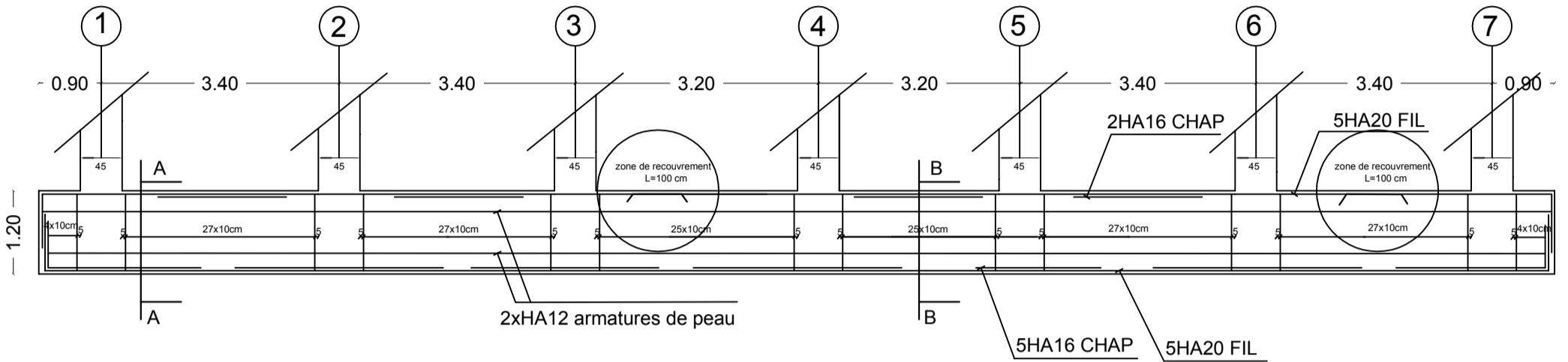
ETUDE PAR:  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta

DIRIGE PAR:  
 Mr. MEGHLAT

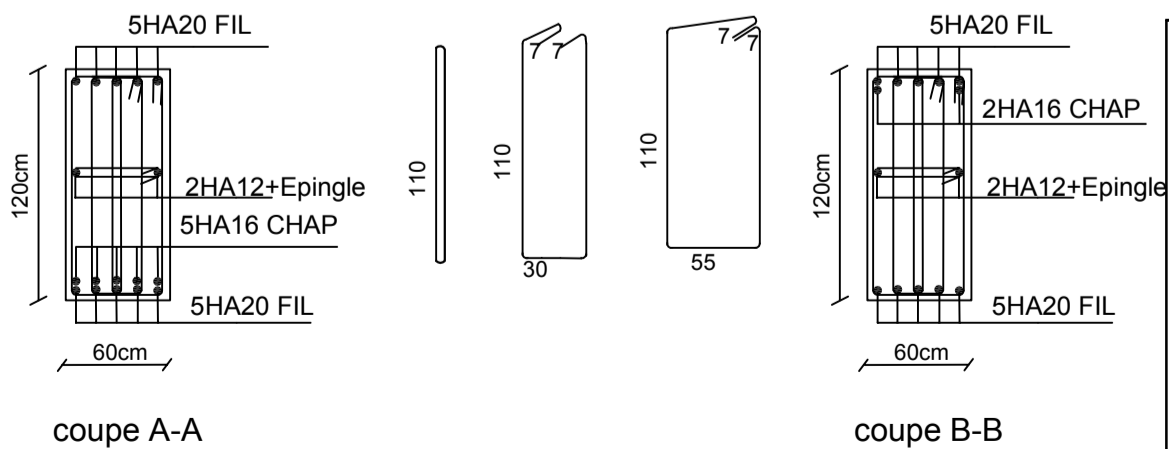
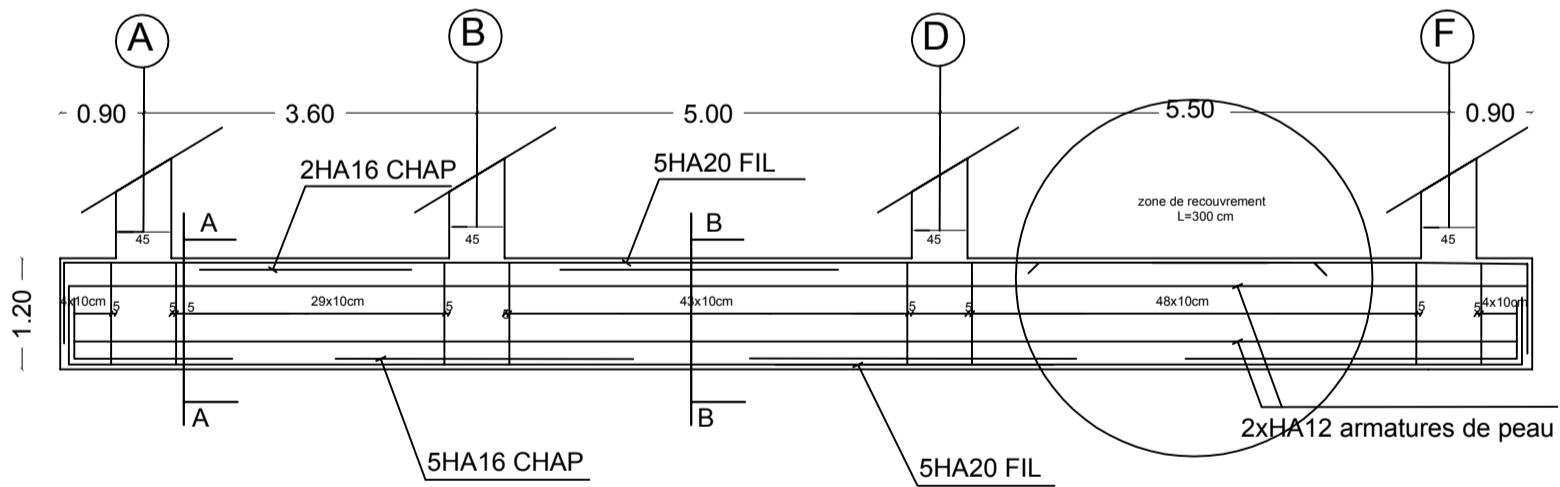
ECHELLE: PLANCHE N° 01

PROMOTION 2014-2015

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (60 X 120): sens longitudinal X-X



FERRAILLAGE DE LA NERVURE (60 X 120): sens longitudinal y-y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

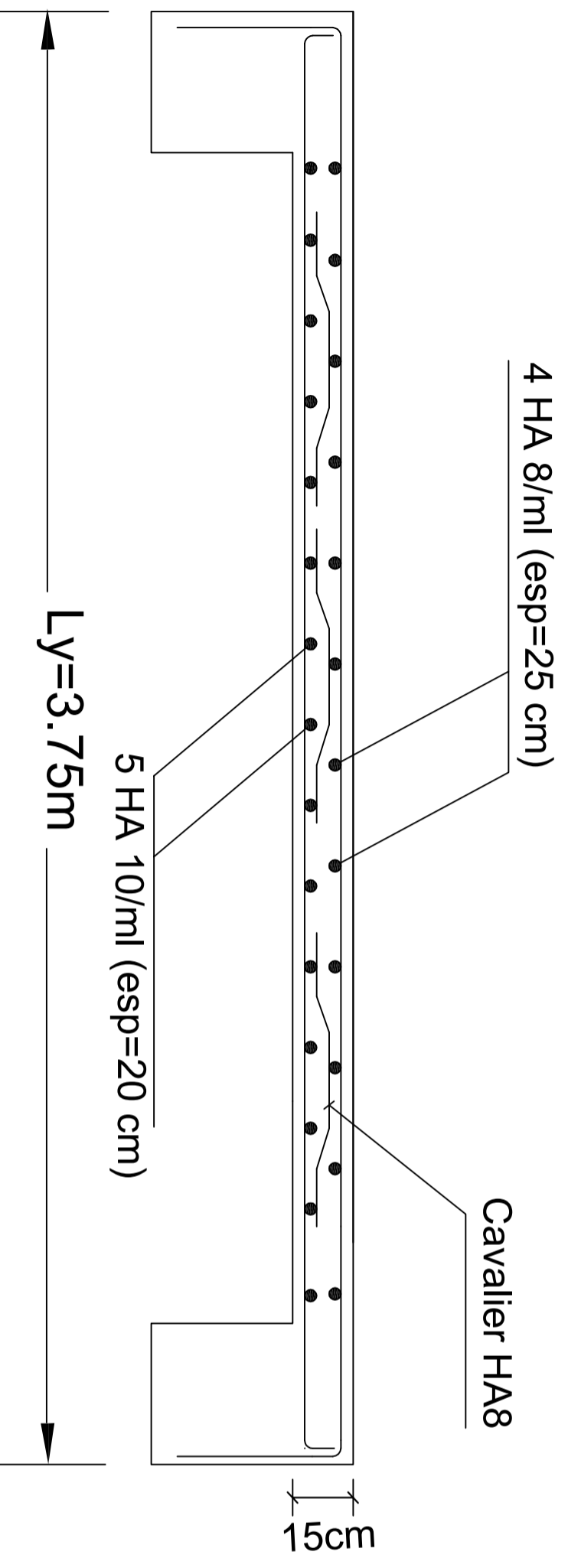
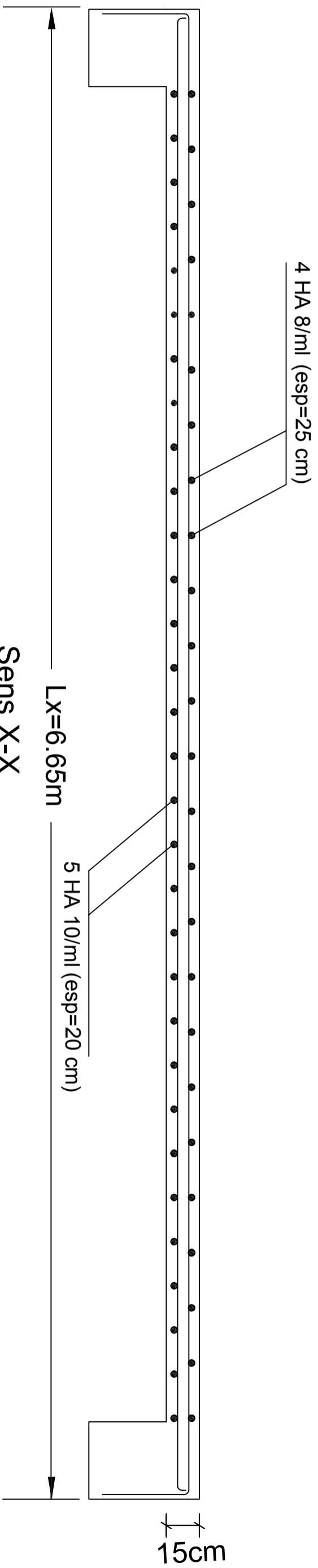
TITRE:  
 Ferrailage de la nervure

ETUDIE PAR :  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta  
 DIRIGE PAR :  
 Mr. MEGHLAT

ECHELLE

PLANCHE N° 01

PROMOTION 2014-2015



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

**TITRE:**  
 Ferrailage de la salle machine

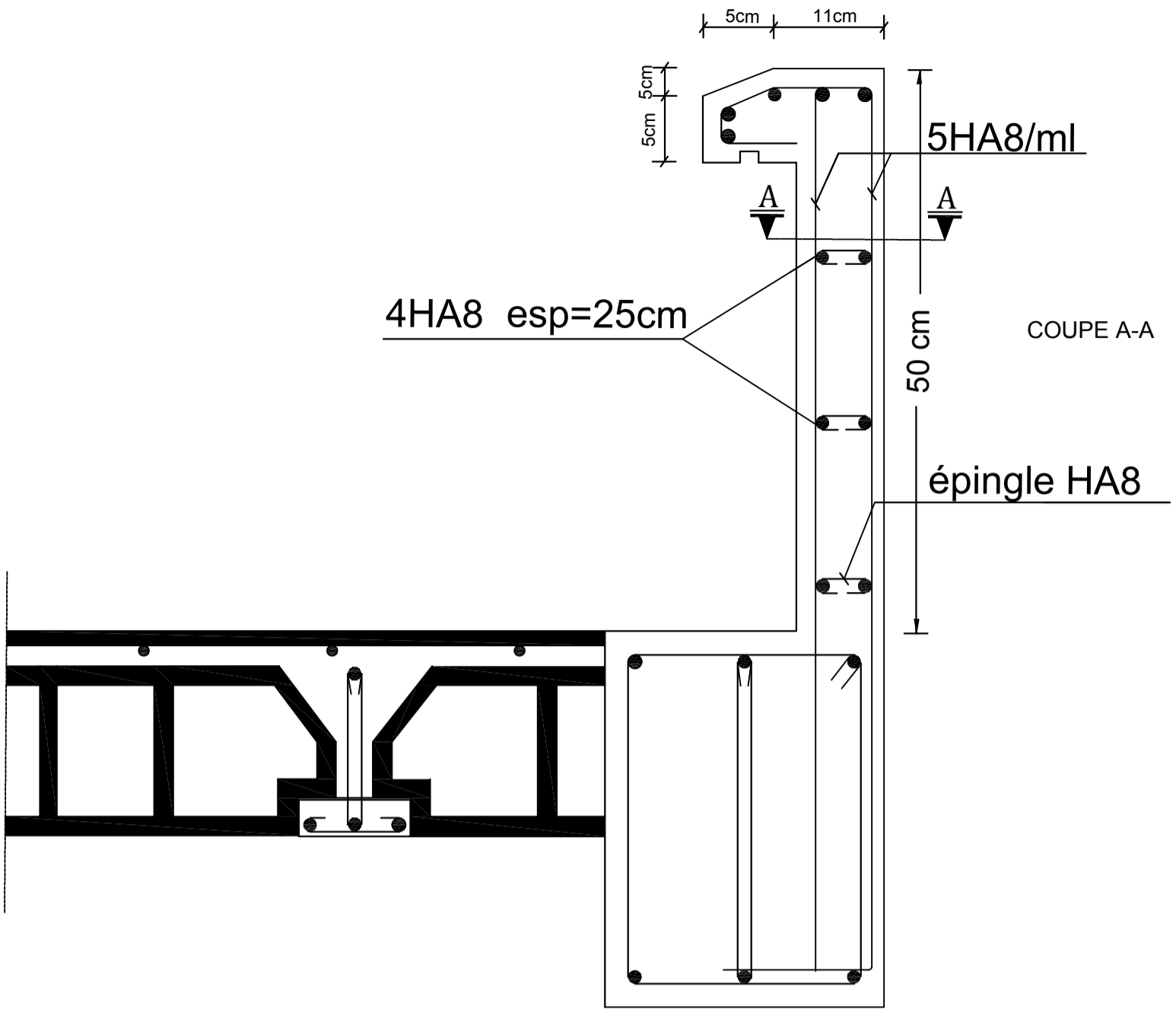
**ETUDE PAR:**  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta

**DIRIGE PAR:**  
 Mr. MEGHLAT

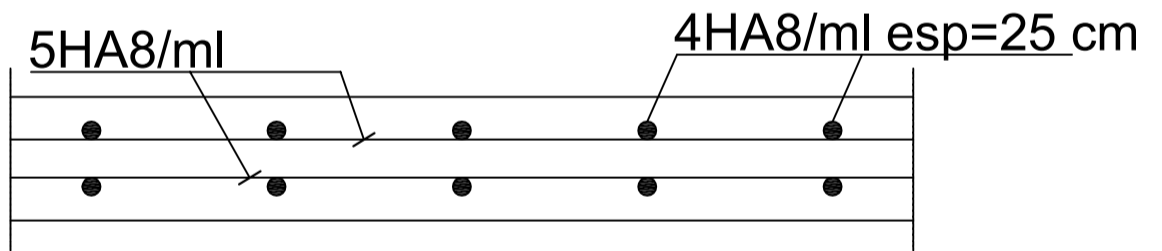
**ECHELLE:** PLANCHE N° 01

**PROMOTION:** 2014-2015





Ferrailage de l'acrotère



COUPE A-A

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

TITRE:  
 Ferrailage de l'acrotère

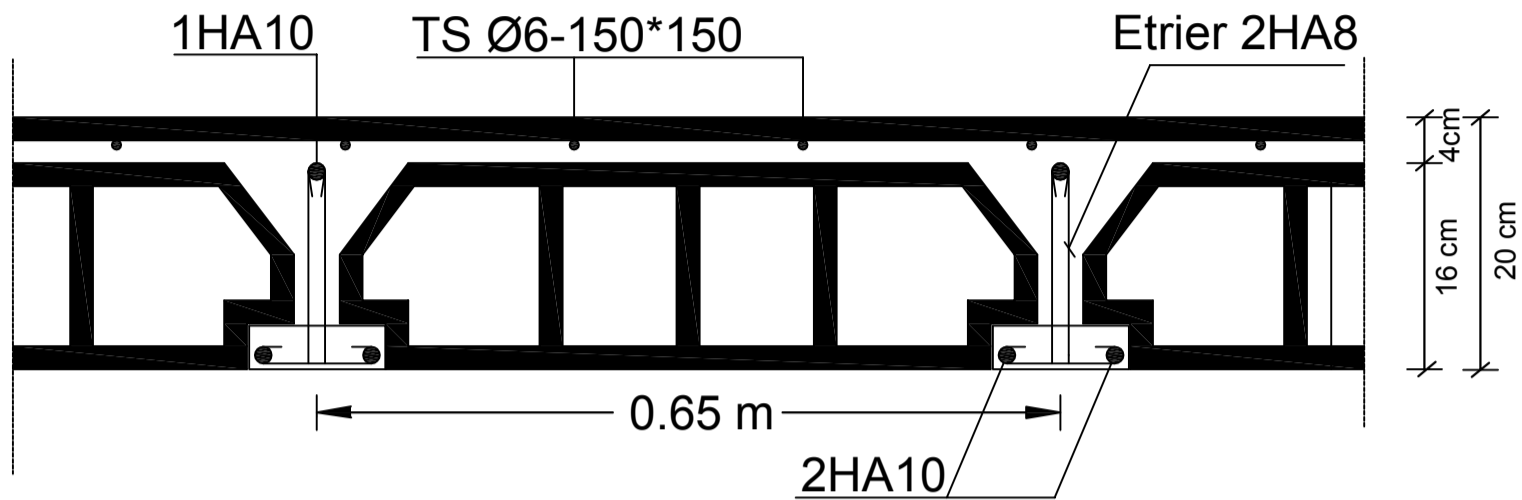
ETUDIE PAR :  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta

DIRIGE PAR :  
 Mr. MEGHLAT

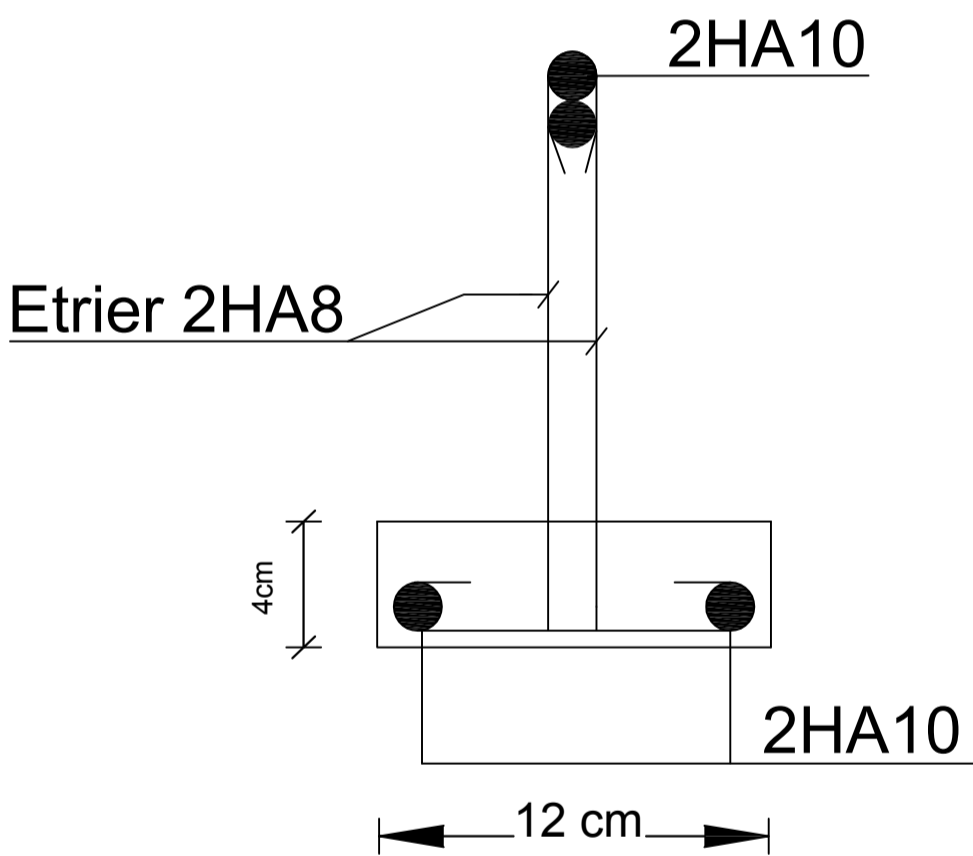
ECHELLE

PLANCHE N° 01

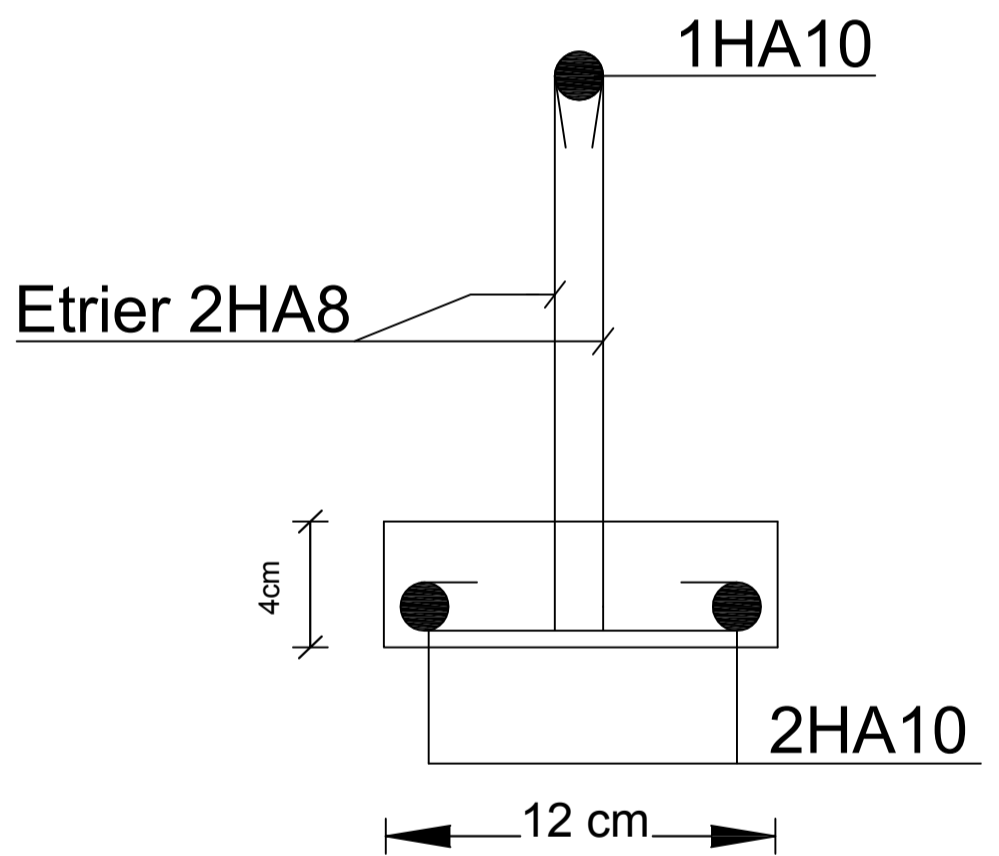
PROMOTION 2014-2015



Plan de ferrailage du plancher



ferrailage aux appuis

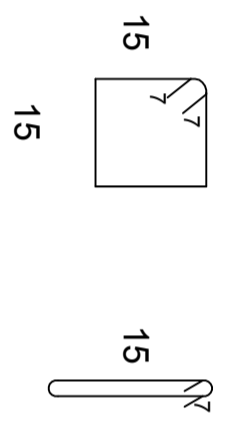
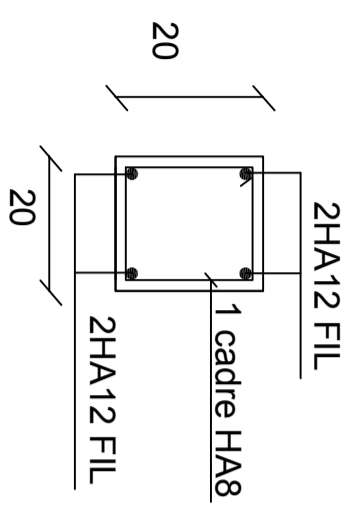
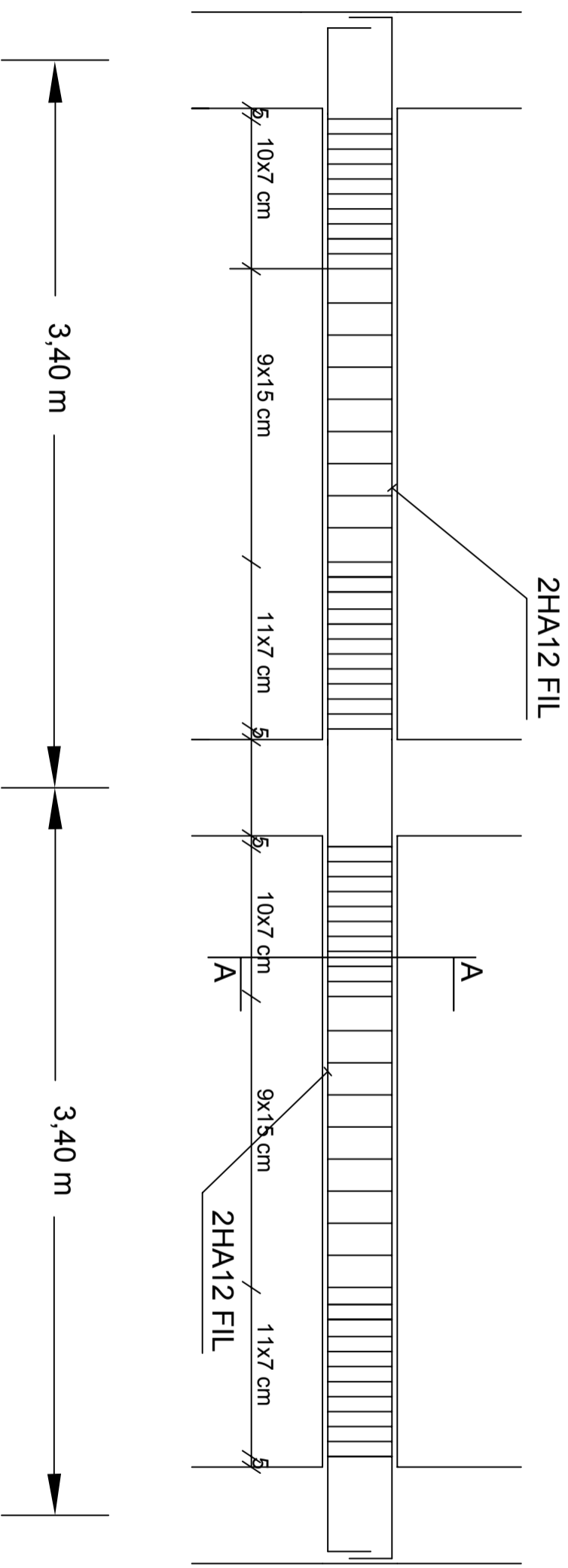


ferrailage en traveé

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

TITRE: Ferrailage de plancher	ETUDIE PAR : Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta
	DIRIGE PAR : Mr. MEGHLAT

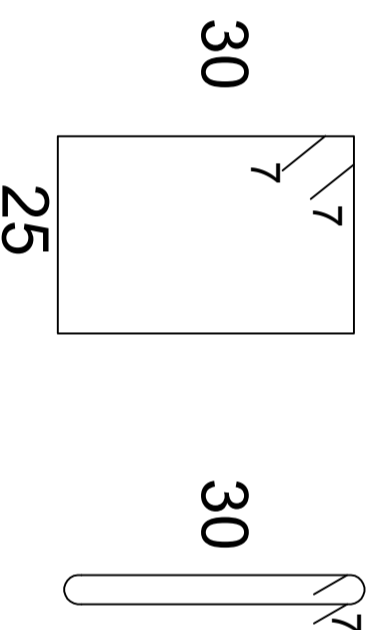
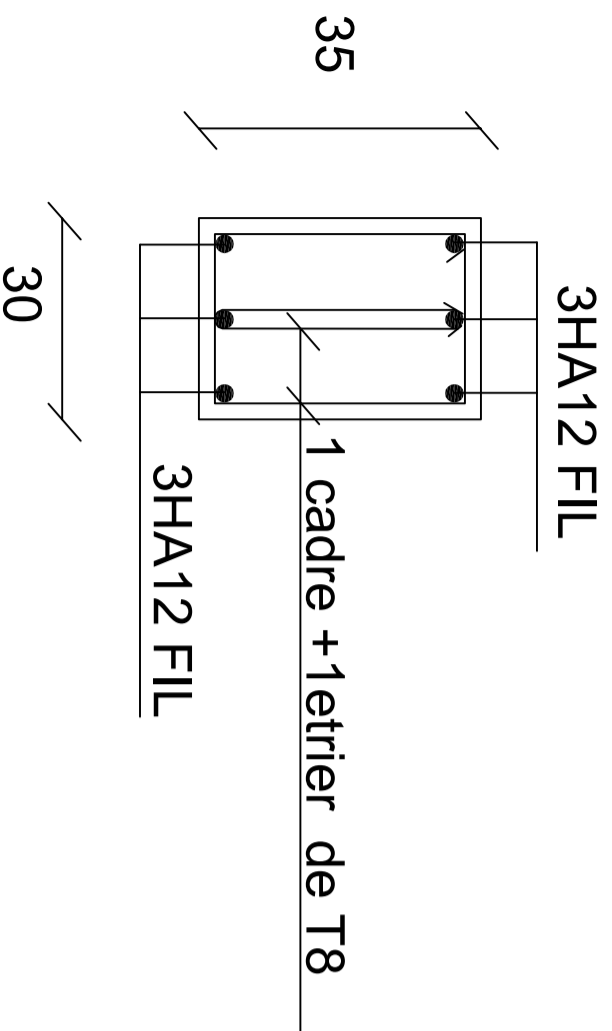
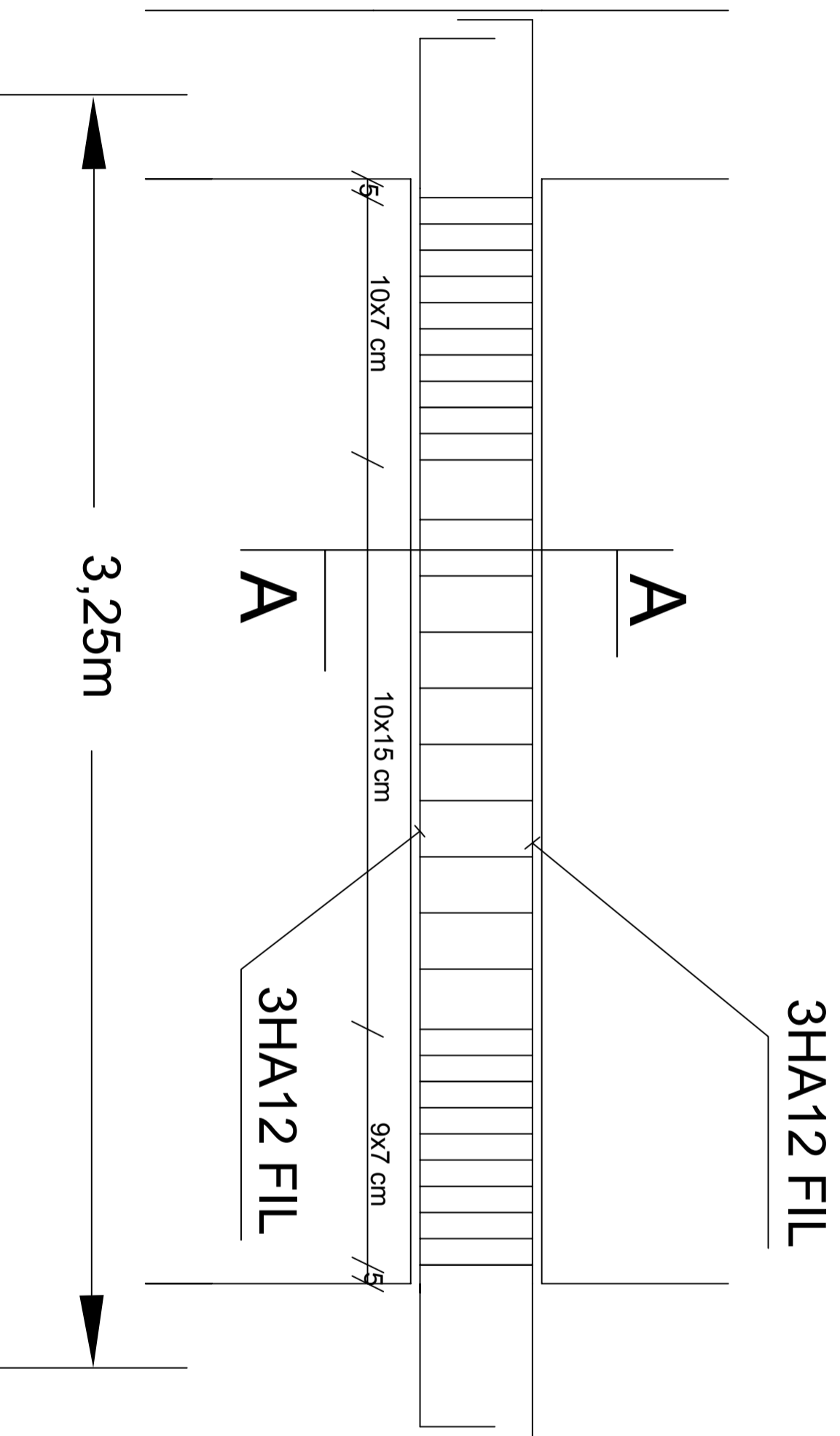
ECHELLE	PLANCHE N° 01	PROMOTION 2014-2015
---------	---------------	---------------------



COUPE A-A

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

TITRE: Ferrailage de la poutre de chainage		ETUDIE PAR : Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta	
DIRIGE PAR : Mr. MEGHLAT		PROMOTION 2014-2015	



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

TITRE:

Ferrailage de la poutre palier

ETUDIE PAR :

Mr. IMINE Mokrane

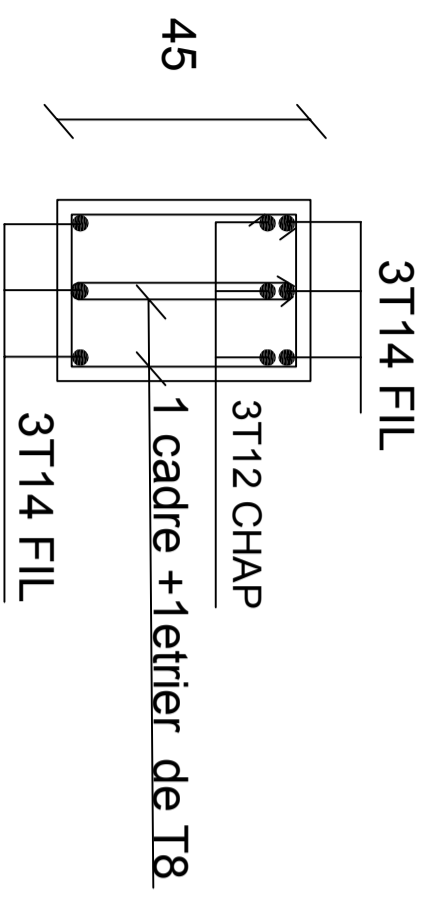
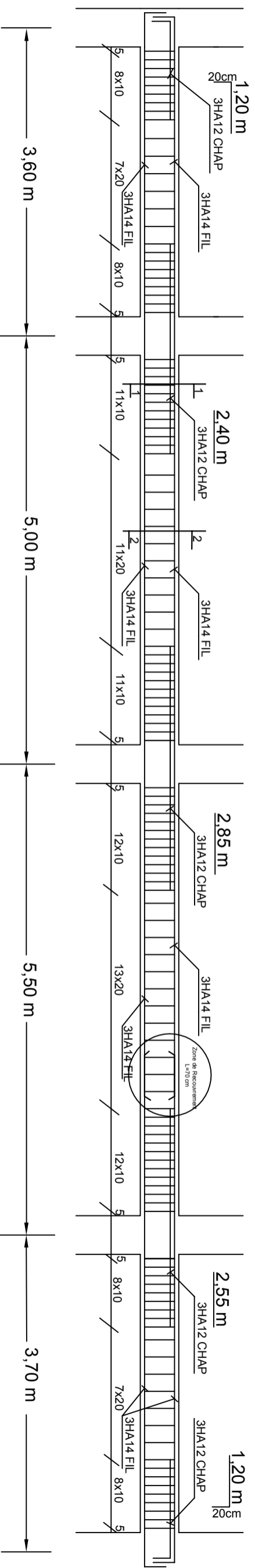
Mr. MESSAOUI Jugurta

DIRIGE PAR :

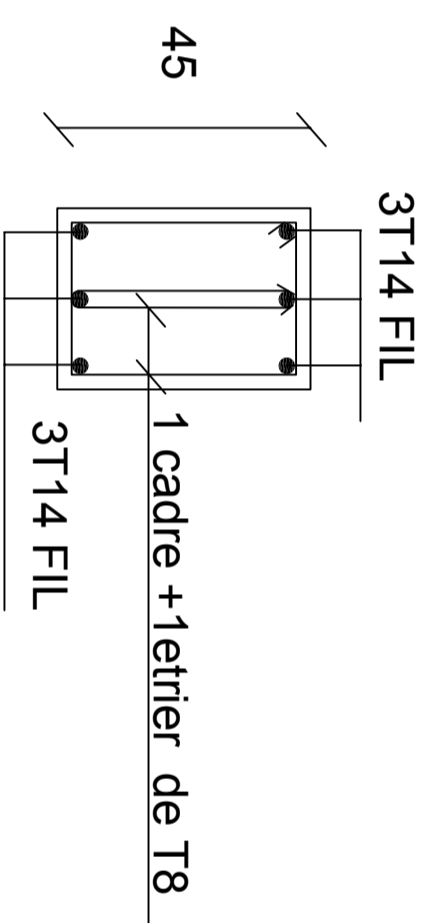
Mr. MEGHLAT

ECHELLE

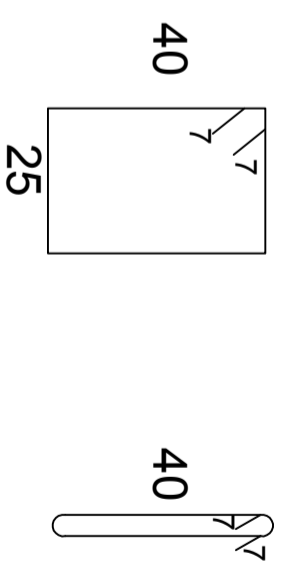
PROMOTION 2014-2015



COUPE 1-1



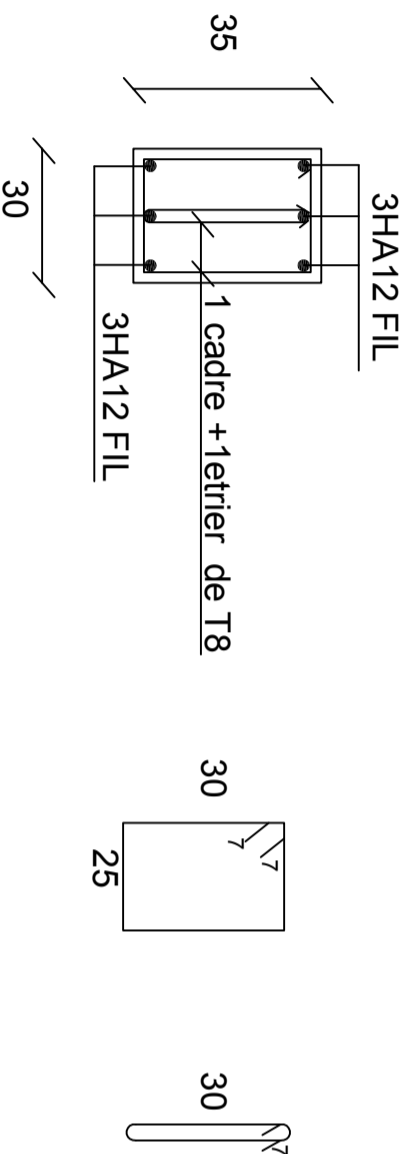
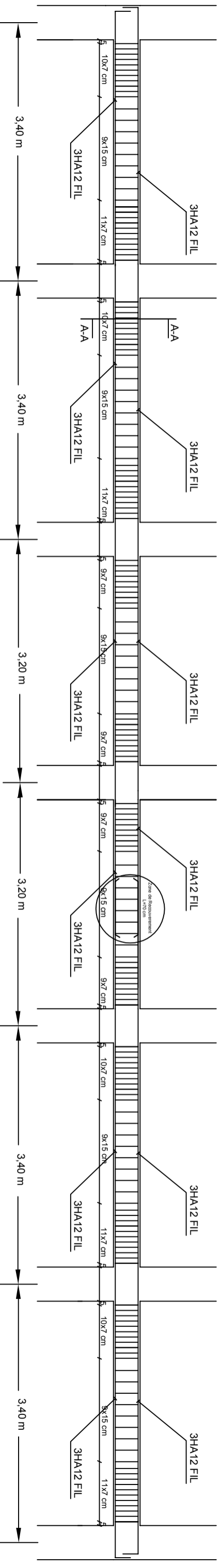
COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE: **Ferrailage de la poutre principale**  
 ETUDE PAR: Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta  
 DIRIGE PAR: Mr. MEGHLAT

ECHELLE 1:100  
 PLANCHE N° 01  
 PROMOTION 2014-2015



COUPE A-A

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

TITRE:

Ferrailage de la poutre

secondaire

ETUDIE PAR :

Mr. IMINE Mokrane

Mr. MESSAOUI Jugurta

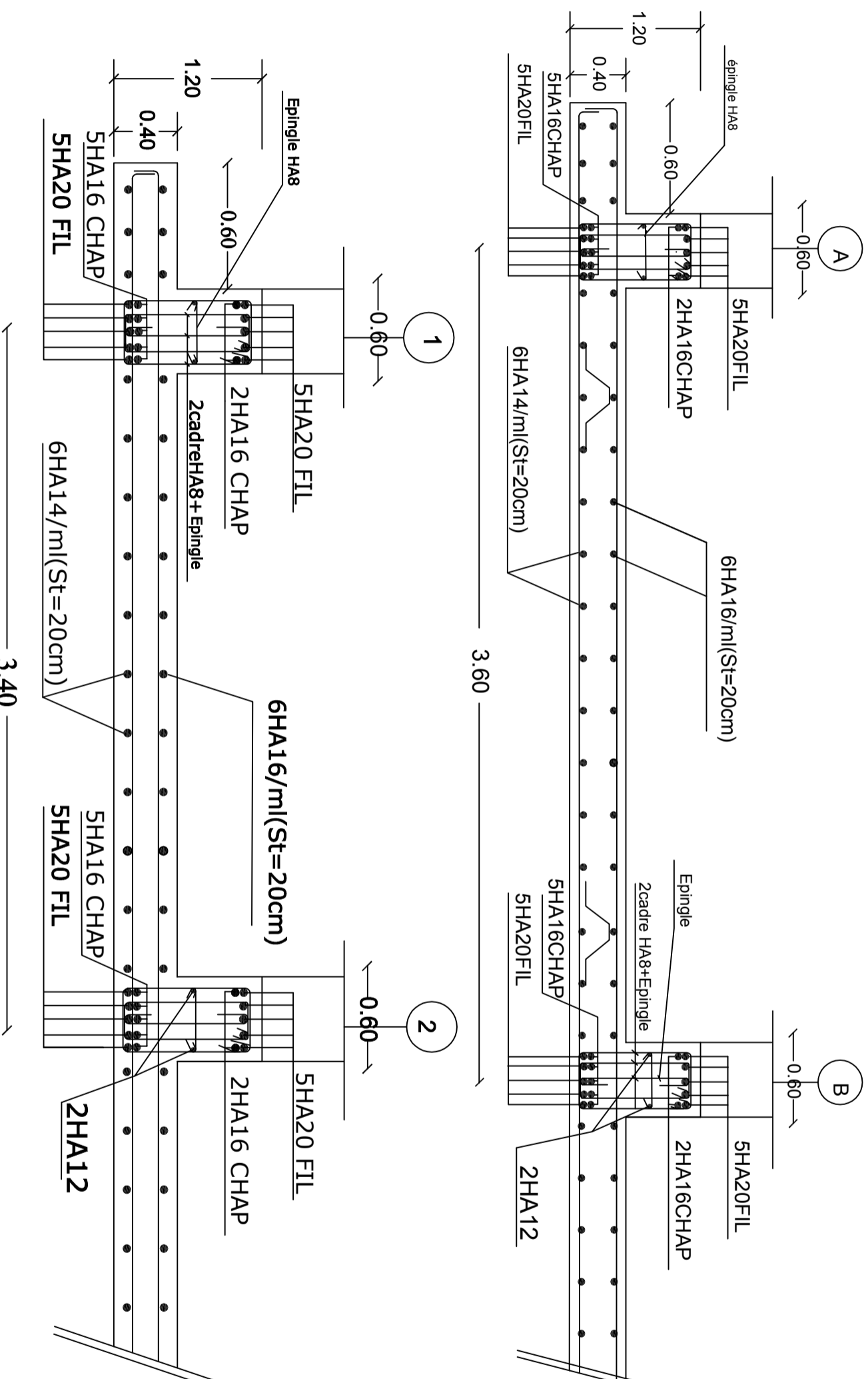
DIRIGE PAR :

Mr. MEGHLAT

ECHELLE

PROMOTION 2014-2015

# Ferrailage du radier dans le sens Y-Y



# Ferrailage du radier dans le sens X-X

**Ferrailage de radier**

TITRE:

ETUDE PAR:

Mr. IMINE Mokrane

Mr. MESSAOUI Jugurta

DIRIGE PAR:

Mr. MEGHLAT

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

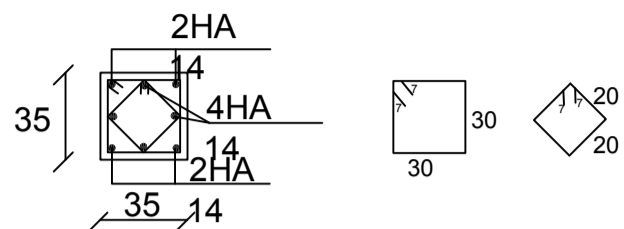
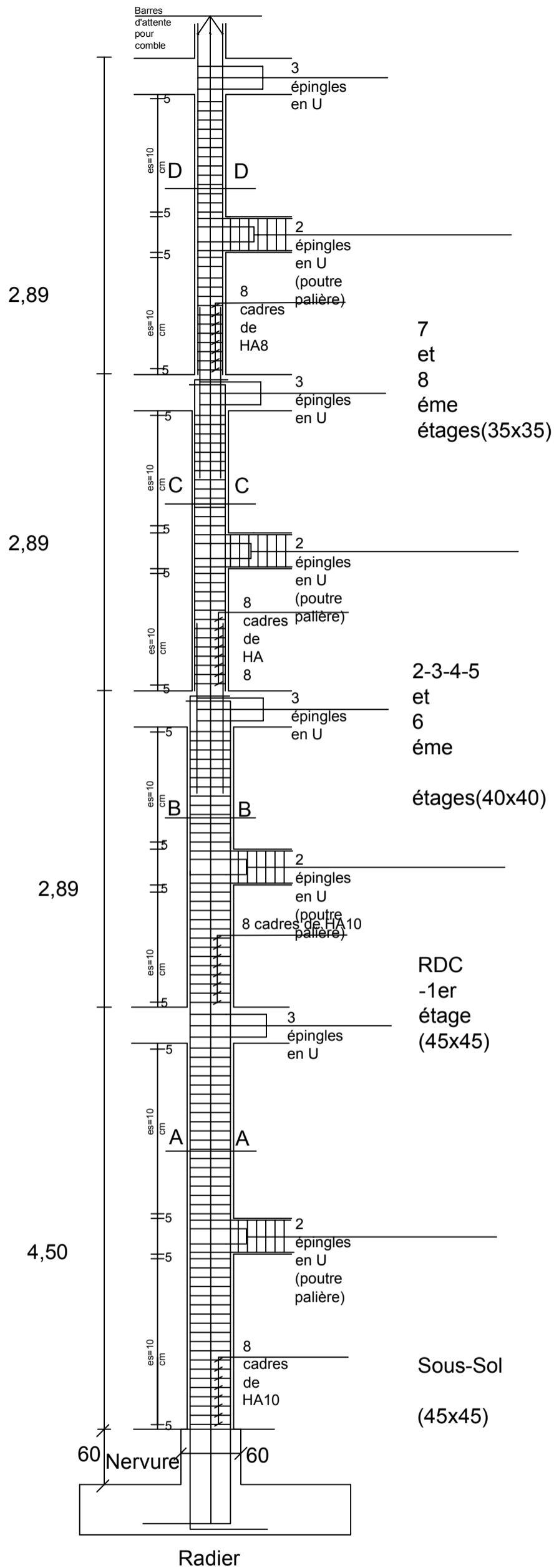
ECHELLE

PLANCHE N° 01

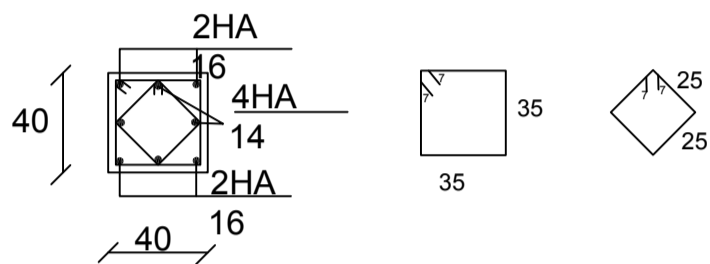
PROMOTION 2014-2015



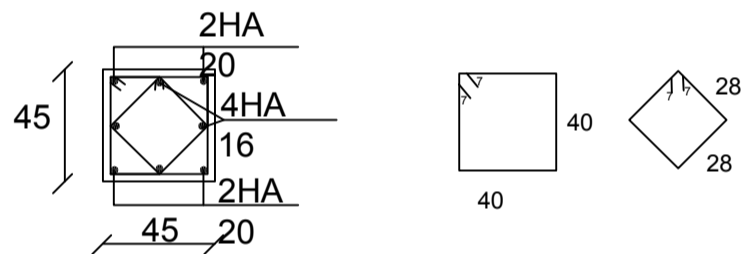
D:\memoire\mok & jigo QA IMP\plans.dwg, 22/09/2015 14:05:51, Foxit Reader PDF Printer



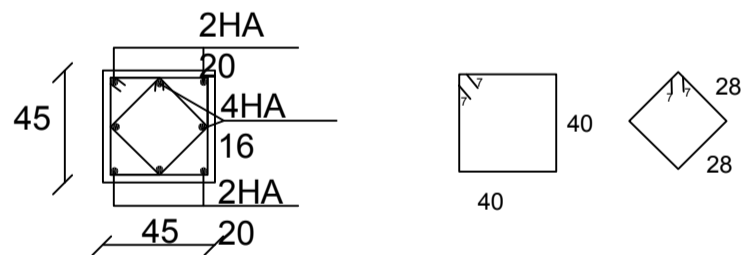
Coup D-D



Coup C-C



Coup B-B



Coup A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:  
 ferrailage des poteaux de  
 poutre paliere

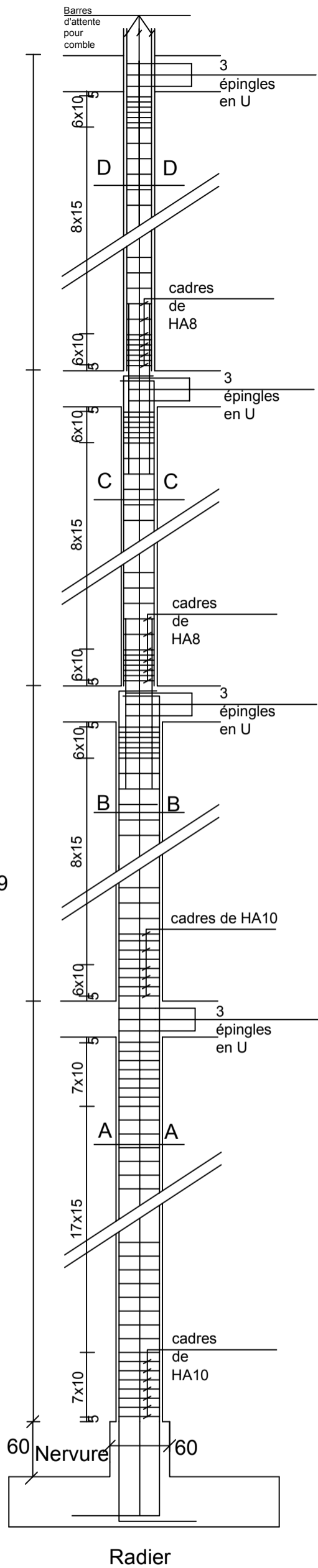
ETUDIE PAR :  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta  
 DIRIGE PAR :  
 Mr. MEGHLAT

ECHELLE

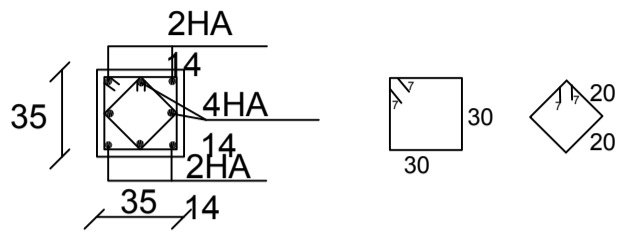
PLANCHE N° 01

PROMOTION 2014-2015

D:\memoire\mok & jigg QA IMP\plans.dwg, 22/09/2015 14:07:29, Foxit Reader PDF Printer

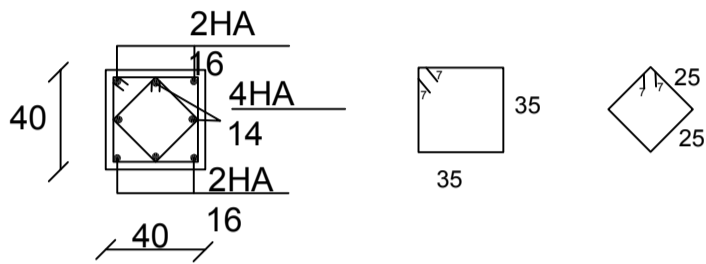


7  
et  
8  
ème  
étages(35x35)



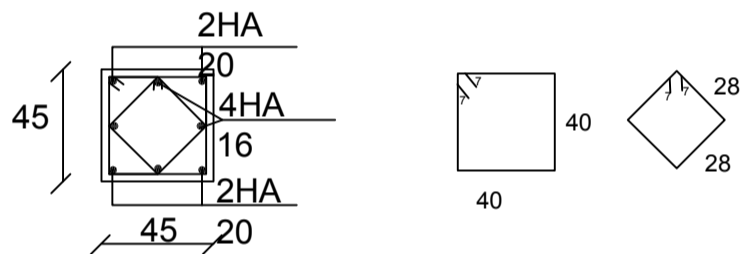
Coup  
D-D

2-3-4-5  
et  
6  
ème  
étages(40x40)



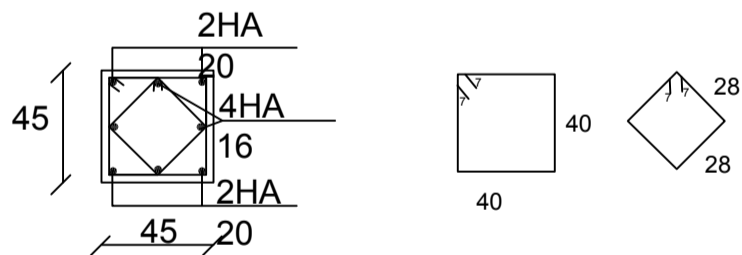
Coup  
C-C

RDC  
-1er  
étage  
(45x45)



Coup  
B-B

Sous-Sol  
(45x45)



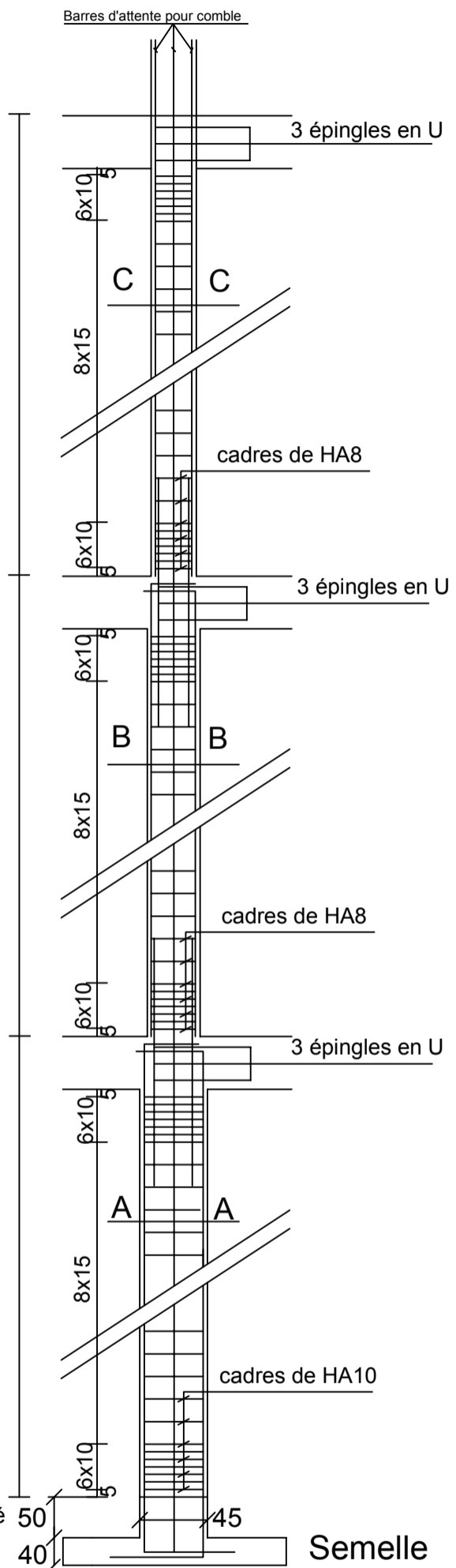
Coup  
A-A

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

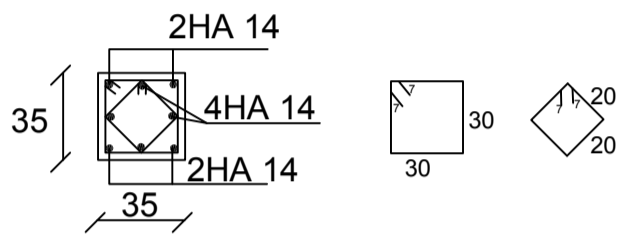
TITRE: <b>Ferrailage des poteaux Fil AA</b>	ETUDIE PAR : Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta
	DIRIGE PAR : Mr. MEGHLAT
ECHELLE	PLANCHE N° 01
PROMOTION 2014-2015	

D:\memoire\mok & jigo QA IMP\plans.dwg, 22/09/2015 14:06:46, Foxit Reader PDF Printer

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

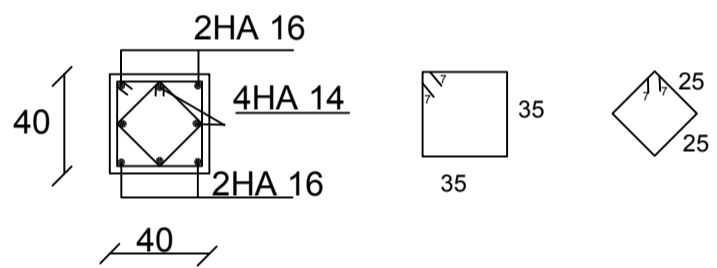


7 et 8 ème étages(35x35)



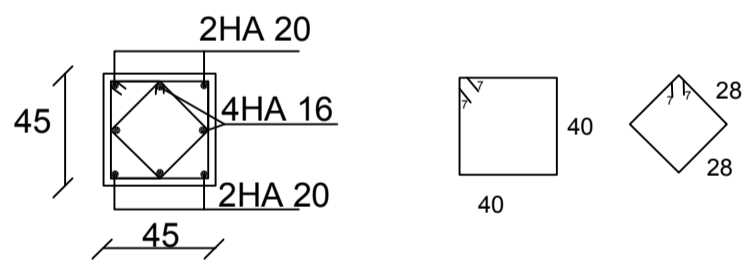
Coup C-C

2-3-4-5 et 6 ème étages(40x40)



Coup B-B

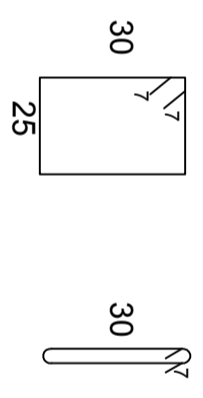
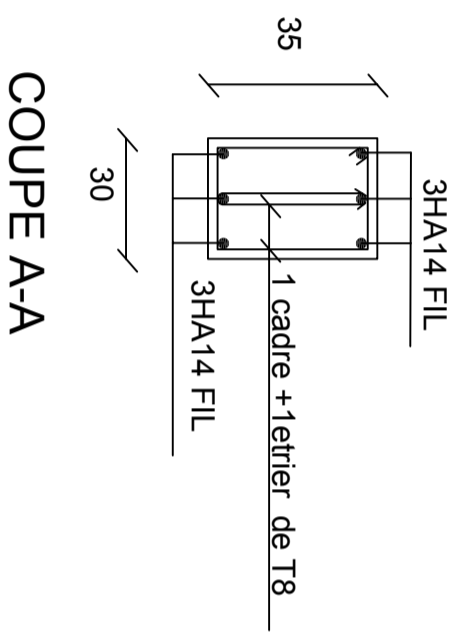
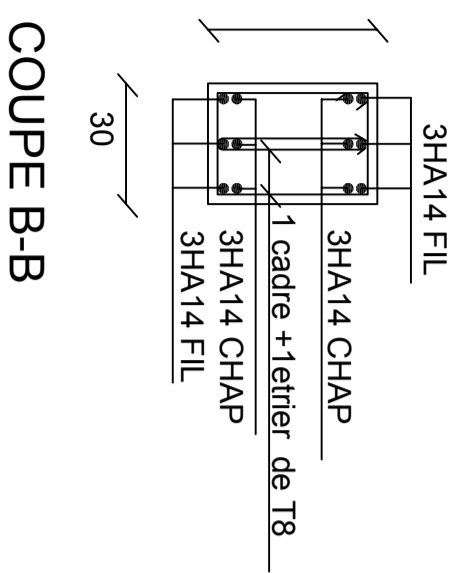
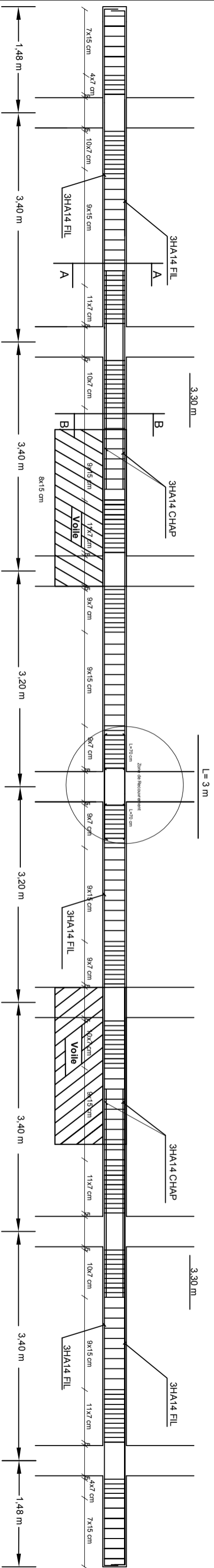
RDC -1er étage (45x45)



Coup A-A

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

<b>TITRE:</b> Ferrailage des poteaux Fil GG	<b>ETUDIE PAR :</b> Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta
	<b>DIRIGE PAR :</b> Mr. MEGHLAT
EHELLE	PLANCHE N° 01
PROMOTION 2014-2015	



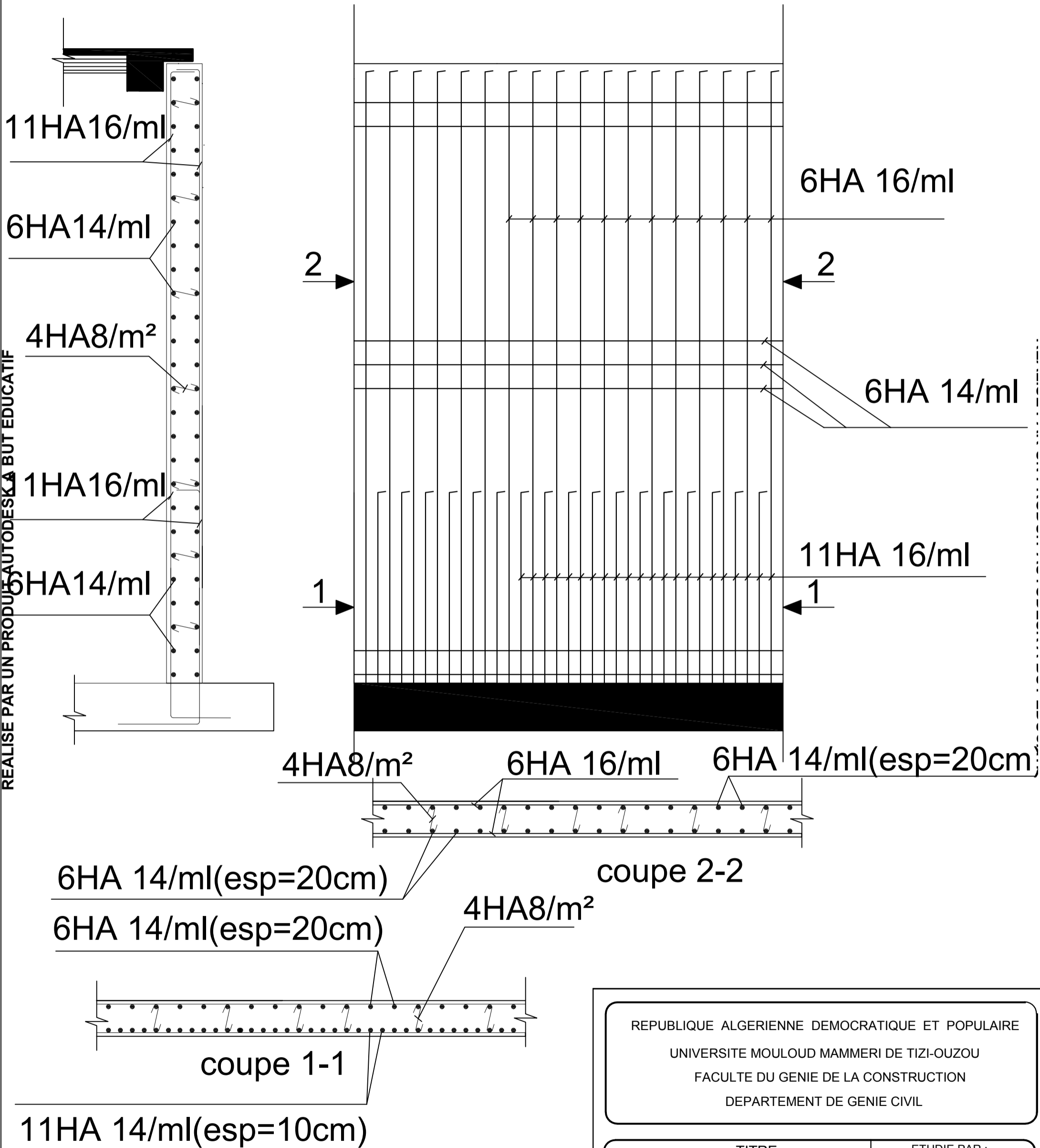
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**TITRE:**  
 Ferrailage de la poutre  
 secondaire solidaire des voiles

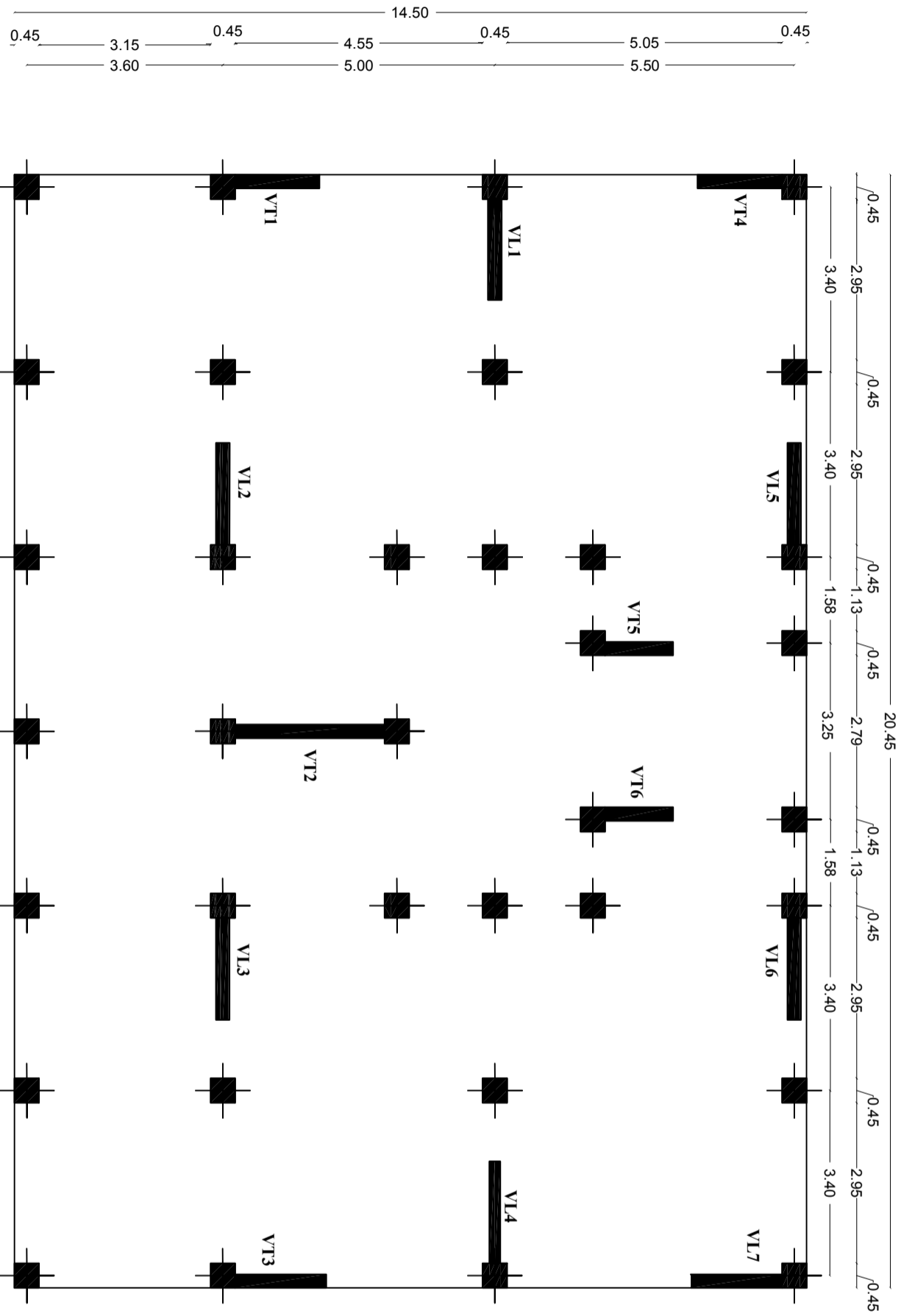
**ETUDIE PAR :**  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta

**DIRIGE PAR :**  
 Mr. MEGHLAT

**ECHELLE**      **PLANCHE N° 01**      **PROMOTION 2014-2015**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
TITRE:  ferrailage du mur plaque	ETUDIE PAR : Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta	
	DIRIGE PAR : Mr. MEGHLAT	
ECHELLE	PLANCHE N° 01	PROMOTION 2014-2015



# Implantation des poteaux et les voiles

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

**TITRE:**  
 Implantation des poteaux  
 et les voiles

**ETUDIE PAR :**  
 Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta

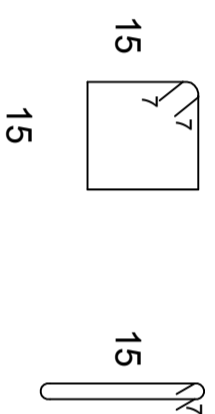
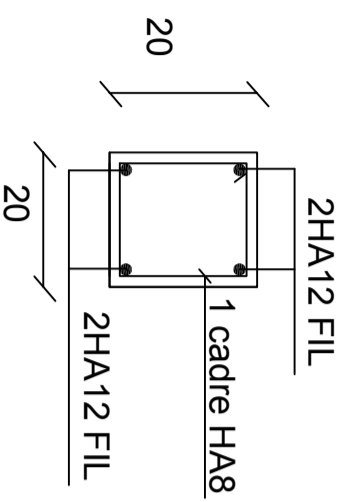
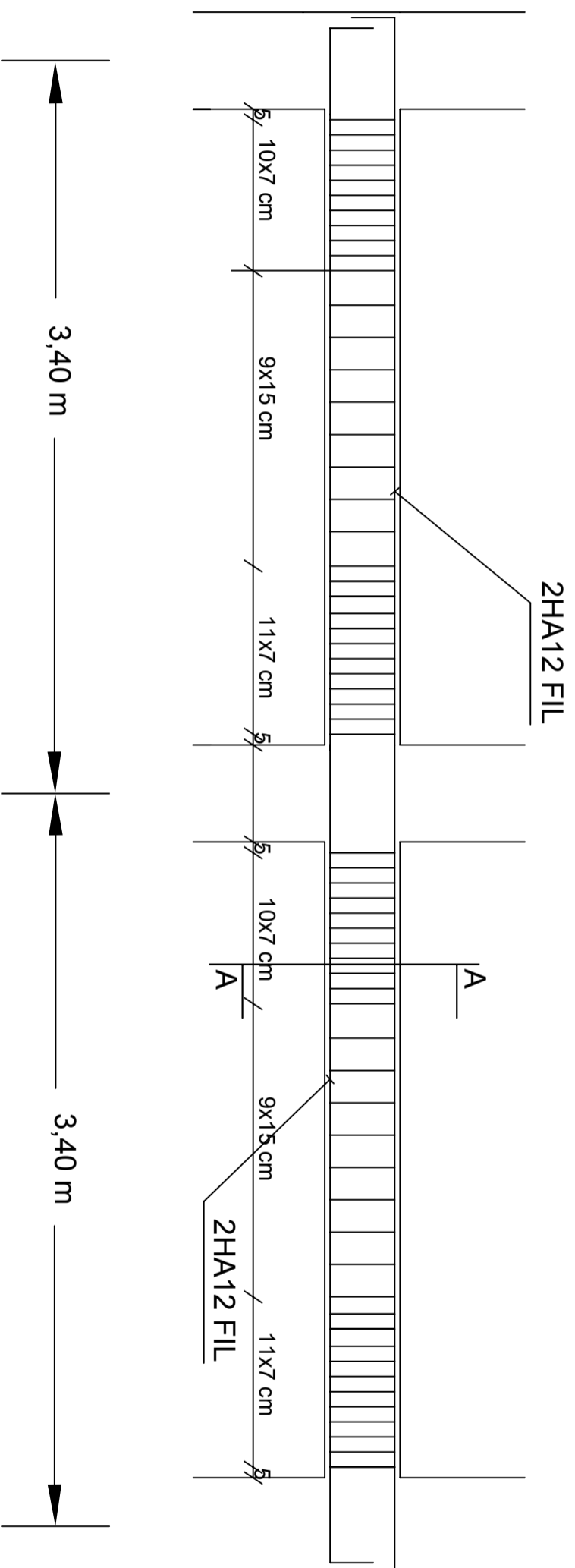
**DIRIGE PAR :**  
 Mr. MEGHLAT

ECHELLE : 1/20

PLANCHE N° 01

PROMOTION 2014-2015





COUPE A-A

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

TITRE:

Ferrailage de la poutre de  
 chainage

ETUDIE PAR :

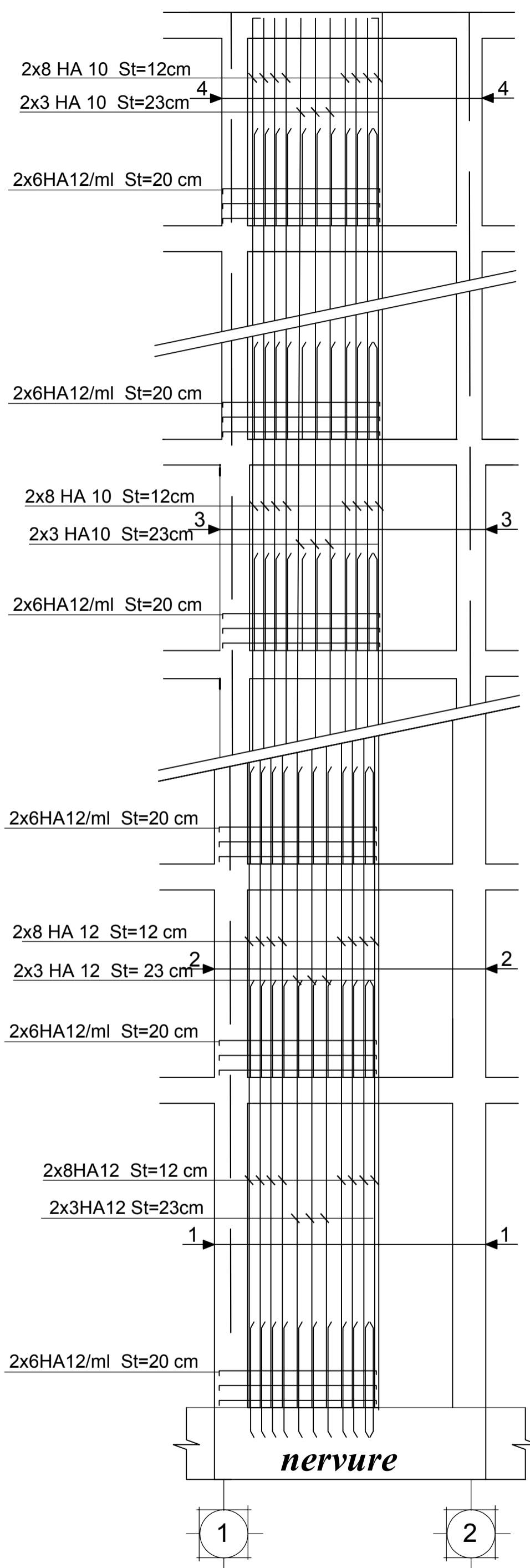
Mr. IMINE Mokrane  
 Mr. MESSAOUI Jugurta

DIRIGE PAR :  
 Mr. MEGHLAT

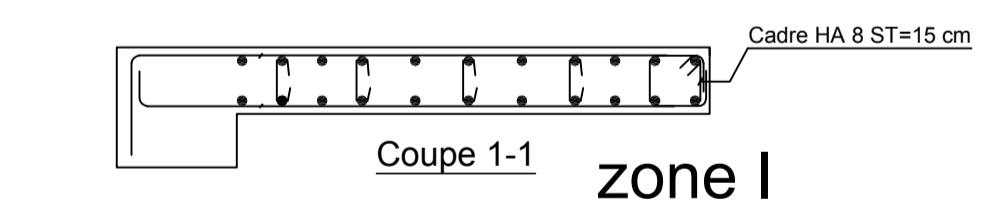
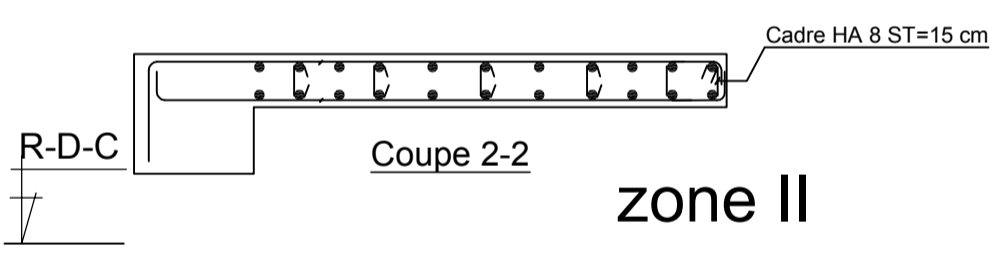
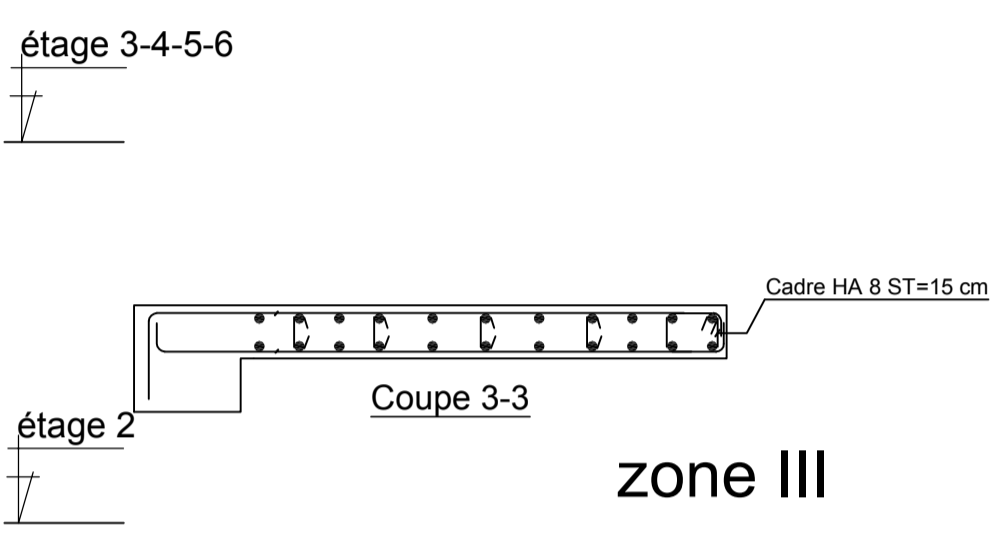
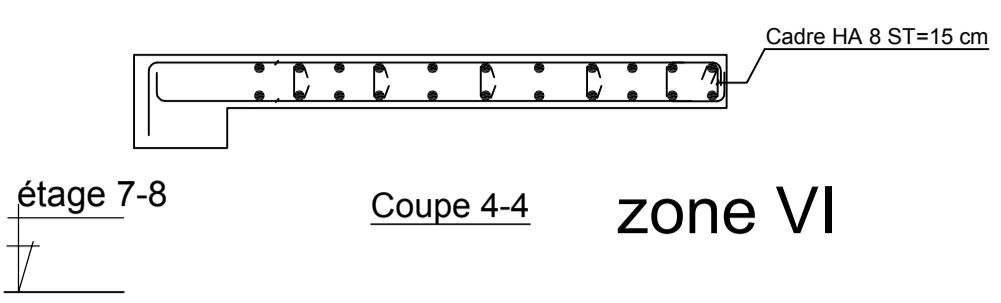
ECHELLE

PROMOTION 2014-2015

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Voile Type I

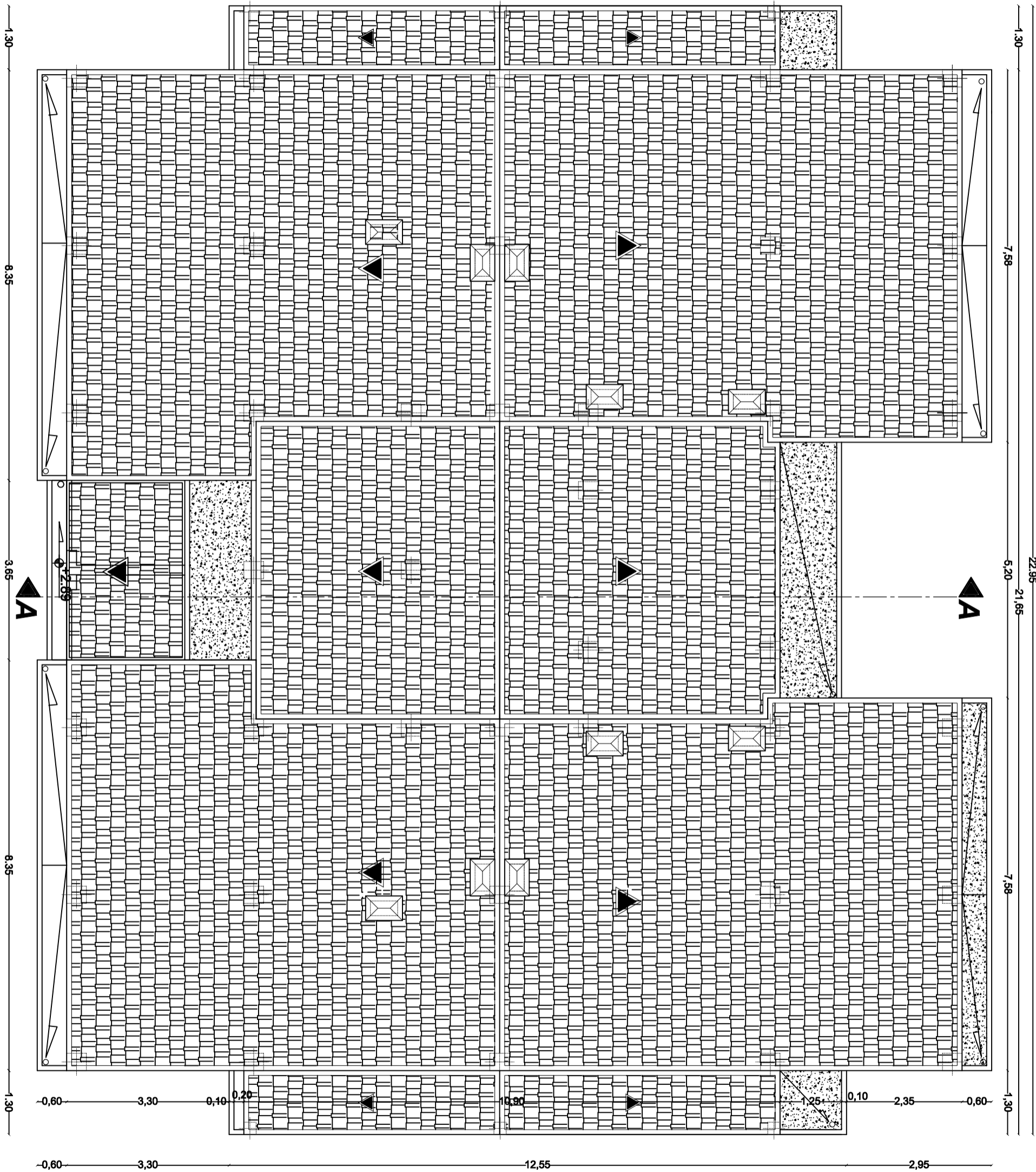


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

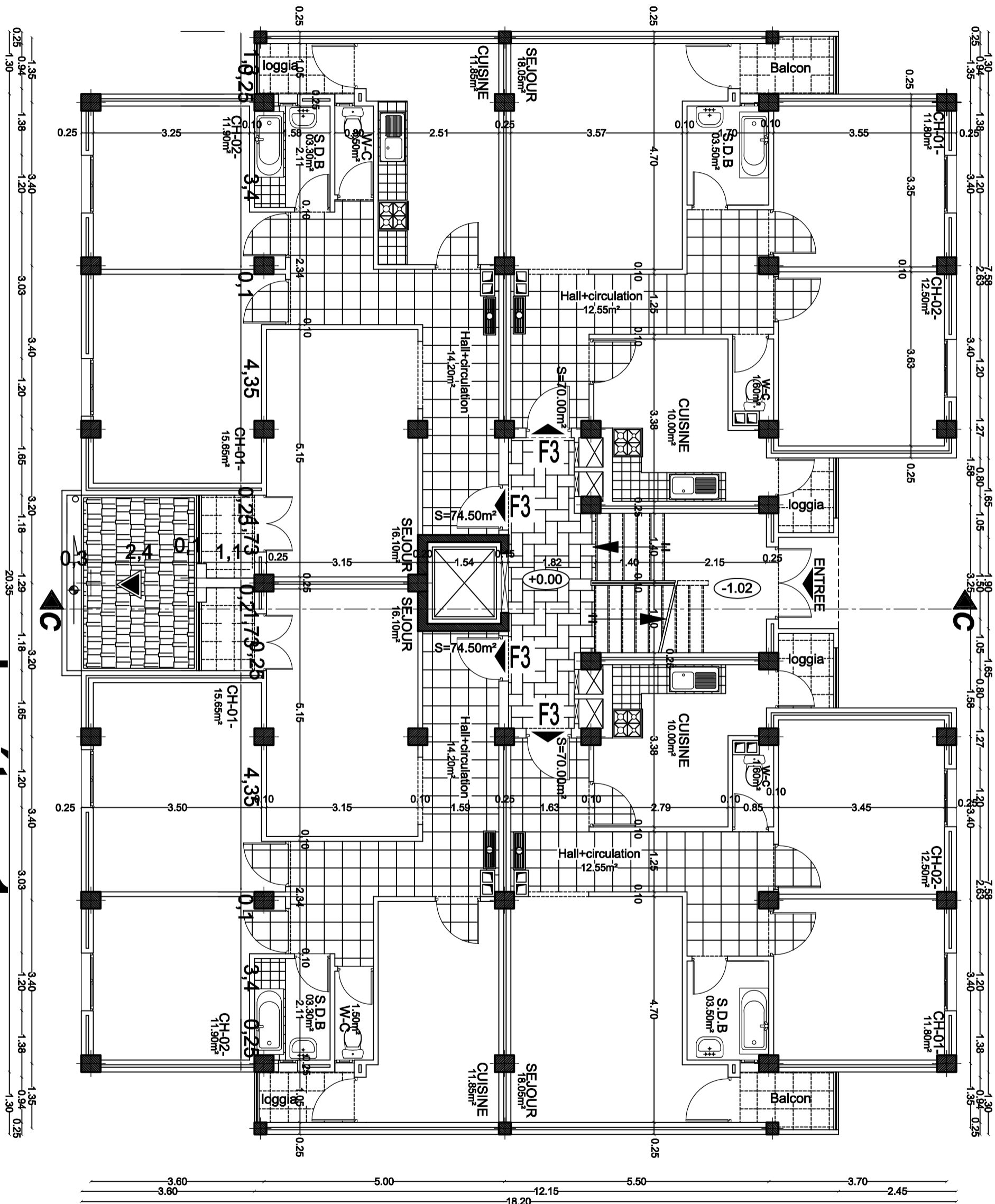
TITRE:  ferrailage du voile type I coupe vertical	ETUDIE PAR : Mr. IMINE Mokrane Mr. MESSAOUI Jugurta
	DIRIGE PAR : Mr. MEGHLAT

ECHELLE	PLANCHE N° 01	PROMOTION 2014-2015
---------	---------------	---------------------

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF  
**vue en plan de toiture**

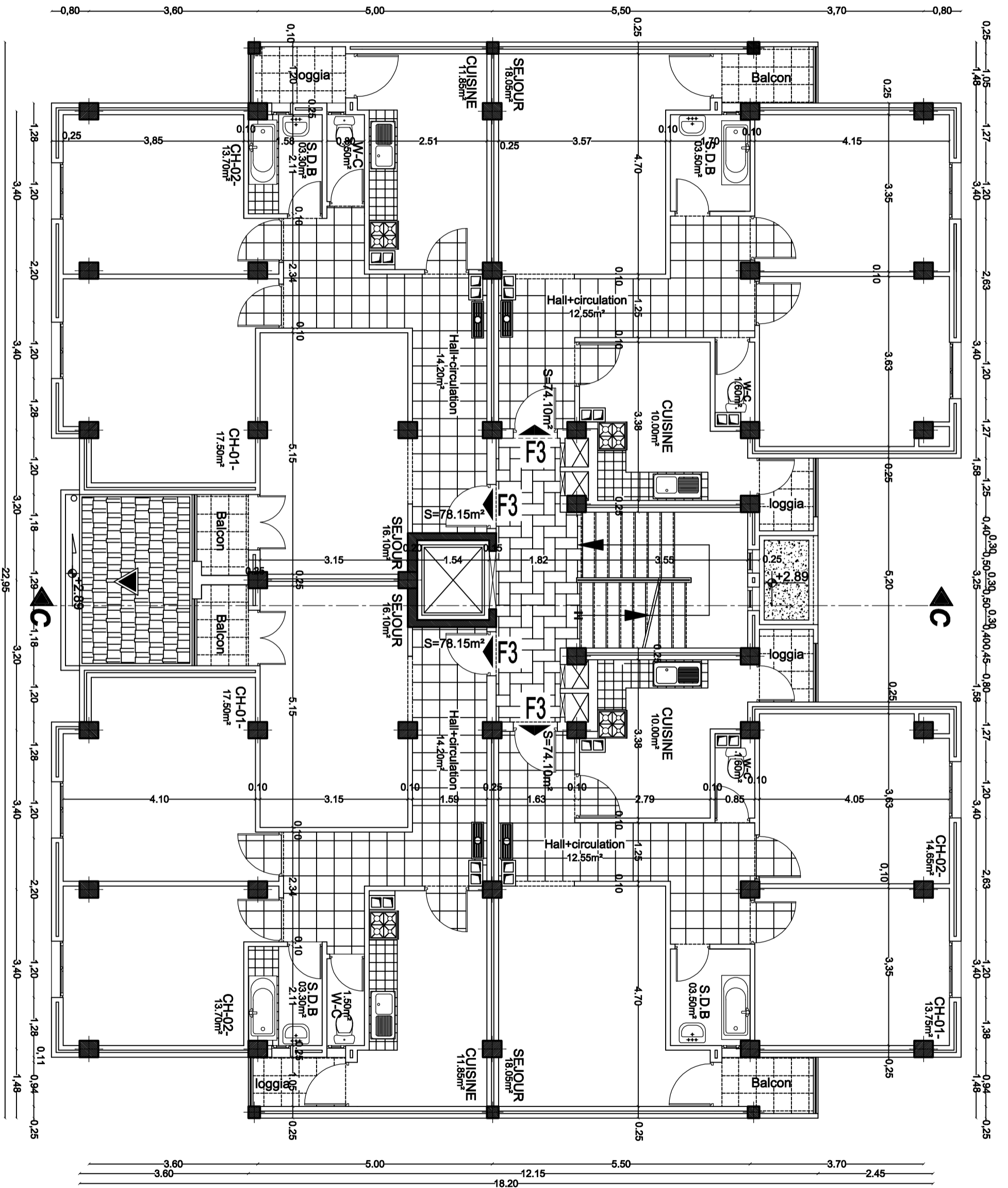


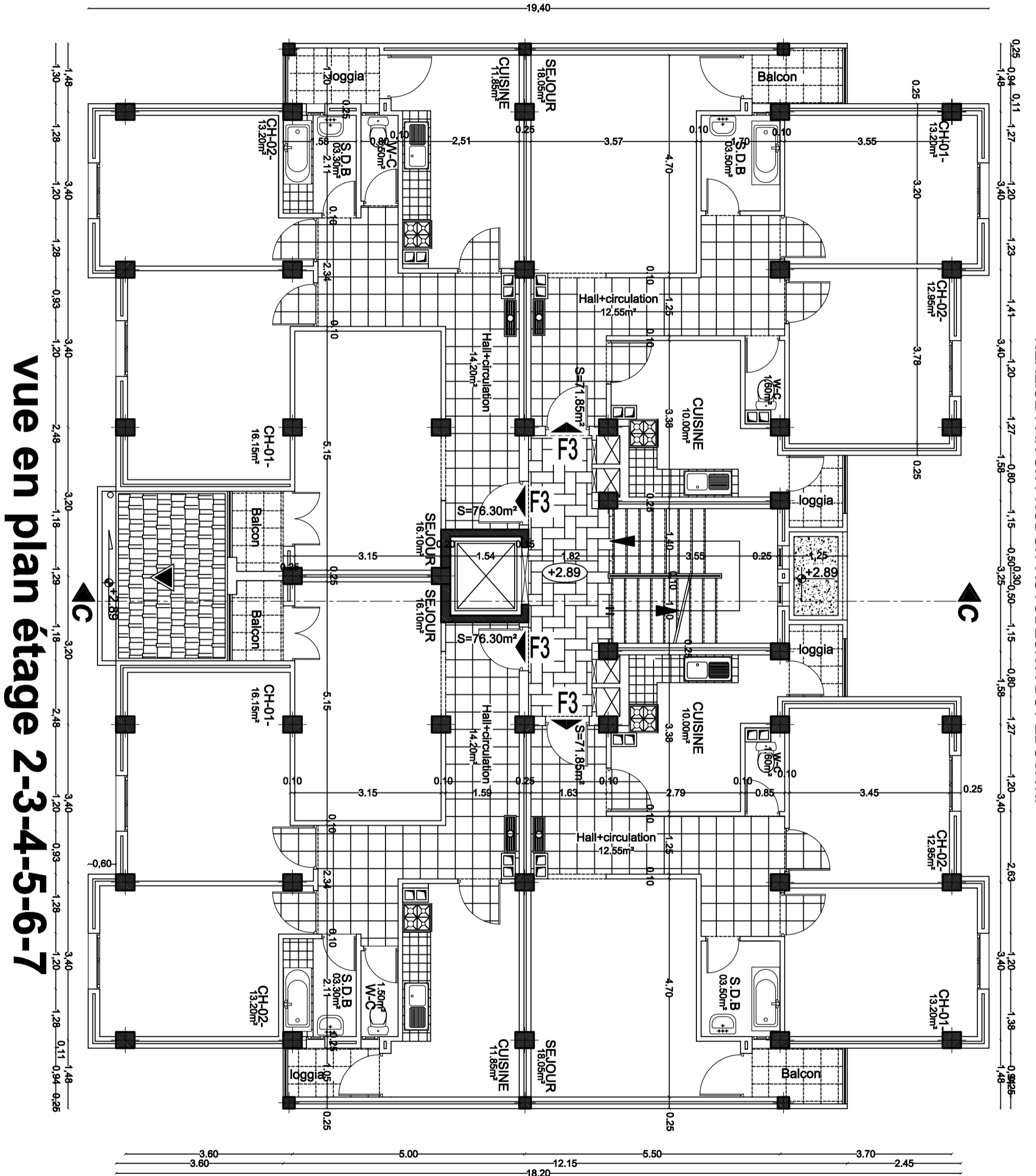
# vue en plan étage 1



# vue en plan étage 8

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

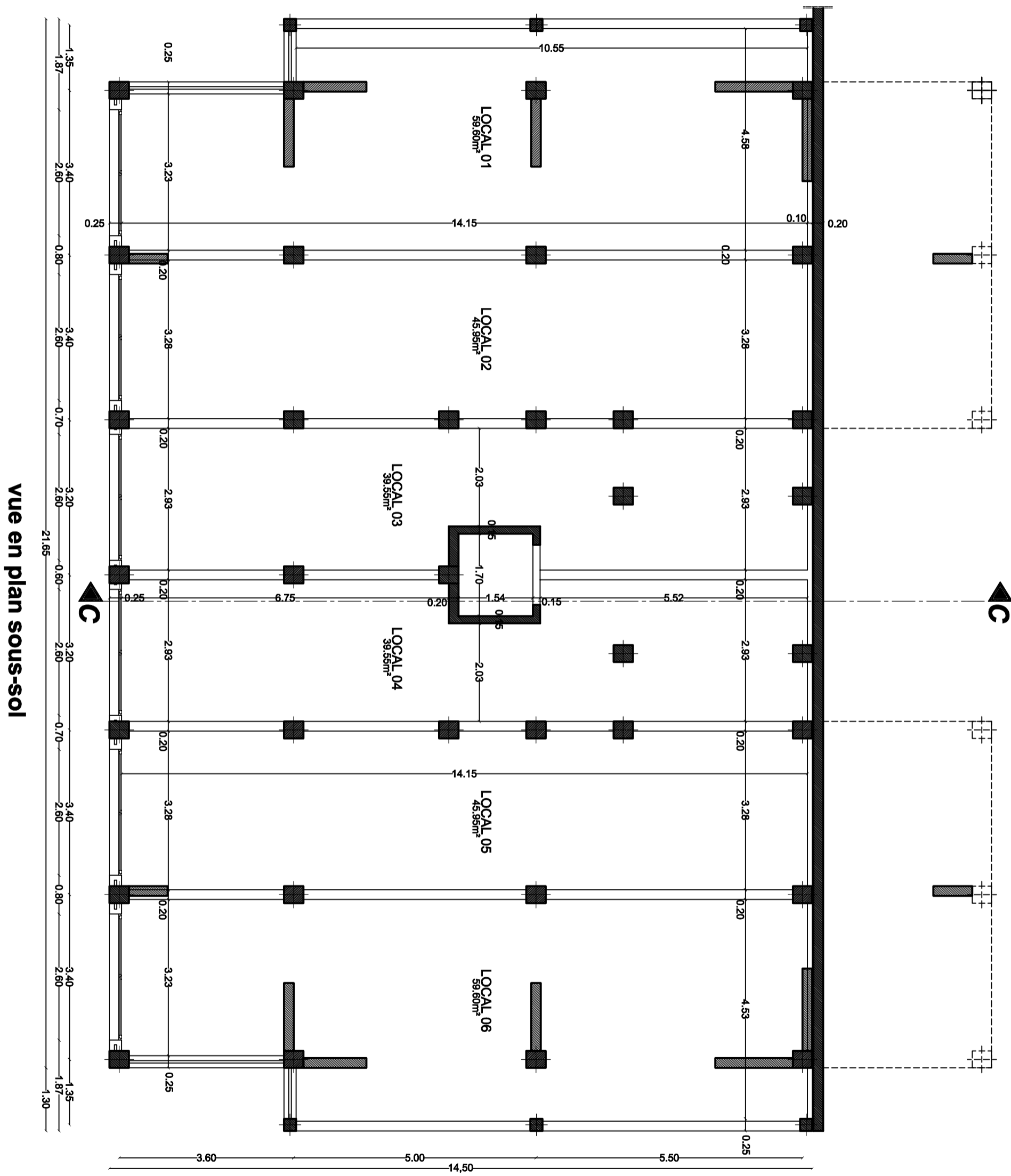




**vue en plan étage 2-3-4-5-6-7**

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF





vue en plan sous-sol

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF